

**AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE SEÇÕES DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Túlio Antunes Pinto Coelho

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Avaliação da Confiabilidade de Seções de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio

Túlio Antunes Pinto Coelho

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão avaliadora:

Prof^a. Dr^a. Sofia Maria Carrato Diniz
DEES - UFMG (Orientadora)

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto
DEES - UFMG

Prof. Dr. Márcilio Souza da Rocha Freitas
UFOP

Belo Horizonte, 10 de outubro de 2018

C672a	<p>Coelho, Túlio Antunes Pinto. Avaliação da confiabilidade de seções de vigas de concreto armado em situação de incêndio [manuscrito] / Túlio Antunes Pinto Coelho. - 2018. xvi, 103 f., enc.: il.</p> <p>Orientadora: Sofia Maria Carrato Diniz.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 96-103.</p> <p>Bibliografia: f. 92-95.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Concreto armado - Teses. 3. Confiabilidade (Engenharia) - Teses. 4. Incêndios - Teses. 5. Incerteza - Teses. 6. Vigas - Teses. 7. Método de Monte Carlo - Teses. I. Diniz, Sofia Maria Carrato. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	---

“Ao meu pai e meu avô, que não puderam estar aqui para presenciar essa conquista”

"Structural engineering is the art of molding materials we don't wholly understand, into shapes we can't fully analyze, so as to withstand forces we can't really assess, in such a way that the community at large has no reason to suspect the extent of our ignorance."

James E. Amrhein

RESUMO

Normas e especificações atuais para o projeto de estruturas de concreto armado (CA) se baseiam no Método dos Estados Limites, ou seja, métodos semi-probabilísticos. Nas últimas décadas, muito tem sido desenvolvido em termos da avaliação da confiabilidade de componentes estruturais em CA tais como lajes, vigas e pilares com vistas a subsidiar a calibração de fatores parciais nos métodos semi-probabilísticos. Por outro lado, são escassos os estudos destinados à verificação da confiabilidade de tais componentes estruturais em situação de incêndio. Devido à natureza imprevisível dos incêndios e às várias incertezas pertinentes ao problema (propriedades mecânicas dos materiais às temperaturas elevadas, dimensões, modelos matemáticos empregados, etc.), a confiabilidade de elementos estruturais de CA em situação de incêndio deve ser investigada. Neste contexto, esta pesquisa tem como objetivo apresentar o arcabouço para a avaliação da confiabilidade de estruturas de CA em situação de incêndio, em específico o caso de vigas, compreendendo os conceitos envolvidos, a descrição probabilística das variáveis pertinentes, a definição da função de desempenho correspondente e a descrição sucinta de métodos para análise de confiabilidade. Assim, a avaliação da confiabilidade de seções de vigas de CA em situação de incêndio é feita neste trabalho a partir de conceitos e métodos probabilísticos. A probabilidade de falha de vigas frente a um incêndio totalmente desenvolvido é obtida através da simulação de Monte Carlo. Nestas circunstâncias, a aplicação da avaliação de confiabilidade busca evidenciar qualquer deficiência ou lacuna na concepção e constitui uma boa base para a reapreciação do projeto no intuito de satisfazer a exigência de desempenho esperado. Esse trabalho mostra como uma análise determinística pode ser facilmente estendida para uma análise de confiabilidade, ilustrando claramente as vantagens oferecidas pela utilização de métodos probabilísticos. Com base nas probabilidades de falha encontradas, percebe-se a baixa influência do tipo de agregado na probabilidade de falha, o fato de que o aumento da área de aço, para uma mesma seção transversal, proporciona aumento da probabilidade de falha e que o aumento da razão de carga culmina em um aumento da probabilidade de falha. Sumarizando, pôde-se extrair percentuais da influência de cada parâmetro avaliado, servindo de referência para trabalhos posteriores.

Palavras-chave: concreto armado, confiabilidade, incêndio, incertezas, vigas, simulação de Monte Carlo.

ABSTRACT

Current standards and specifications for the design of reinforced concrete (RC) structures are based on Limit State Methods, i.e. semi-probabilistic methods. In the last decades, much has been developed in terms of the reliability assessment of structural components in RC such as slabs, beams and columns aimed at the calibration of partial factors in semi-probabilistic methods. On the other hand, studies of the reliability of such structural components under fire are practically nonexistent. Due to the unpredictable nature of the fires and the various uncertainties related to the problem (mechanical properties of materials at high temperatures, dimensions, mathematical models employed, etc.), the reliability of the RC structural elements under fire should be investigated. This research aims to present the framework for the reliability analysis of RC structures, in the case of beams, in a fire situation, comprising the concepts, methods, probabilistic description of the relevant variables and definition of the corresponding performance function. As a practical example, the reliability of some beams sections of RC in a fire situation will be evaluated from probabilistic concepts and methods. The probability of failure of beams to a fully developed fire is obtained via Monte Carlo simulation. In these circumstances, the application of the reliability assessment seeks to highlight any deficiencies or shortcomings in the design and constitutes a good basis for the project review in order to satisfy the expected performance requirement. Based on the probabilities of failure found, the low influence of the aggregate type on the probability of failure is observed, the fact that the increase of the steel area, for the same cross section, increases the probability of failure and that the increase of the load ratio culminates in an increase of the probability of failure. Summarizing, it was possible to extract percentages of the influence of each evaluated parameter, serving as reference for later works.

Key words: reinforced concrete, reliability, fire, uncertainties, beams, Monte Carlo simulation

SUMÁRIO

RESUMO	iv
ABSTRACT	v
SUMÁRIO.....	vi
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
1. Introdução.....	1
1.1 Significado da Pesquisa	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo Geral	3
1.2.2 Objetivos Específicos	3
1.3 Estrutura da Dissertação	4
2. Engenharia de Incêndio Aplicada a Estruturas de Concreto Armado: Princípios Básicos .5	
2.1 Introdução	5
2.2 Severidade do Fogo	8
2.2.1 Incêndio Real	8
2.2.2 Incêndio Padronizado	9
2.2.2.1 Curva “H”	11
2.3 Resistência ao Fogo	12
2.3.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	13
2.3.2 Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio	14
2.3.2.1 Concreto	14
2.3.2.1.1 Resistência à Compressão do Concreto na Temperatura θ	16
2.3.2.1.2 Módulo de Elasticidade do Concreto na Temperatura θ	17
2.3.2.2 Aço	18
2.3.2.2.1 Aço de Armadura Passiva - Resistência ao Escoamento do Aço de Armadura Passiva na Temperatura θ	19
2.3.2.2.2 Aço de Armadura Passiva – Módulo de Elasticidade do Aço de Armadura Passiva na Temperatura θ	20
2.4 Sistemas de Proteção Contra Incêndios	21

2.4.1	Proteção Passiva	21
2.4.2	Proteção Ativa	22
2.5	Resumo	23
3.	Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio	24
3.1	Introdução	24
3.2	Método Tabular.....	27
3.3	Método Simplificado de Cálculo	29
3.4	Método Avançado de Cálculo.....	29
3.5	Método Experimental	29
3.6	Considerações Sobre a Norma Europeia – <i>Eurocode 2 - Parte 1-2</i>	30
3.6.1	Valores Tabelados - Vigas.....	30
3.6.2	Métodos de Cálculo	33
3.6.2.1	Métodos de Cálculo Simplificado	33
3.6.2.2	Métodos de Cálculo Avançado.....	36
3.7	Escolha do Modelo a Ser Utilizado	36
3.8	Momento Resistente	38
3.8.1	Fatores de Redução da Resistência.....	39
3.9	Momento Solicitante.....	40
3.10	Resumo	43
4.	Confiabilidade Estrutural e Incertezas	44
4.1	Introdução	44
4.2	Incertezas no Projeto de Engenharia.....	45
4.2.1	Variáveis Básicas.....	45
4.2.2	Tipos de Incertezas	45
4.2.2.1	Incertezas do Fenômeno	47
4.2.2.2	Incertezas Físicas	47
4.2.2.3	Incertezas Estatísticas	48
4.2.2.4	Incertezas na Modelagem	48
4.2.2.5	Incertezas na Previsão	49
4.2.2.6	Incertezas na Decisão	49
4.2.2.7	Incertezas nos Fatores Humanos	49
4.3	Confiabilidade Estrutural	50
4.3.1	Conceito de Falha	51

4.3.2	Probabilidade de Falha	51
4.3.3	Problema Básico da Confiabilidade	51
4.3.3.1	Caso Especial: Variáveis com Distribuição Normal	53
4.4	Métodos de Análise de Confiabilidade	55
4.4.1	Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem (FOSM)	56
4.4.2	Métodos de Simulação de Monte Carlo	57
4.4.2.1	Erro Associado ao Tamanho da Amostra	61
4.4.3	Descrição do @RISK	61
4.5	Resumo	62
5.	Confiabilidade de Seções de Vigas de Concreto Armado em Situação de Incêndio	63
5.1	Introdução	63
5.2	Características das Vigas Analisadas	64
5.3	Descrição Estatística das Variáveis Aleatórias Pertinentes ao Problema	65
5.3.1	Obtenção das Estatísticas da Resistência	65
5.3.2	Obtenção das Estatísticas da Solicitação	70
5.4	Função de Desempenho para o Estado Limite Último de Vigas Submetidas à Flexão em Situação de Incêndio	75
5.5	Cálculo Probabilístico - Simulação de Monte Carlo	76
5.5.1	Simulação de Monte Carlo	77
5.5.2	Erro Associado ao Tamanho da Amostra	83
5.6	Influência dos Diversos Parâmetros Envolvidos na Probabilidade de Falha	83
5.6.1	Influência da Resistência à Compressão do Concreto	83
5.6.2	Influência do Agregado	84
5.6.3	Influência da Razão de Carga	84
5.6.4	Influência da Taxa de Armação Longitudinal	86
5.6.5	Influência da Temperatura	86
5.6.6	Sumário	86
5.7	Resumo	87
6.	Conclusões	88
6.1	Sumário	88
6.2	Conclusões	89
6.3	Sugestões para Trabalhos Futuros	91
7.	Referências Bibliográficas	92

8. ANEXO 1 - ANÁLISE DE CONFIABILIDADE aplicação em uma das configurações de viga 96

A1. Objetivo	96
A1.1. Características Geométricas e Propriedades Mecânicas dos Materiais	96
A1.2. Cálculo do Momento Resistente.....	97
A1.3. Cálculo do Momento Solicitante.....	99
A1.4. Cálculo da Probabilidade de Falha.....	101
A1.5. Cálculo do Erro Associado ao Tamanho da Amostra	103

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Variação da resistência à compressão relativa do concreto em função da temperatura (KODUR, 2014)	2
Figura 2.1: Incêndio no Edifício Andraus (NEGRISOLO, 2011).....	7
Figura 2.2: Incêndio no Edifício Joelma (NEGRISOLO, 2011)	7
Figura 2.3: Fases principais de um incêndio real (COSTA, 2008).....	9
Figura 2.4: Curva de incêndio padronizado segundo a ISO 834:1975 (COSTA, 2008)	11
Figura 2.5: Curva “H” para materiais hidrocarbonetos (COSTA, 2008)	12
Figura 2.6: Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura (NBR 15200:2012).....	17
Figura 2.7: Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura (NBR 15200:2012)	18
Figura 2.8: Fator de redução da resistência do aço da armadura passiva em função da temperatura (NBR 15200:2012)	20
Figura 2.9: Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura (NRB 15200:2012)	21
Figura 2.10: Desempenho dos meios de proteção no comportamento do incêndio real (COSTA, 2008).....	23
Figura 3.1: Fluxograma de dimensionamento de estruturas em situação de incêndio	25
Figura 3.2: Distâncias c_1 e c_{1l} (NBR 15200:2012).....	27
Figura 3.3: Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas (NBR 15200:2012).....	28
Figura 3.4: Definição de dimensões para diferentes tipos de seção de viga (NE 1992–1–2, 2010)	31
Figura 3.5: Viga I com largura da alma b_w variável satisfazendo os requisitos de uma seção transversal imaginária (EUROCODE 1992–1–2, 2010)	32
Figura 3.6: Envoltória dos diagramas de momentos fletores resistentes de uma viga contínua em situação de incêndio (EUROCODE 1992–1–2, 2010).	33
Figura 3.7: Perfis de temperatura (°C) para uma viga, $h \times b = 600 \times 300$ (EUROCODE 1992–1–2, 2010).....	34

Figura 3.8: Perfis de temperatura (°C) para uma viga, $h \times b = 600 \times 300$ (EUROCODE 1992–1–2, 2010).....	35
Figura 3.9: Superfície da seção transversal para a qual são apresentados os ábacos com as linhas de temperatura (EUROCODE 1992–1–2, 2010).....	35
Figura 3.10: Escolha do modelo de cálculo (ROBERT el al., 2012, adaptado).....	36
Figura 3.11: Seção da Viga.....	39
Figura 3.12: Perfis de temperatura (°C) para uma viga, $h = 500$ e $b = 200$, referente aos tempos de 30, 90, 120 e 180 minutos de exposição ao fogo, respectivamente (NE 1992–1–2, 2010).	40
Figura 4.1: Inter-relação das incertezas na avaliação de confiabilidade (Melchers, 1987 adaptado)	46
Figura 4.2: Problema básico da confiabilidade representado pelas PDF's de R e S.....	53
Figura 4.3: Função densidade de probabilidade da função margem de segurança (M)	54
Figura 5.1: Função densidade de probabilidade do momento resistente (azul) /momento solicitante (vermelho) para o caso específico da configuração $4 \phi 12 \text{ mm}$ à 100 °C ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, agregado silicoso e razão de carregamento $r = 1$).....	78
Figura 5.2: Carga permanente e sobrecarga para os casos de razão de carga 1 e 4.....	85
Figura A.1 - Função densidade de probabilidade para o momento resistente, $T = 100 \text{ °C}$	98
Figura A.2 - Função densidade de probabilidade para o momento solicitante.....	100
Figura A.3 - Função densidade de probabilidade para o momento solicitante/resistente, $T = 100 \text{ °C}$	101
Figura A.4 – Histograma da função margem de segurança, $T = 100 \text{ °C}$	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Fatores parciais de segurança em caso de incêndio nas diferentes normas.....	2
Tabela 2.1: Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos	14
Tabela 2.2: Valores das relações para concretos de massa específica normal (2000 kg/m ³ a 2800 kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários (NBR 15200:2012).....	16
Tabela 3.1: Dimensões mínimas para vigas biapoiadas (NBR 15200:2012)	28
Tabela 3.2: Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos (NBR 15200:2012)	28
Tabela 3.3: Dimensões e distâncias mínimas ao eixo de vigas simplesmente apoiadas de concreto armado ou protendido (EUROCODE 1992-1-2, 2010).....	30
Tabela 3.4: Dimensões e distâncias mínimas ao eixo de vigas contínuas de concreto armado ou protendido (EUROCODE 1992-1-2, 2010).	31
Tabela 3.5: Fatores parciais de segurança para o aço e concreto (NBR 6118: 2014)	39
Tabela 3.6: Fatores de redução do concreto e do aço em função da temperatura	40
Tabela 3.7: Ações permanentes diretas agrupadas (NBR 8681:2004)	41
Tabela 3.8: Ações variáveis consideradas conjuntamente (NBR 8681:2004).....	42
Tabela 3.9: Fatores de combinação (ψ_2) utilizados para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis em edificações (NBR 8681:2004).....	42
Tabela 4.1: Proporção de falha de sistemas devido à falha humana (Stewart & Melchers 1997)	50
Tabela 5.1: Detalhes geométricos das vigas em análise.....	65
Tabela 5.2: Dimensões mínimas para vigas biapoiadas (NBR 15200:2012)	65
Tabela 5.3: Estatísticas das variáveis aleatórias associadas à resistência.....	66
Tabela 5.4: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 8 mm em função da temperatura.	67
Tabela 5.5: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 10 mm em função da temperatura.	67
Tabela 5.6: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 12,5 mm em função da temperatura.	67

Tabela 5.7: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 16 mm em função da temperatura.	68
Tabela 5.8: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 20 mm em função da temperatura.	68
Tabela 5.9: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 8 mm em função da temperatura.	68
Tabela 5.10: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 10 mm em função da temperatura.	69
Tabela 5.11: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 12,5 mm em função da temperatura.	69
Tabela 5.12: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 16 mm em função da temperatura.	69
Tabela 5.13: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 20 mm em função da temperatura.	70
Tabela 5.14: Estatísticas do modelo	71
Tabela 5.15: Estatísticas de carregamento (Szarszen & Nowak, 2003)	71
Tabela 5.16: Médias μ_{SC} e μ_{CP} para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 25$ MPa.....	73
Tabela 5.17: Médias μ_{SC} e μ_{CP} para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 50$ MPa.....	74
Tabela 5.18: Média $\mu_{SC, fi}$ e desvio padrão $\sigma_{SC, fi}$ para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 25$ MPa.	74
Tabela 5.19: Média $\mu_{SC, fi}$ e desvio padrão $\sigma_{SC, fi}$ para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 50$ MPa.	75
Tabela 5.20: Descrição estatística das variáveis aleatórias pertinentes ao problema.....	76
Tabela 5.21: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso).....	79
Tabela 5.22: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso).....	80
Tabela 5.23: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 25$ MPa e agregado calcário)	81
Tabela 5.24: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 50$ MPa e agregado calcário)	82
Tabela 5.25: Probabilidade de falha à 600 °C e agregado silicoso (influência do f_{ck})	83

Tabela 5.26: Probabilidade de falha à 600 °C (influência do agregado)	84
Tabela 5.27: Probabilidade de falha à 600 °C, agregado silicoso e $f_{ck} = 25$ MPa (influência de r)	85
Tabela 5.28: Probabilidade de falha à 600 °C, agregado silicoso e $f_{ck} = 25$ MPa (influência do A_s)	86
Tabela A.1: Características da viga em estudo	96
Tabela A.2: Estatísticas do momento resistente, M_{R-SMC} , obtidas via simulação de Monte Carlo	98
Tabela A.3: Estatísticas do momento resistente obtido via simulação de Monte Carlo,	99
Tabela A.4: Estatísticas do momento solicitante obtido via simulação de Monte Carlo	100
Tabela A.5: Probabilidades de falha e índices de confiabilidade	102
Tabela A.6: Cálculo do erro associado ao tamanho da amostra	103

LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{S,req}(X)$ – Área mínima das armaduras superiores na seção x .

$A_{S,req}(0)$ – Área da seção das armaduras superiores necessárias no apoio.

A_s – Área de aço da armação.

a – Cobrimento segundo Eurocode.

a_{eff} – Cobrimento efetivo segundo Eurocode.

b – Largura da viga.

B – Variável aleatória que representa a largura da viga.

b_{min} – Dimensão mínima da largura da viga.

c_1 – Distância do eixo da barra à superfície de concreto das armaduras inferiores.

d_{ef} – Altura efetiva da viga.

d' – Distância da face inferior do concreto para o eixo da barra de aço.

D' – Variável aleatória que representa a distância da face inferior do concreto para o eixo da barra de aço.

d – Distância do eixo da barra à face superior.

E – Módulo de Elasticidade Longitudinal.

$E_{c,\theta}$ – Módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas θ .

E_{ck} – Módulo de elasticidade do concreto em situação normal.

E_s – Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal.

$E_{s,\theta}$ – Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva em função da temperatura θ .

F_{gk} – Ação permanente com seu valor característico.

$F_X(x)$ - Função de distribuição acumulada (CDF).

$f_{y,k}$ – Resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal.

$f_{y,\theta}$ – Resistência característica do aço de armadura passiva em função da temperatura θ .

$f_{c,\theta}$ – Resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas θ .

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto em situação normal.

F_y – Variável aleatória que representa a resistência ao escoamento do aço.

F_c – Variável aleatória que representa a resistência à compressão do concreto.

$f(A)$ – Função para contabilizar risco aumentado em função do tamanho do compartimento.

h – Altura da viga.

H – Variável aleatória que representa a altura da viga

$k_{c,\theta}$ – Fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ .

$k_{cE,\theta}$ – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ .

$k_{S,\theta}$ – Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ .

$k_{SE,\theta}$ – fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ .

M_{sd} – Momento solicitante na viga.

M_{rd} – Momento resistente na viga.

M_g – Momento permanente na viga.

M_q – Momento acidental na viga.

P_f – Probabilidade de Falha.

$R(\mathbf{X})$ – Função de variáveis aleatórias que representam o momento resistente do elemento.

$R_{d,fi}$ – Resistência de cálculo em situação de incêndio.

$S(\mathbf{X})$ – Função de variáveis aleatórias que representam o momento solicitante.

$S_{d,fi}$ – Solicitação de cálculo em situação de incêndio.

\mathbf{X} – Vetor de variáveis aleatórias do problema.

ΔT – Gradiente de temperatura na direção de estudo.

β – Índice de Confiabilidade.

γ_g – Coeficiente de ponderação das ações permanentes.

γ_q – Coeficiente de ponderação das ações variáveis.

γ_s – Fator parcial de segurança referente ao aço.

γ_c – Fator parcial de segurança referente ao concreto.

ε_{res} – Emissividade resultante.

θ_a – Temperatura da superfície do aço.

θ_R – Incertezas no modelo de resistência.

θ_S – Incertezas no modelo de ação de cargas.

λ – Condutibilidade térmica do material.

μ_x – Média de uma variável X.

σ_x – Desvio padrão de uma variável X.

φ_{2j} – Fator de redução para combinação de esforços.

$\Phi(x)$ – Função de distribuição normal padrão.

1

INTRODUÇÃO

1.1 Significado da Pesquisa

A estabilidade estrutural durante um incêndio constitui um dos aspectos mais importantes na segurança global de uma edificação nesse tipo de situação adversa. O princípio básico é que, em uma situação de incêndio, a construção não deve colapsar prematuramente, causando ferimentos aos ocupantes ou bombeiros que venham a socorrer o local, mas, diferente disso, deve possibilitar tempo suficiente para que os ocupantes a abandonem e/ou sejam resgatados. Situações de colapso estrutural normalmente significam que o dano ao edifício é mais extenso e, portanto, que as perdas econômicas são maiores.

Em geral, as estruturas de concreto armado (CA) têm, historicamente, um bom desempenho nas situações de incêndios (Bailey & Khoury, 2011). Isso porque o concreto é um material não combustível e apresenta uma condutividade térmica relativamente baixa, o que proporciona, além de lenta transferência de calor no interior do mesmo, maior segurança à armação, que não é fortemente afetada pela temperatura.

Projetar estruturas em situação de incêndio é uma das tarefas mais difíceis enfrentadas pelos engenheiros (Fitzgerald, 1997). Isto ocorre, principalmente, devido à natureza extremamente imprevisível, tanto do comportamento do fogo, quanto das respostas estruturais dos elementos frente ao incêndio. As metodologias de projeto baseiam-se predominantemente em estudos empíricos sobre o comportamento do fogo e as respostas estruturais associadas. Considerando-se as várias incertezas pertinentes ao problema (propriedades mecânicas dos materiais à temperatura elevada, dimensões, modelos matemáticos empregados, etc.), torna-se evidente que a confiabilidade de estruturas de CA, em situação de incêndio, deve ser investigada.

Ademais, toda a aleatoriedade inerente à ocorrência de um incêndio e suas consequências, as dificuldades em se conceber um modelo de avaliação probabilístico para o caso de incêndio em

estruturas de CA, bem como a discrepância de equações e resultados obtidos pelas normas e trabalhos científicos (por exemplo, o valor da resistência à compressão do concreto, Figura 1.1), justificam a importância do estudo a ser realizado nesta dissertação.

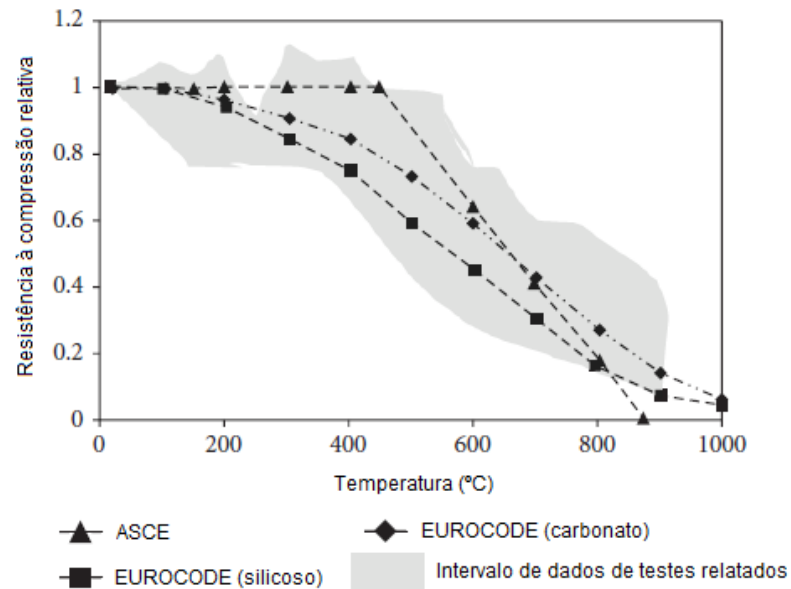


Figura 1.1: Variação da resistência à compressão relativa do concreto em função da temperatura (KODUR, 2014)

Outrossim, os próprios fatores parciais de segurança utilizados nos projetos em situação de incêndio são questionáveis. Segundo EAMON (2013), os coeficientes recomendados pela *American Society of Civil Engineers* (ASCE) seriam de 1,2 para cargas permanentes e 0,5 para sobrecarga. Já segundo o *American Concrete Institute* (ACI), esses coeficientes seriam de 1,0 para cargas permanentes e 1,0 para sobrecarga. No caso da norma brasileira NBR 8681:2004, conforme será mostrado nesse trabalho, esses coeficientes seriam de 1,2 para cargas permanentes e 0,28 para sobrecarga, considerando as características das vigas em estudo. Toda essa problemática pode ser resumida na Tabela 1.1

Tabela 1.1: Fatores parciais de segurança em caso de incêndio nas diferentes normas

Norma	Ano	γ_g	γ_q
NBR 8681	2004	1,2	0,28
ACI 216.1	2007	1,0	1,0
ASCE 7	2010	1,2	0,5

Essas inconsistências ilustram a falta de uma abordagem sistemática e probabilisticamente calibrada para a consideração do incêndio em todas as normas vigentes utilizadas para o projeto de estruturas de concreto armado.

No que tange as bibliografias nessa vertente, verificou-se que, para o caso de avaliações da confiabilidade de vigas de concreto armado à temperatura ambiente, alguns trabalhos já foram realizados, podendo-se citar MACHADO (2001). Já no caso em situação de incêndio, nenhum estudo nacional foi encontrado, tendo sido identificado na literatura internacional apenas o estudo de EAMON (2013). No caso do aço, a situação é outra, vários estudos já foram realizados, podendo-se citar RICARDO (2015), PEROS (2011), YANG (2011), dentre outros autores. Tal fato, reforça a importância deste estudo.

1.2 Objetivos

Os objetivos deste trabalho podem ser discriminados em gerais e específicos.

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar a confiabilidade de seções de vigas de CA frente a um incêndio totalmente desenvolvido.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar revisão literária acerca dos princípios básicos da engenharia de incêndio e da análise de confiabilidade;
- b) Conceber um modelo de análise de confiabilidade para o caso de vigas de CA em situação de incêndio;
- c) Descrever estatisticamente as variáveis inerentes ao modelo proposto;
- d) Realizar simulação numérica das seções em análise, com o auxílio do método de Simulação de Monte Carlo; e
- e) Obter as probabilidades de falha para as situações simuladas.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação se encontra dividida em nove capítulos, sendo tratado em cada um deles os seguintes temas:

- Capítulo 1 – Neste Capítulo é apresentada a introdução e justificativa da pesquisa, bem como os objetivos da mesma frente à problemática relacionada ao estudo das estruturas de CA em situação de incêndio;
- Capítulo 2 – Neste Capítulo são apresentados os princípios básicos da engenharia de incêndio, englobando conceitos de severidade do fogo e resistência ao fogo, base para a construção do raciocínio desenvolvido neste trabalho;
- Capítulo 3 – Neste Capítulo conceitos relativos ao dimensionamento de vigas de CA em situação de incêndio são apresentados, balizado pelos métodos definidos na NBR 15200:2012;
- Capítulo 4 – Neste Capítulo conceitos relativos à confiabilidade estrutural e incertezas são acrescentados à discussão, apresentando-se os métodos para análise de confiabilidade, dentre eles a Simulação de Monte Carlo;
- Capítulo 5 – Neste Capítulo é feita a descrição das vigas analisadas, são obtidas as equações representativas para cada uma destas grandezas e suas respectivas estatísticas associadas. Por fim é formulada uma equação de desempenho e realizada a Simulação de Monte Carlo para os casos em tela;
- Capítulo 7 – Neste Capítulo é feito um sumário do que fora realizado ao longo do trabalho e são retiradas conclusões frente à análise dos casos. São também sugeridos trabalhos futuros, baseados nas constatações obtidas;
- Capítulo 8 – Neste Capítulo são apresentados todas as referências bibliográficas utilizadas para confecção desta dissertação; e
- Anexo 1 – Neste anexo, por fim, uma das situações de análise de confiabilidade é apresentada em detalhe, buscando evidenciar o procedimento realizado nas demais situações.

2

ENGENHARIA DE INCÊNDIO APLICADA A ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: PRINCÍPIOS BÁSICOS

2.1 Introdução

Até a década de 1940 os estudos relacionados às peças estruturais em situação de incêndio eram voltados especialmente para estruturas de aço, devido às grandes construções em aço da época. A partir da década de 1950, os efeitos térmicos na degradação do concreto de resistência convencional foram estudados por diversos pesquisadores, utilizando-se, dessa vez, de procedimentos experimentais mais apurados. Essas pesquisas serviram de base para as primeiras recomendações sobre o tema, que foram propostas nos códigos norte americanos e europeus para projetos estruturais (COSTA, 2008).

O tema começou a se desenvolver na Engenharia Estrutural brasileira há cerca de 40 anos, com a publicação da norma NB 503 (1977) – “*Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo*”, para complementação de projetos em estruturas de concreto (BACARJI, 1993).

Através do interesse e evolução do método construtivo de concreto armado, começou a surgir também o interesse de compreender o comportamento desse material e os fenômenos de propagação dos incêndios.

Conceitualmente, define-se que o incêndio é uma combustão caracterizada pelo aparecimento e propagação da chama, liberação de calor, emissão de gases, produção de fumaça e formação de diversos produtos a partir do carbono. Em resumo, um incêndio só pode existir quando há um combustível, um comburente e uma fonte de calor.

Inúmeros incêndios aconteceram pelo país, sejam causados por alguma falha na estrutura do local, seja por imprudência de algumas pessoas, e, em algumas vezes, até por vingança. Alguns

tomaram maiores proporções, causaram prejuízos materiais imensuráveis ou ainda perdas culturais significativas, como o caso do Museu da Língua Portuguesa, em São Paulo. Mas existem aqueles que, além dos prejuízos financeiros e culturais, levaram a perdas humanas. Alguns dos casos mais significativos de incêndios ocorridos no Brasil são brevemente citados a seguir:

- **Edifício Andraus, em São Paulo (SP):** O incêndio aconteceu em 1972, no edifício Andraus no centro de São Paulo. O incêndio foi causado por um luminoso que exibia propagandas. O prédio de 32 andares sofreu explosões que fizeram sua estrutura tremer. Foram 330 feridos e 16 mortos (Figura 2.1).
- **Edifício Joelma, em São Paulo (SP):** Dois anos depois, em 1974, foi a vez do Edifício Joelma de 25 andares. Um curto circuito em um aparelho de ar condicionado começou o incêndio que durou mais de 8 horas. Foram 345 feridos e 188 mortos (Figura 2.2).
- **Lojas Renner, Porto Alegre (RS):** O incêndio da loja ocorreu em 27 de abril de 1976, causado por um curto-circuito no setor de eletrodomésticos, e matou cerca de 41 pessoas. O prédio de sete andares não tinha um terraço apropriado e por isso não foi possível realizar o resgate por helicópteros.
- **Edifício Grande Avenida, São Paulo (SP):** No dia 14 de fevereiro de 1981, a Avenida Paulista parou com o incêndio do edifício Grande Avenida, onde ficava a torre de transmissão da TV Record. Com 17 mortos e dezenas de feridos, essa foi uma das principais tragédias ocorridas na capital paulista.
- **Edifício Andorinha, Rio de Janeiro (RJ):** Em 1986, no Rio de Janeiro, o Edifício Andorinha foi destruído pelo fogo. A causa mais provável é que o fogo tenha se iniciado no 9º andar em uma tomada que estava sobrecarregada por vários aparelhos elétricos. Estima-se 23 mortos e mais de 40 feridos.
- **Canecão Mineiro, Belo Horizonte (MG):** Em 2001, em uma casa de show em Belo Horizonte, Minas Gerais, um acidente com queima de fogos no palco fez as chamas se espalharem deixando 7 mortos e mais de 300 feridos.
- **Boate Kiss, Santa Maria (RS):** O incêndio iniciou no palco da boate, no dia 27 de janeiro de 2013, com um sinalizador lançado por um integrante da banda que tocava na casa. Foram 242 vítimas fatais e inúmeros feridos.
- **Edifício Wilton Paes, São Paulo (SP):** No dia primeiro de maio de 2018, o edifício em que moravam várias famílias de forma irregular desabou após uma suposta explosão de

uma panela de pressão ou de um botijão de gás. Ao menos 317 famílias viviam irregularmente no imóvel e o desabamento deixou 7 mortos e 455 pessoas desabrigadas.

- **Museu Nacional, Rio de Janeiro (RJ):** No dia três de setembro de 2018 o museu nacional da UFRJ, mais antigo do país, é tomado em chamas, resultado do descaso e má conservação por parte da administração pública. Tal incêndio resultou em perdas irreparáveis para a cultura brasileira.



Figura 2.1: Incêndio no Edifício Andraus (NEGRISOLO, 2011)



Figura 2.2: Incêndio no Edifício Joelma (NEGRISOLO, 2011)

Considerando então a relevância desse fenômeno e a importância da melhor compreensão de sua influência em estruturas, busca-se nesse capítulo apresentar os princípios básicos da engenharia de incêndio aplicada a estruturas de concreto armado, objeto deste estudo. Para tanto, a introdução de dois conceitos é fundamental: a severidade e a resistência do fogo.

2.2 Severidade do Fogo

A severidade do fogo é uma medida do potencial destrutivo de um incêndio. Para uma determinada severidade, um componente estrutural com resistência ao fogo relativamente menor será "destruído" ou perderá a função para a qual foi projetado antes de um componente com resistência ao fogo relativamente maior. A severidade do fogo é usualmente definida em termos de um período de tempo de exposição ao incêndio padrão. No entanto, os incêndios "reais" têm características do incêndio padrão, o que resulta em vários métodos para determinar a "equivalência" à exposição padrão ao fogo. Esses conceitos serão discutidos nas próximas seções.

2.2.1 Incêndio Real

Em uma situação de incêndio real são produzidos três produtos: calor, fumaça e chama. O incêndio pode ser influenciado por diversos fatores (a forma geométrica e dimensões do local, a superfície específica dos materiais combustíveis, o local do início do incêndio, as condições climáticas, as aberturas de ventilação, as medidas de prevenção, as medidas de proteção contra incêndio instaladas, etc.). Logo, há uma probabilidade muito próxima de zero para que existam dois incêndios iguais (SEITO et al., 2008).

Pode-se dizer que as fases de um incêndio real estão relacionadas às suas categorias de risco, com isso a evolução do incêndio é caracterizada por cinco fases, a saber (COSTA, 2008):

1. Na fase inicial (primeira fase), ou ignição, consideram-se duas etapas: o abrasamento e chamejamento. O abrasamento se inicia com uma combustão lenta, sem chama, onde há produção de pouco calor, com potencial para expelir gases tóxicos. Já o chamejamento é a combustão na forma de chamas e fumaça. Esta segunda etapa caracteriza-se pelo crescimento gradual da temperatura, ainda sem riscos de vida para a população ou de colapso para a estrutura;
2. A fase entre a ignição e o flashover é chamada de pré-flashover (segunda fase), e está entre os principais estágios de um incêndio real. Nesta fase, se inicia a inflamação do ambiente, caracterizada por uma aceleração no aumento da temperatura. O incêndio para se alastrar ainda depende das características do ambiente (combustível, ventilação, etc.);

3. A fase de inflamação generalizada ou *flashover* (terceira fase) é o ponto a partir do qual o fogo se propagará e queimará com maior rapidez os materiais combustíveis ali existentes. Os gases quentes e fumaça poderão ser transferidos por meio das aberturas para outros ambientes. É o instante em que o sinistro não é mais controlável e todos os compartimentos estão tomados pelas chamas;
4. A fase pós inflamação generalizada (quarta fase) é estágio caracterizado por um aumento intenso da temperatura dos gases. É a etapa em que todo o ambiente está em chamas e caminha para o pico de temperatura máxima do incêndio, que é correspondente à máxima temperatura dos gases do ambiente; e
5. A fase de extinção ou o que se chama de fase de resfriamento (quinta fase) que é o estágio em que a intensidade e a severidade do incêndio diminuirão devido à redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente após completa extinção do material combustível presente no compartimento.

A Figura 2.3 (COSTA, 2008) apresenta as fases descritas acima em um diagrama tempo-temperatura.

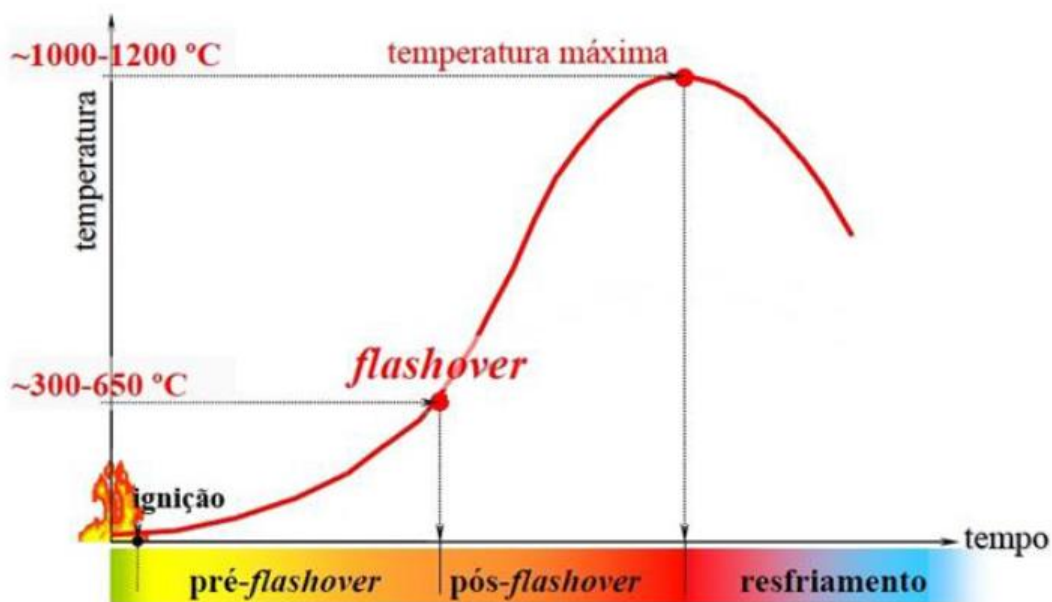


Figura 2.3: Fases principais de um incêndio real (COSTA, 2008)

2.2.2 Incêndio Padronizado

Derivado desses estudos sobre os tipos de incêndios e as características dos mesmos, surgiram curvas internacionalmente conhecidas que visavam padronizar os incêndios para facilitar seu estudo, exemplo disso é a ISO 834:1975, “curva-padrão” ou “incêndio-padrão”, que não

depende das dimensões, finalidade do compartimento e nem das características térmicas dos materiais. Outra curva é a que apresenta o incêndio real, caracterizada por uma curva temperatura-tempo (COSTA & RITA, 2004). Vale ressaltar que quaisquer conclusões sobre um incêndio-padrão e um incêndio-real devem ser analisadas com cuidado, pois o comportamento da curva padrão não é fiel à curva de um incêndio real (COSTA & SILVA, 2003).

A curva ISO 834:1975 é o resultado da uniformização de duas curvas padrão tradicionais: a americana ASTM E-119 (1918) e a britânica BS 476 (1932), ambas similares e de mesma origem. Esta curva é usada em diversos países para simular o processo térmico normalizado ao qual são sujeitos os elementos ou sistemas de construção durante ensaios, sendo utilizada também na avaliação dos materiais segundo classes de resistência ao fogo (COSTA, 2008).

Para facilitar os procedimentos de ensaios e projetos de estruturas, o incêndio foi padronizado por curvas nominais, que são representadas por equações e aplicadas a qualquer compartimento. Estas curvas padrão representam a evolução convencional do fogo em um compartimento a partir da fase de inflamação generalizada.

A curva de incêndio padrão ISO 834:1975 caracteriza-se por possuir um ramo com desenvolvimento ascendente, admitindo que a temperatura dos gases seja sempre crescente ao longo do tempo, e é expressa pela Equação 2.1 (COSTA, 2008):

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \tag{2.1}$$

onde, θ_g é a temperatura dos gases quentes do compartimento em chamas (°C) e t é o tempo (minutos).

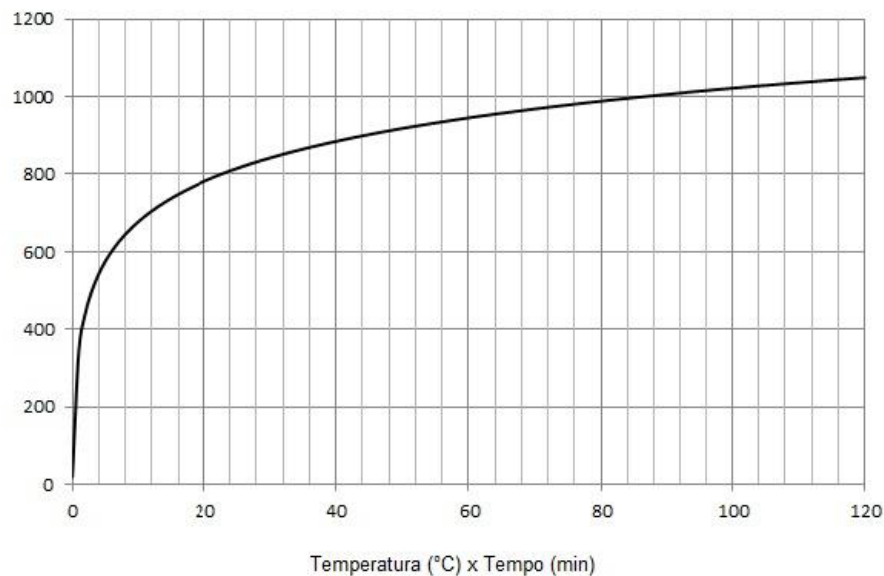


Figura 2.4: Curva de incêndio padronizado segundo a ISO 834:1975 (COSTA, 2008)

Como apresentado no gráfico da Figura 2.4, a curva de incêndio padrão ISO 834 apresenta características que estão longe de ser comparáveis a um incêndio real (Figura 2.3). Isso se deve também ao fato de que características do compartimento, tais como a ventilação, o tipo e a quantidade de combustível, não estão sendo contempladas (INÁCIO, 2011).

A curva ISO 834, embora não manifeste a realidade física de um incêndio em um compartimento, tem mérito na sua utilização pelo simples fato de ser normalizada, unificando os ensaios e permitindo a comparação dos resultados obtidos em diferentes laboratórios pelo mundo. Quanto à sua aplicação, ela não pode ser aplicada aos materiais altamente inflamáveis, pois o fluxo de calor durante esse tipo de combustão e o calor liberado são muito superiores aos dos materiais celulósicos, para esse tipo de incêndio é utilizada a curva “H” – “*hydrocarbon curve*”, que é o resultado de ensaios de incêndios de hidrocarbonetos (COSTA & RITA, 2004).

2.2.2.1 Curva “H”

A curva “H” foi primeiramente desenvolvida especificamente para ser utilizada em incêndios de indústrias petroquímicas, porém, atualmente, ela tem sido recomendada para projetos de túneis e outras vias de transporte de veículos movidos a combustíveis inflamáveis (COSTA, 2008).

Diferentemente da curva-padrão, ela é mais realista para representar incêndios de materiais derivados do petróleo (Figura 2.5). Percebe-se, comparativamente à curva de incêndio

padronizado, que no caso da curva “H” o aumento da temperatura ocorre em um intervalo de tempo menor e que a temperatura final assintótica ocorre mais rapidamente, fato justificado pelo material combustível em questão (líquido inflamável).

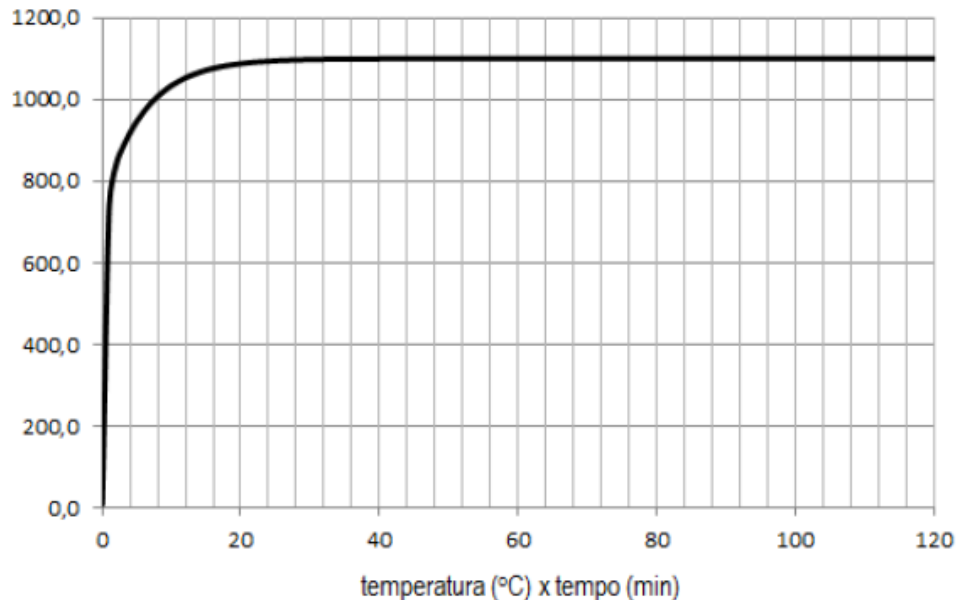


Figura 2.5: Curva “H” para materiais hidrocarbonetos (COSTA, 2008)

2.3 Resistência ao Fogo

Sendo um termo que é frequentemente atribuído ao comportamento dos componentes estruturais em situação de incêndio, a resistência ao fogo é uma medida da capacidade de um componente estrutural em resistir a um incêndio. Mais especificamente, a resistência ao fogo de um componente, ou conjunto de componentes, é a sua capacidade para suportar a exposição ao fogo sem perda de capacidade portante, ou para atuar como uma barreira contra a propagação do fogo - ou ambos. É muitas vezes quantificado como o tempo esperado que os elementos satisfaçam certos critérios quando expostos a um teste padrão de resistência ao fogo.

Na maioria das normas internacionais (*Eurocode 2 – Parte 1–2* e *ACI 216R–89: Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements*), estes critérios são:

- (I) **Estabilidade** - resistência ao colapso estrutural;
- (II) **Integridade** - resistência à transferência de calor;
- (III) **Isolamento** - resistência à temperatura excessiva na face não exposta (interna).

2.3.1 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) pode ser definido como o tempo mínimo (descrito em minutos) de resistência ao fogo que um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio-padrão, deve resistir. Nesse caso “resistir” diz respeito à integridade, estanqueidade e isolamento, onde aplicável (NBR 15200:2012).

A NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – indica o TRRF que deve ser respeitado pelas edificações brasileiras. Estes independem do material estrutural utilizado, sendo dependentes do tipo de ocupação e altura da edificação. Esta norma estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural. Para os elementos de compartimentação, devem ser atendidos requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para possibilitar:

- Fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança;
- Segurança das operações de combate a incêndio; e
- Minimização de danos adjacentes e à infraestrutura pública.

A definição do TRRF de uma edificação se faz baseando-se no fato de que o mesmo é um valor definido em função da probabilidade de ocorrência do incêndio e de suas consequências. Não se trata, portanto, do tempo de duração do incêndio, tempo de resposta do corpo de bombeiros ou brigada de incêndio, como muitos imaginam.

Tendo em vista a dificuldade de cálculo, esse “tempo” é usualmente estabelecido por consenso em comitês normativos. No caso brasileiro, o TRRF é estabelecido pela norma NBR 14432:2001, conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), em minutos

TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF*), EM MINUTOS, SEGUNDO NBR 14432:2000					
Ocupação	Altura da Edificação				
	$h \leq 6m$	$6m < h \leq 12m$	$12m < h \leq 23m$	$23m < h \leq 30m$	$h > 30m$
Residência	30	30	60	90	120
Hotel	30	60 (30)	60	90	120
Comercial	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Escritório	30	60 (30)	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Locais Públicos	60 (30)	60	60	90	120
Estacionamento Fechado	30	60 (30)	60	90	120
Estacionamento Aberto	30	30	30	30	60
Hospital	30	60	60	90	120
Indústria com Baixa Carga de Incêndio	30	30	60	90	120
Indústria com Alta Densidade de Carga de Incêndio	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Loja com Baixa Densidade de Carga de Incêndio	30	30	30	30	60
Loja com Alta Densidade de Carga de Incêndio	60	60	90 (60)	120 (90)	120

(*) Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido como sendo o tempo mínimo de resistência de um elemento construtivo submetido ao incêndio-padrão.
(a) Valores entre parênteses são válidos para edificações com área $\leq 750m^2$.
(b) A altura da edificação (h) é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e piso sem a permanência humana.

2.3.2 Propriedades dos Materiais em Situação de Incêndio

As propriedades dos materiais variam conforme a temperatura dos gases a que são submetidos por ação do fogo e, por isso, se torna fundamental conhecer as temperaturas nesses elementos estruturais. A ação térmica no concreto e nos aços é traduzida pela redução das propriedades mecânicas, que, sob altas temperaturas, vivenciam uma diminuição da resistência e do módulo de elasticidade.

2.3.2.1 Concreto

Os sistemas estruturais de concreto armado e protendido raramente são protegidos externamente, vez que o concreto é normalmente feito de materiais inorgânicos com baixa condutividade e alta capacidade térmica. No entanto, o concreto perde gradualmente a sua resistência à compressão sob temperaturas elevadas, sendo necessário assegurar que os elementos tenham sido concebidos com uma reserva de resistência suficiente para suportar as cargas aplicadas durante o período projetado para exposição ao fogo.

Outra consideração importante do projeto consiste em assegurar que a armação seja suficientemente isolada vez que o aço perde considerável resistência à tração sob temperaturas elevadas. A temperatura crítica do aço é definida como a temperatura na qual apenas 60% da resistência original permanece, ponto em que a falha é iminente sob cargas de projeto. Para as

armaduras convencionais, a temperatura crítica é de 538 °C, enquanto que para as barras de aço utilizadas em estruturas protendidas, fabricadas em aço laminado a quente com elevado teor de carbono, a temperatura crítica é significativamente inferior a 427 °C (Fitzgerald, 1997). O tempo necessário para atingir estas temperaturas nos elementos de concreto (laje, viga ou pilar) depende da espessura do cobrimento de concreto que protege o aço.

O grau de restrição contra a expansão térmica que cada elemento de concreto sofre à medida que sua temperatura aumenta, e o grau de continuidade proporcionado pelo sistema estrutural em suas ligações, também afeta a resistência ao fogo. Ambos são geralmente considerados benéficos no que diz respeito às estruturas de concreto. A restrição contra a expansão cria tensões de compressão adicionais que, quando dimensionadas no projeto, reduzem as forças de tração que são inicialmente resistidas pelas armaduras de aço. A continuidade permite que uma certa redistribuição de tensões ocorra antes que flechas e rotações excessivas se desenvolvam no meio do vão e nas ligações, respectivamente, causando o colapso da estrutura.

Conforme a ABNT NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, a alteração das propriedades de resistência e rigidez do concreto quando submetido à compressão axial e às elevadas temperaturas, pode ser obtida pela Tabela 2.2.

Concretos preparados predominantemente com agregados silicosos, contendo grande quantidade de quartzo (SiO_2) como granito, arenito e alguns xistos, apresentam uma expansão súbita de volume aquecidos a aproximadamente 500 °C. Aos 573 °C, os cristais de quartzo- α transformam-se em quartzo- β . Essa mudança de fase é seguida de uma expansão da ordem de 0,85% (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Já os concretos preparados com agregados calcários apresentam expansões similares às dos silicosos somente a partir dos 700 °C, devido às razões derivadas da descarbonatação. Estes concretos possuem a vantagem de apresentar menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre a matriz e o agregado, minimizando assim os efeitos destrutivos da dilatação térmica diferencial. A calcinação dos agregados calcários é endotérmica: o calor é absorvido, retardando a elevação da temperatura. O material calcinado apresenta menor massa específica, prestando uma forma de isolamento da superfície, mas a calcinação também causa expansão e fragmentação dos agregados, lascamentos e liberação do gás carbônico (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

A Tabela 2.2 fornece, para concretos preparados com agregados silicosos e calcários, os seguintes parâmetros:

- A relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal (f_{ck});
- A relação entre o módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas ($E_{c,\theta}$) e o módulo de elasticidade do concreto em situação normal (E_{ck}).

Tabela 2.2: Valores das relações para concretos de massa específica normal (2000 kg/m³ a 2800 kg/m³) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários (NBR 15200:2012)

Temperatura do concreto, θ °C	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1 000	0,04	0,00	0,06	0,00
1 100	0,01	0,00	0,02	0,00
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00

2.3.2.1.1 Resistência à Compressão do Concreto na Temperatura θ

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, como pode ser observado na Tabela 2.2, podendo ser obtida pela Equação 2.2 (NBR 15200:2012).

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{c,k} \quad (2.2)$$

onde, $f_{c,k}$ é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal; $k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ , obtido do ábaco da Figura 2.6, e $f_{c,\theta}$ é a resistência característica à compressão do concreto em função da temperatura θ .

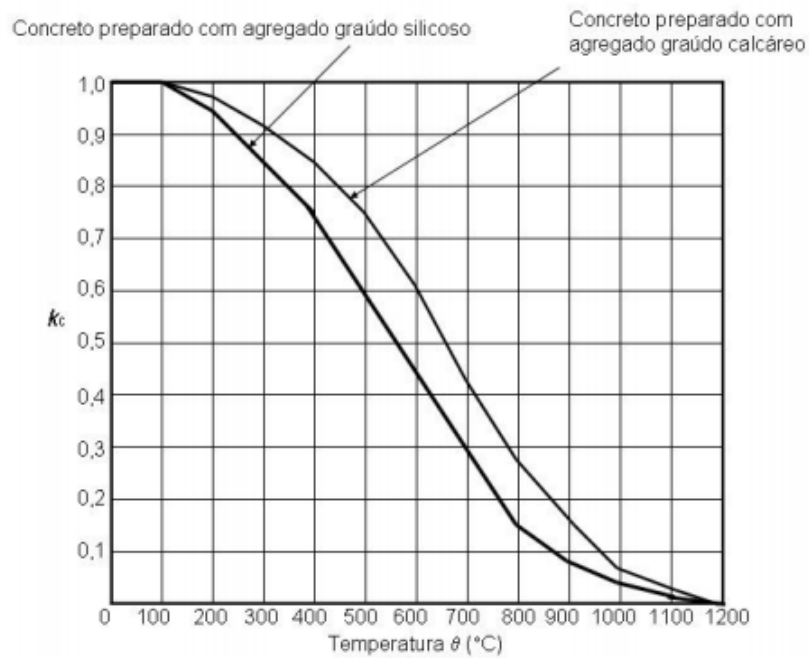


Figura 2.6: Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura (NBR 15200:2012)

2.3.2.1.2 Módulo de Elasticidade do Concreto na Temperatura θ

O módulo de elasticidade do concreto também decresce com o aumento da temperatura, e pode ser obtido pela Equação 2.3 (NBR 15200:2012):

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} \cdot E_{ci} \quad (2.3)$$

onde, E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto em situação normal; $k_{cE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do concreto na temperatura θ , obtido do ábaco da Figura 2.7, e $E_{ci,\theta}$ é o módulo de elasticidade inicial do concreto em função da temperatura θ .

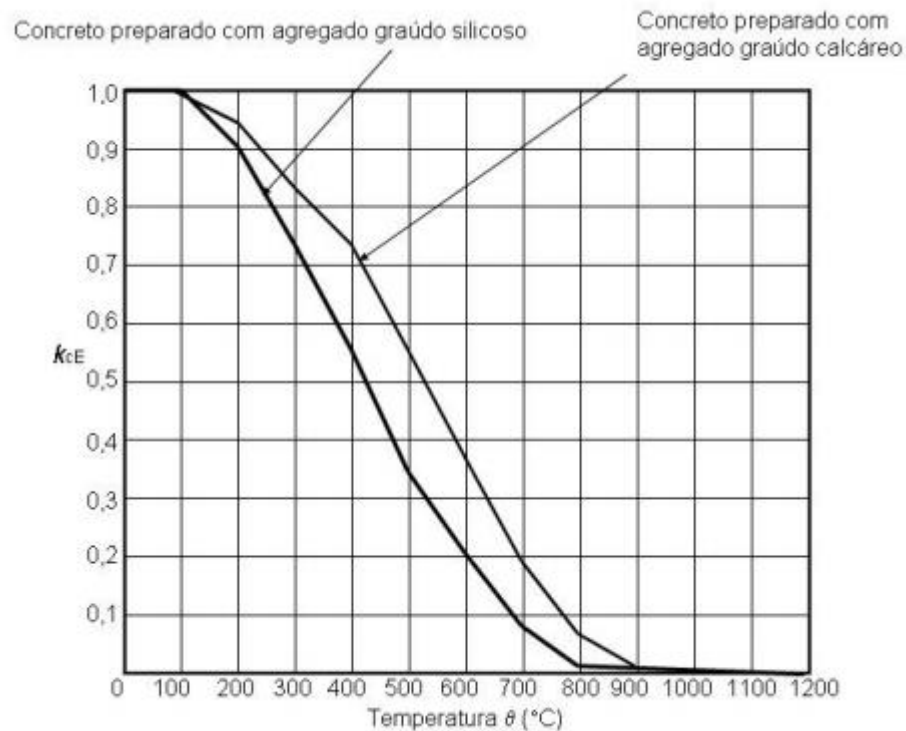


Figura 2.7: Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura (NBR 15200:2012)

2.3.2.2 Aço

O aço, como o concreto, tem a vantagem de ser incombustível, mas esta característica sozinha significa pouco na tentativa de resistir ao colapso. Sua alta condutividade térmica faz com que o mesmo absorva o calor muito mais rapidamente do que outros materiais; assim, se o elemento estrutural tiver uma massa relativamente pequena, a sua temperatura aumentará muito rapidamente. Tanto a tensão de escoamento quanto o módulo de elasticidade, as duas propriedades materiais mais importantes na determinação da capacidade de carga, diminuem consideravelmente com o aumento da temperatura (DeFalco, 1974). A uma temperatura de 593 °C, estes valores terão caído, pelo menos, 40% em comparação com os níveis de temperatura ambiente. Isto significa que a resistência do aço será apenas suficiente para resistir às cargas aplicadas (assumindo fatores de segurança normais).

A relação do perímetro de massa aquecido para um elemento estrutural de aço é um bom indicador de sua resistência ao fogo intrínseca. Um pilar em aço robusto pode absorver um calor considerável e não atingir a sua temperatura crítica antes de 30 a 40 minutos de exposição a um incêndio totalmente desenvolvido. Por outro lado, estruturas de aço em perfis formados a frio, por exemplo, podem falhar dentro de 5 a 10 minutos de exposição ao mesmo incêndio.

Outro aspecto importante a se considerar quando na utilização do aço é o seu coeficiente significativo de expansão linear sob temperatura elevada. Se o elemento estrutural for restringido axialmente contra o deslocamento (como o pilar o é), a expansão devido ao calor será traduzida em tensão térmica, que irá aumentar o nível de tensão global no elemento e causar um colapso precoce. Sem retenção axial, um elemento de aço se expandirá e poderá configurar a carga excêntrica do elemento estrutural adjacente deslocando uma das suas extremidades (por exemplo, uma viga deslocando o topo de um pilar ou de uma parede de alvenaria de suporte de carga). Outro fato a ser mencionado é a perda de aderência do aço em relação ao concreto em estruturas de CA, sob altas temperaturas tal situação tem relevante impacto em uma possível perda de resistência estrutural e deve ser levado em conta em análises avançadas deste tipo de estrutura em situação de incêndio.

Os bons princípios da engenharia de proteção contra incêndio determinam que a expansão térmica seja impedida pela limitação da temperatura do aço, ou que seu efeito sobre a estrutura seja incorporado no projeto.

Nestes termos, a NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – define dois tipos de armaduras: passivas e ativas. As armaduras passivas são as que não são usadas como armadura de protensão, ou seja, aquelas que não são previamente alongadas. As armaduras ativas, pelo contrário, destinam-se a produção de forças de protensão, ou seja, as quais se aplicam um pré-alongamento.

2.3.2.2.1 Aço de Armadura Passiva - Resistência ao Escoamento do Aço de Armadura Passiva na Temperatura θ

Segundo a NBR 15200:2012 a resistência do aço de armadura passiva decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtida pela Equação 2.4:

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{y,k} \quad (2.4)$$

onde, $f_{y,k}$ é a resistência característica do aço de armadura passiva em situação normal; $k_{s,\theta}$ o fator de redução da resistência do aço na temperatura θ , obtido do gráfico da Figura 2.8, e $f_{y,\theta}$ a resistência característica do aço de armadura passiva em função da temperatura θ .

Neste gráfico é observado o quanto decresce o fator de resistência do aço em função da temperatura θ , sendo:

- **Curva cheia:** $k_{S,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} \geq 2\%$, usualmente armaduras tracionadas de vigas, lajes ou tirantes.
- **Curva tracejada:** $k_{S,\theta}$ aplicável quando $\varepsilon_{si} \leq 2\%$, usualmente armaduras comprimidas de pilares, vigas ou lajes.

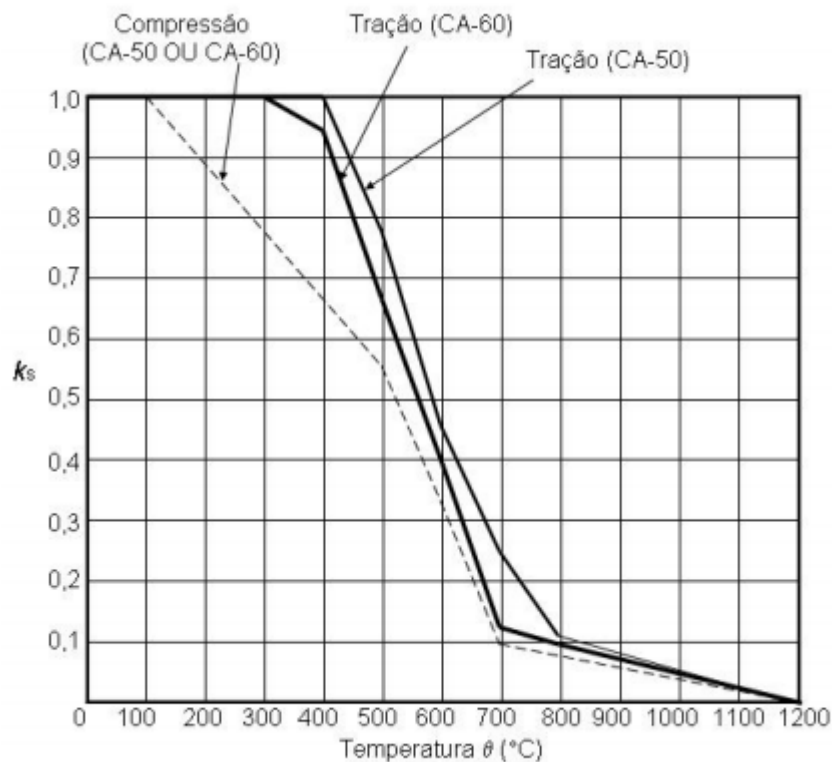


Figura 2.8: Fator de redução da resistência do aço da armadura passiva em função da temperatura (NBR 15200:2012)

2.3.2.2.2 Aço de Armadura Passiva – Módulo de Elasticidade do Aço de Armadura Passiva na Temperatura θ

Segundo a NBR 15200:2012 o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva também decresce com o aumento da temperatura, podendo ser obtido pela Equação 2.5:

$$E_{S,\theta} = k_{SE,\theta} \cdot E_S \quad (2.5)$$

onde, E_S é o módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em situação normal; $k_{SE,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva na temperatura θ , obtido

do gráfico da Figura 2.9, e $E_{S,\theta}$ o módulo de elasticidade do aço da armadura passiva em função da temperatura θ .

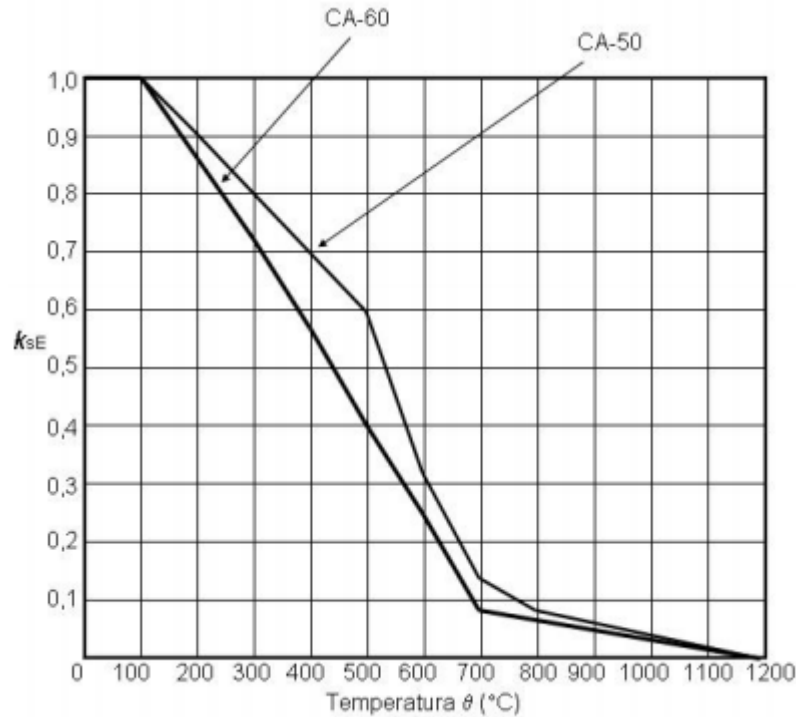


Figura 2.9: Fator de redução do módulo de elasticidade do aço de armadura passiva em função da temperatura (NBR 15200:2012)

A NBR 15200:2012 também apresenta as propriedades das armaduras ativas, porém, como este trabalho limita-se apenas ao estudo de vigas com armadura passiva, estas serão suprimidas.

2.4 Sistemas de Proteção Contra Incêndios

Condições de segurança contra incêndio requerem adequados meios de combate, visando evitar o colapso estrutural do edifício e facilitar a fuga dos usuários, além de garantir a aproximação e ingresso no edifício para ações de combate e proteção ao patrimônio. Nesse último caso, a segurança não se limita à própria propriedade, se estendendo aos empreendimentos adjacentes. Dentre os tipos de proteções, estão as medidas passivas e ativas.

2.4.1 Proteção Passiva

Proteção passiva é o conjunto de medidas de proteção contra situações de incêndio incorporadas à construção do edifício e que devem, portanto, ser previstas pelo projeto. Seu desempenho ao

fogo independe de qualquer ação externa (SEITO et al., 2008). Os principais meios de proteção passiva são:

- Saídas de emergência (localização, quantidade e projeto);
- Reação ao fogo de materiais de acabamento e revestimento (escolha de materiais);
- Resistência ao fogo dos elementos construtivos;
- Controle de fumaça;
- Separação entre edificações; e
- Compartimentação.

2.4.2 Proteção Ativa

As medidas de proteção ativa vêm a complementar as medidas de proteção passiva, sendo compostas basicamente de equipamentos e instalações prediais que serão acionadas em caso de emergência, de forma manual ou automática, usualmente não exercendo nenhuma função em situação normal de funcionamento da edificação (SEITO et al., 2008). Dentre os principais sistemas de proteção ativa encontram-se:

- Detecção e alarme manual ou automático de incêndio;
- Extinção manual e/ou automática de incêndio (Extintores e Sprinklers);
- Iluminação e sinalização de emergência; e
- Controle de ocorrência de fumaça.

Para o projeto e a instalação adequada das medidas ativas é necessária uma boa integração entre o projeto arquitetônico e os projetos de cada sistema, normalmente divididos por especialidade, a saber: elétrica, hidráulica e mecânica. É importante o acompanhamento pelo projetista para que exista uma compatibilização entre as medidas passivas e ativas propostas, visando o melhor desempenho das medidas de segurança contra incêndio como um todo. No caso de ocorrência de um sinistro, a segurança à vida deve ser preservada pela estabilidade da estrutura até a fuga dos ocupantes da edificação (SEITO et al., 2008)

A Figura 2.10 apresenta, em função do desenvolvimento do incêndio, o meio de proteção mais eficiente.



Figura 2.10: Desempenho dos meios de proteção no comportamento do incêndio real (COSTA, 2008)

2.5 Resumo

Neste capítulo foi elaborada uma revisão da literatura acerca dos princípios básicos da engenharia de incêndio, aplicada a estruturas de CA. Foi introduzido o conceito de severidade do fogo, apresentando-se as características de um incêndio real e padronizado, sendo este último utilizado para modelar o primeiro.

Outro conceito importante, o de resistência ao fogo, foi introduzido, apresentando-se também o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), valores admitidos em função dos diversos tipos de ocupações de edificações, conforme a NBR 14432:2001. Foram apresentados também os equacionamentos e tabelas referentes às propriedades do concreto e do aço quando em situação de incêndio, à luz da NBR 15200:2012, expondo as reduções verificadas nas suas propriedades quando nestas situações adversas.

Por fim, apresentou-se as medidas passivas e ativas de proteção contra incêndio e o desempenho destas em função do tempo de incêndio.

3

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 Introdução

No caso brasileiro, basicamente cinco normas compõe o arcabouço técnico que envolve o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio, são elas:

- **NBR 8681:2004 – Ações e segurança nas estruturas:** estabelece os fatores parciais de segurança, em função do tipo de combinação e estrutura analisada;
- **NBR 6120:2000 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações:** estabelece as cargas a serem utilizadas no cálculo de estruturas, em função dos materiais utilizados;
- **NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto:** estabelece os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto;
- **NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações:** estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural;
- **NBR 15200:2012 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio:** estabelece os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.

O fluxograma a ser seguido nesse dimensionamento é o seguinte:

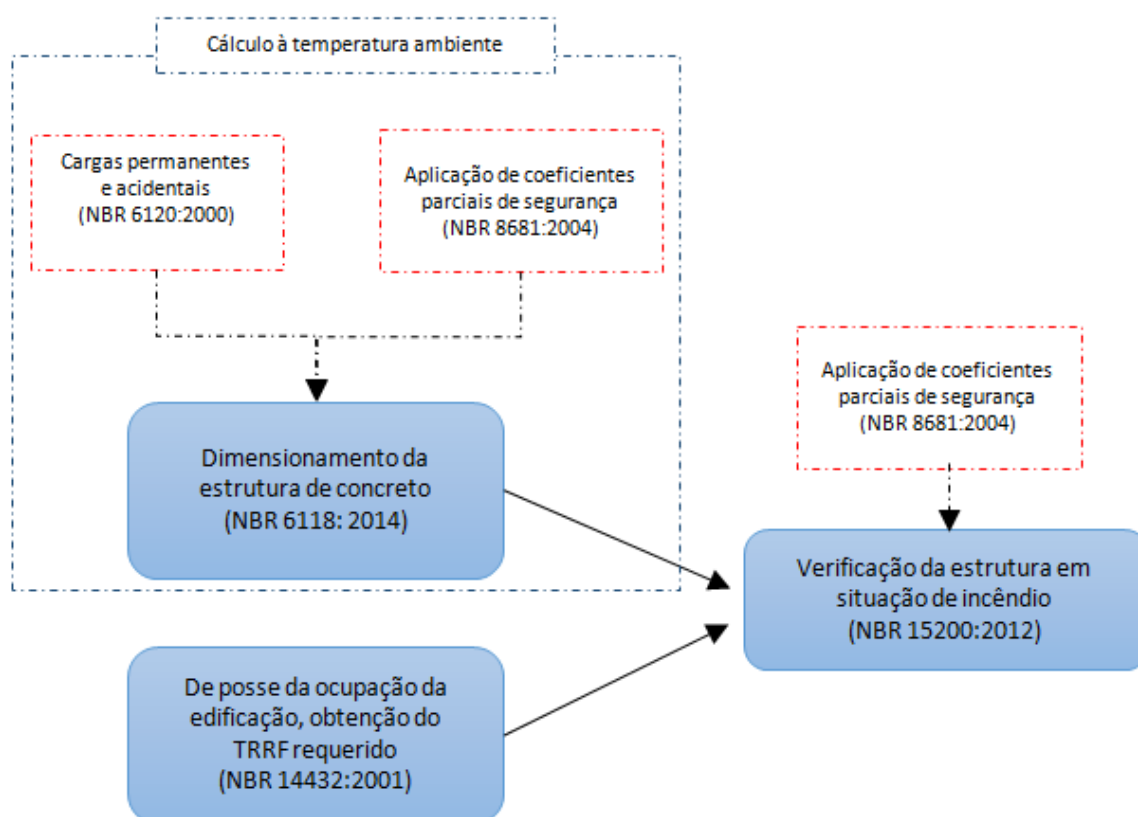


Figura 3.1: Fluxograma de dimensionamento de estruturas em situação de incêndio

Primeiramente, a estrutura é dimensionada conforme a NBR 6118:2014, subsidiada pelos coeficientes estabelecidos na NBR 6120:2000, em função dos materiais utilizados. São aplicados também os fatores parciais de segurança, conforme a NBR 8681:2004, visando criar uma margem de segurança em relação às cargas permanentes e acidentais. Na sequência, o TRRF é obtido através da NBR 14432:2001, em função da ocupação e altura da edificação.

De posse de todas essas informações, verifica-se a estrutura em situação de incêndio, seguindo-se um dos quatro métodos estabelecidos na NBR 15200:2012, que serão apresentados nesse capítulo. Dependendo do método utilizado, a verificação demanda a utilização de fatores parciais de segurança associados às cargas, prescritos na NBR 8681:2004.

Toda estrutura deve ser verificada em situação de incêndio. Neste caso, esta verificação deve ser feita somente em estado limite último (ELU), que analisa o estado limite relacionado ao colapso da estrutura ou ruína estrutural (NBR 6118:2014). Essa situação difere do dimensionamento à temperatura ambiente, que envolve a verificação não somente de estados limites últimos (flexão, cisalhamento, etc.), mas também de estados limites de serviço (ELS).

Geralmente, no dimensionamento em situação de incêndio, desprezam-se todos os esforços oriundos das deformações, não somente porque estas são muito reduzidas nesse tipo de situação, mas também devido às grandes deformações plásticas que ocorrem durante um sinistro (NBR 15200:2012). As situações de incêndio, além de serem consideradas como causas de ações excepcionais, apresentam em seu equacionamento fatores referentes à redução da resistência dos materiais que constituem a estrutura (NBR 8681:2004). Assim, segundo a NBR 15200:2012, a verificação requerida se reduz a:

$$S_{d,fi} = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot \sum_2^n (\varphi_{2j} \cdot F_{qjk}) \leq R_{d,fi} \quad (3.1)$$

onde, $S_{d,fi}$ é a solicitação de cálculo em situação de incêndio; F_{gk} é a ação permanente com seu valor característico; F_{qjk} a ação variável com seu valor característico; γ_g o coeficiente de ponderação das ações permanentes; γ_q o coeficiente de ponderação das ações variáveis; φ_{2j} o fator de redução de combinação quase permanentes, e $R_{d,fi}$ a resistência de cálculo em situação de incêndio.

Quando a ação por fogo for a principal, o fator de redução (φ_{2j}) é multiplicado por 0,7, de acordo com a NBR 8681:2004. Como se desprezam todos os esforços decorrentes de deformações impostas, na análise em situação de incêndio, as solicitações de projeto correspondentes às ações variáveis podem ser calculadas admitindo-se apenas 70% das correspondentes solicitações de projeto à temperatura ambiente (NBR 15200:2012).

A norma NBR 15200:2012 sugere distintos processos de verificação, sejam eles:

- Método tabular;
- Método simplificado de cálculo;
- Método avançado de cálculo; e
- Método experimental.

Uma apresentação desses métodos é feita nas próximas seções. A norma europeia *EUROCODE* 2 também é apresentada, sucintamente, pelo fato de ser a norma da qual se originou a NBR 15200:2012.

3.2 Método Tabular

Neste método, estabelece-se cobrimentos mínimos para os elementos estruturais em função do tipo de elemento (pilares, vigas ou lajes) e do TRRF. Todos os valores são tabelados.

As dimensões mínimas estipuladas devem estar, também, dentro dos limites da NBR 6118:2014. Segundo a NBR 15200:2012, para o atendimento aos requisitos da verificação em situação de incêndio, o método tabular de dimensionamento é o método mais simples. Este método é desenvolvido em função do TRRF e tem por base o princípio de que a temperatura em um ponto da seção transversal do concreto vai ficando menor na medida em que esse ponto se afasta da superfície (COSTA & SILVA, 2003), ou seja, quanto mais afastada a armadura da face externa, menor será a sua temperatura.

Ensaio sugerem que a verificação de estruturas em situações de incêndio deve considerar apenas as armaduras longitudinais, pois as peças de concreto, nesse tipo de situação, usualmente rompem por flexão ou flexo-compressão, e não por cisalhamento (NBR 15200:2012).

As Tabelas 3.1 e 3.2 apresentam as dimensões mínimas (b_{min} e b_{wmin}) das vigas e a distância do centro da barra de aço à superfície do concreto (c_1) das armaduras inferiores, em função do TRRF. As dimensões de interesse para os diferentes tipos de seção transversal de vigas estão definidas nas Figuras 3.2 e 3.3.

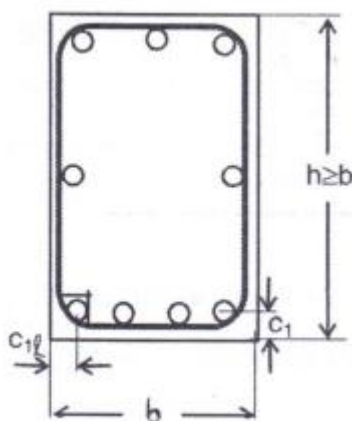


Figura 3.2: Distâncias c_1 e c_{1l} (NBR 15200:2012)

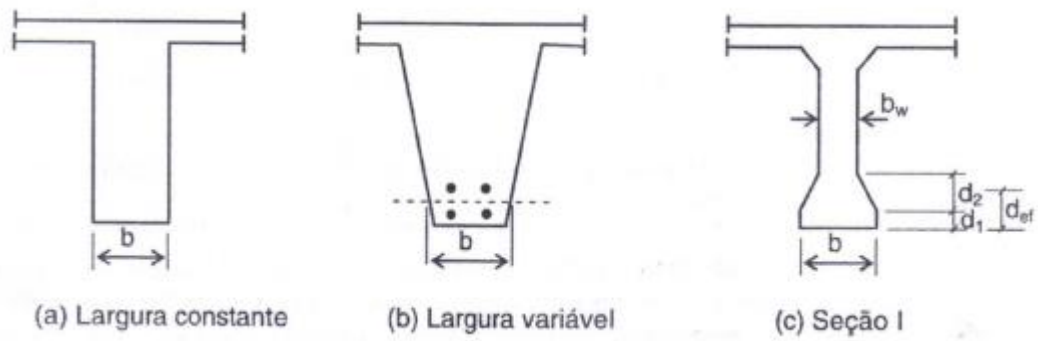


Figura 3.3: Definição das dimensões para diferentes tipos de seção transversal de vigas (NBR 15200:2012)

Tabela 3.1: Dimensões mínimas para vigas biapoçadas (NBR 15200:2012)

TRRF [min]	Combinações de b_{min}/c_1 [mm/mm]				$b_{w,min}$ [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

Tabela 3.2: Dimensões mínimas para vigas contínuas ou vigas de pórticos (NBR 15200:2012)

TRRF [min]	Combinações de b_{min}/c_1 [mm/mm]				$b_{w,min}$ [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

Em vigas talão, por exemplo, conforme Figura 3.3(c), b_{min} deve ser menor tanto na largura b quanto na altura efetiva d_{ef} , sendo esta determinada pela Equação 3.2:

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

onde d_1 e d_2 são dimensões definidas na Figura 3.3(c).

No caso de $b \geq 1,4 b_w$ ou $b \cdot d_{ef} < 2 \cdot b_{min}^2$, tem-se que c_1 deve ser acrescido de:

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

3.3 Método Simplificado de Cálculo

Este método é baseado em algumas hipóteses, sejam elas:

1. De acordo com a NBR 15200:2012, $S_{d,fi}$ pode ser adotada como 70% das solicitações de cálculo em situação normal (S_d), desprezando-se assim qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio.
2. Com base na distribuição de temperatura da seção transversal, calcula-se o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio a partir de programas computacionais ou literatura técnica.
3. Os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na NBR 6118:2014 para situação normal, adotando-se para o concreto e aço resistências médias em situação de incêndio. Essa média se obtém distribuindo uniformemente na seção de concreto ou na armadura total a perda total de resistência por aquecimento do concreto ou das armaduras, respectivamente (NBR 15200:2012).

3.4 Método Avançado de Cálculo

Este método considera os seguintes aspectos:

1. Todas as combinações referentes a uma estrutura em situação de incêndio são calculadas rigorosamente conforme a NBR 8681:2004;
2. Acrescentam-se os efeitos das deformações térmicas que são restringidas, sendo que o cálculo desses esforços solicitantes e resistências do material devem ser realizados por modelos não lineares capazes de considerar as redistribuições dos esforços que ocorrem em uma estrutura durante um sinistro;
3. Cálculo dos esforços resistentes com a distribuição da temperatura conforme TRRF.

3.5 Método Experimental

Este método justifica-se apenas nos casos especiais em que a resistência ao fogo seja superior à calculada pelos métodos da NBR 15200:2012 e não será tratado em detalhes neste trabalho.

3.6 Considerações Sobre a Norma Europeia – *Eurocode 2 - Parte 1-2*

O *Eurocode 2 – Parte 1-2* é uma norma europeia e aplica-se a edifícios e outras obras civis de concreto. Essa norma trata apenas dos requisitos de resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo em estruturas de concreto armado, aplicando-se a estruturas que desempenham funções de compartimentação e suporte de carga quando expostas ao fogo (EUROCODE 1992-1-2, 2010). Ela apresenta alguns princípios e regras gerais para aplicação de valores tabelados e calculados na estrutura, tendo como objetivo cumprir requisitos específicos em relação à função resistente e ao desempenho da mesma.

O objetivo da apresentação do *Eurocode 2* neste trabalho está atrelado ao fato de que esta norma europeia serviu como base para a norma brasileira NBR 15200:2012, que é objeto do estudo em questão. Acrescido a isso, tem-se a questão de que a norma europeia é mais robusta e apresenta conceitos que não foram incorporados na NBR 15200:2012, sendo esta última mais direta e sucinta.

3.6.1 Valores Tabelados - Vigas

As Tabelas 3.3 e 3.4 são aplicadas às vigas que podem estar expostas a uma situação de incêndio em três lados, ou seja, o lado superior ou qualquer outro lado, conservando uma função isoladora. Já para as vigas expostas nos quatro lados, a altura da viga não poderá ser inferior à largura mínima requerida pelas Tabelas 3.3 e 3.4. A área da seção transversal da viga (A_c) deverá ser inferior a duas vezes o quadrado da largura mínima da viga ($2 \cdot b_{min}^2$) (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

Tabela 3.3: Dimensões e distâncias mínimas ao eixo de vigas simplesmente apoiadas de concreto armado ou protendido (EUROCODE 1992-1-2, 2010)

R = TRRF [min]	Combinações de bw/a				b,mín [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

Tabela 3.4: Dimensões e distâncias mínimas ao eixo de vigas contínuas de concreto armado ou protendido (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

R = TRRF [min]	Combinações de b_w/a				b,mín [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

Os valores apresentados nas Tabelas 3.3 e 3.4 só poderão ser aplicados no caso de as seções das vigas serem conforme a Figura 3.4. Quando houver casos em que a largura é variável, Figura 3.4 (b), o valor de b_{min} refere-se à distância do centro de gravidade das armaduras positivas. Já a altura eficaz (d_{eff}) do banzo inferior de vigas I não deverá ser inferior à Equação 3.4, Figura 3.4 (c) (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

$$d_{eff} = d_1 + 0,5 \cdot d_2 \geq b_{min} \quad (3.4)$$

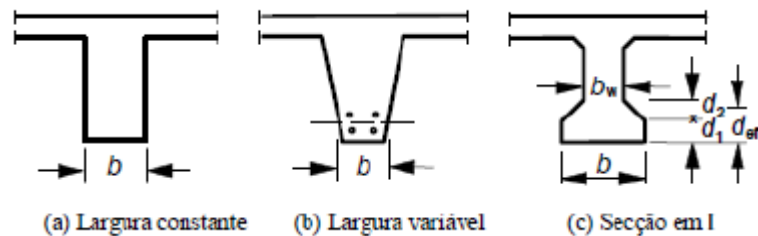


Figura 3.4: Definição de dimensões para diferentes tipos de seção de viga (NE 1992-1-2, 2010)

Esta regra não se aplica no caso de ser possível inscrever na seção real uma seção transversal imaginária que obedeça aos requisitos mínimos de resistência ao fogo (Figura 3.5). No caso de $b_{min} > 1,4 b_w$ o cobrimento para as armaduras do concreto devem ser aumentados conforme a Equação 3.5 (EUROCODE 1992-1-2, 2010):

$$a_{eff} = \left(1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \cdot \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a \quad (3.5)$$

onde a é o cobrimento e a_{eff} o cobrimento efetivo.

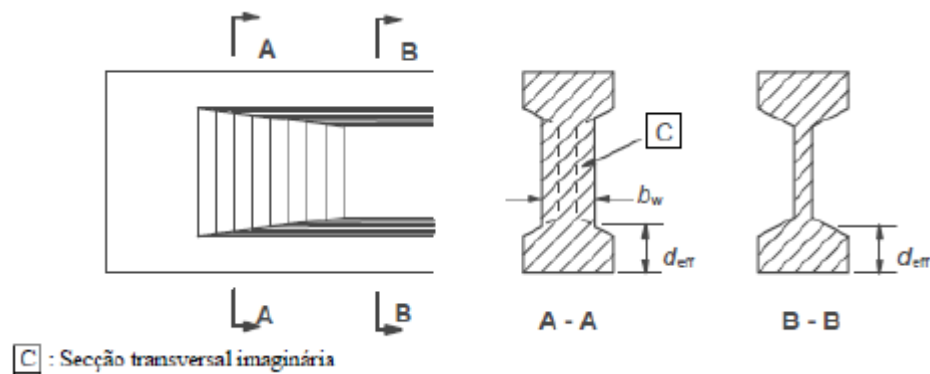


Figura 3.5: Viga I com largura da alma b_w variável satisfazendo os requisitos de uma seção transversal imaginária (EUROCODE 1992-1-2, 2010)

Nos cantos inferiores das vigas ocorre uma concentração de temperatura e por esse motivo o cobrimento entre as faces da viga e o eixo das armaduras de canto, inferiores, deverá ser aumentado em 10 mm (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

No caso de vigas simplesmente apoiadas os valores mínimos estipulados encontram-se na Tabela 3.3, conforme apresentado. Já para o caso de vigas contínuas, a Tabela 3.4 indica valores mínimos da distância do eixo das armaduras à face inferior e aos lados da viga, porém estes valores só são válidos se obedecerem às seguintes indicações:

- Respeitar as regras construtivas aplicadas;
- Serem tais que a redistribuição dos momentos de cálculo não exceda 15%.

Caso contrário todas as vigas contínuas em análise devem ser consideradas como vigas simplesmente apoiadas (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

Importante ressaltar que a Tabela 3.4 só será aplicada em vigas contínuas se a capacidade de rotação dos apoios for suficiente para a situação de incêndio requerida. No caso de ainda assim não obedecer tais indicações para realização de um método simplificado de cálculo, poderão se basear em outros métodos que possam ser mais rigorosos e precisos para qualquer outro caso que se pretenda analisar (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

Para resistências ao fogo padrão superiores a R 90 (equivalente a TRRF 90 na norma brasileira) a área da seção das armaduras superiores em cada apoio deverá obedecer a uma distância média de $0,3 l_{eff}$, sendo l_{eff} o comprimento efetivo do vão, medido a partir do centro do apoio. Logo, a área mínima das armaduras superiores, na seção a certa distância do eixo do apoio considerado, obedece a Equação 3.6 (EUROCODE 1992-1-2, 2010):

$$A_{S,req}(X) = A_{S,req}(0) \cdot \left(1 - 2,5 \cdot \frac{x}{l_{eff}}\right) \quad (3.6)$$

onde $A_{S,req}(X)$ é a área mínima das armaduras superiores na seção x , não inferior a $A_S(X)$; $A_{S,req}(0)$ é a área da seção das armaduras superiores necessárias no apoio; x a distância da seção considerada, com $x \leq 0,3 \cdot l_{eff}$; e l_{eff} o comprimento efetivo do vão.

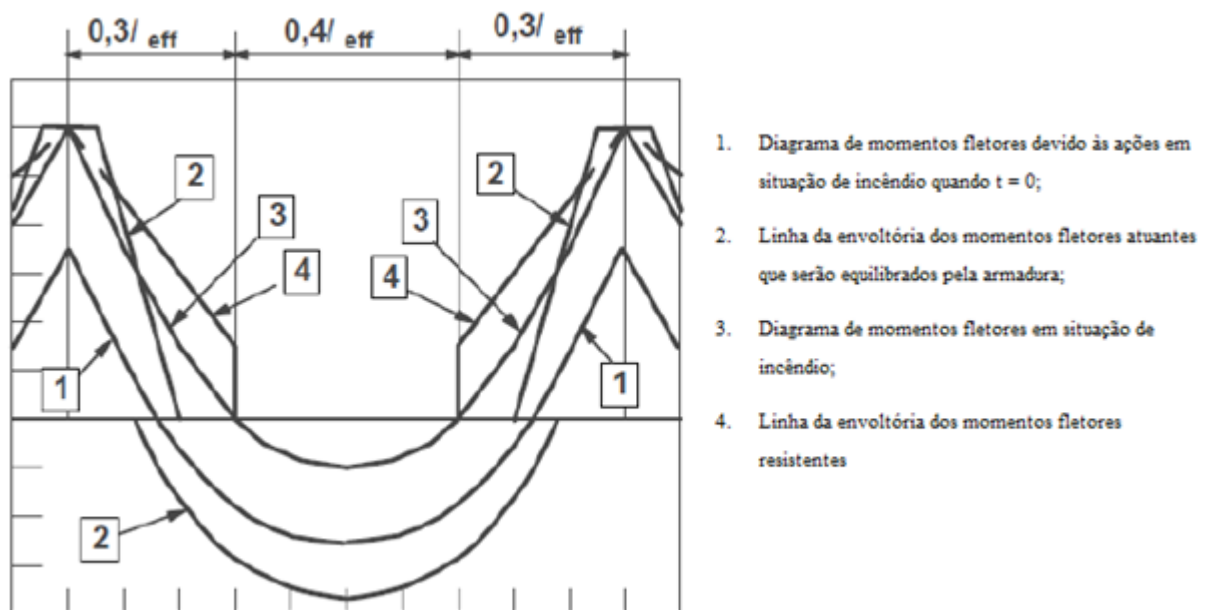


Figura 3.6: Envoltória dos diagramas de momentos fletores resistentes de uma viga contínua em situação de incêndio (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

3.6.2 Métodos de Cálculo

O *Eurocode 2* normatiza alguns métodos de cálculo, porém há algumas considerações para estes métodos (EUROCODE 1992-1-2, 2010):

- Evitar o deslocamento (“*spalling*”) do concreto ou, caso não seja evitado, sua influência deve ser considerada no desempenho da estrutura;
- Em geral se admite uma temperatura ambiente de 20 °C para função de isolamento térmico.

3.6.2.1 Métodos de Cálculo Simplificado

Nas seções transversais das vigas poderão ser utilizados métodos de cálculo simplificados para determinar a capacidade resistente última de uma peça de concreto armado em situação de

incêndio. Estes métodos são aplicáveis a estruturas sujeitas ao incêndio padrão (EUROCODE 1992–1–2, 2010).

As Figuras 3.7 e 3.8 apresentam perfis de temperatura de vigas expostas ao fogo no instante em que se atinge a temperatura máxima dos gases, estes ábacos se restringem a peças com agregados silicosos. A Figura 3.9 apresenta a padronização a partir da qual são apresentadas as figuras relativas aos perfis de temperatura.

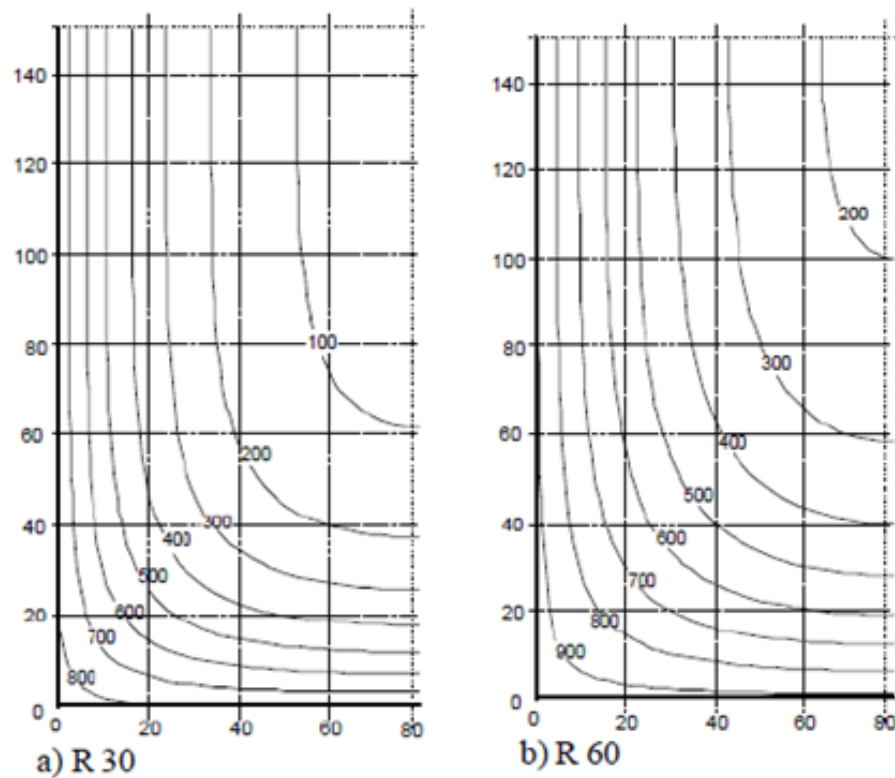


Figura 3.7: Perfis de temperatura (°C) para uma viga, $h \times b = 600 \times 300$ (EUROCODE 1992–1–2, 2010)

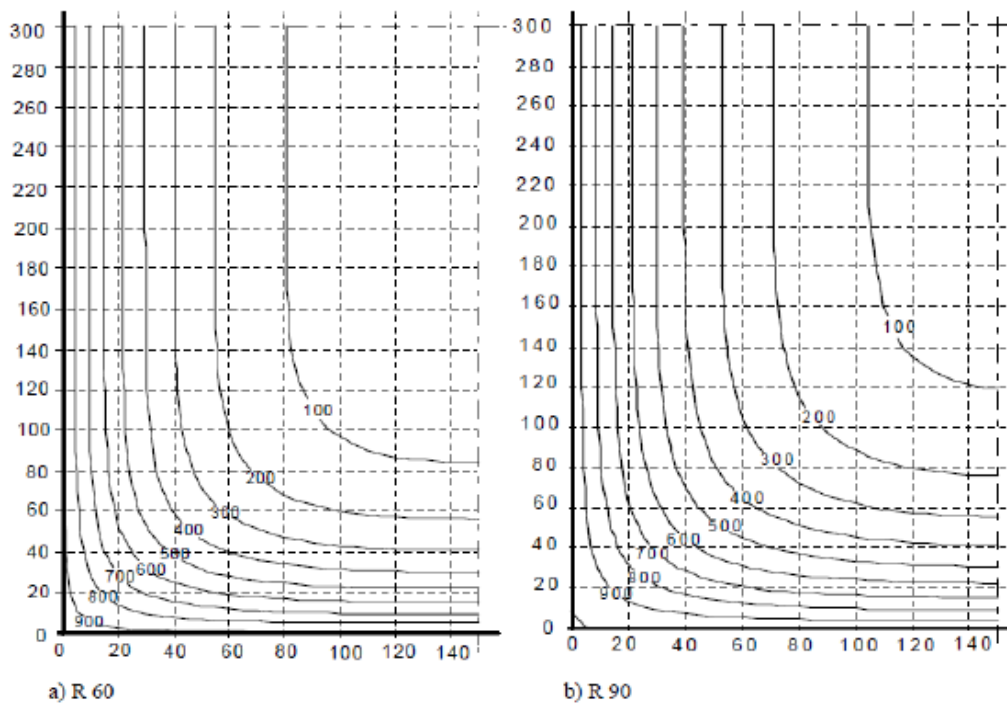


Figura 3.8: Perfis de temperatura (°C) para uma viga, $h \times b = 600 \times 300$ (EUROCODE 1992-1-2, 2010)

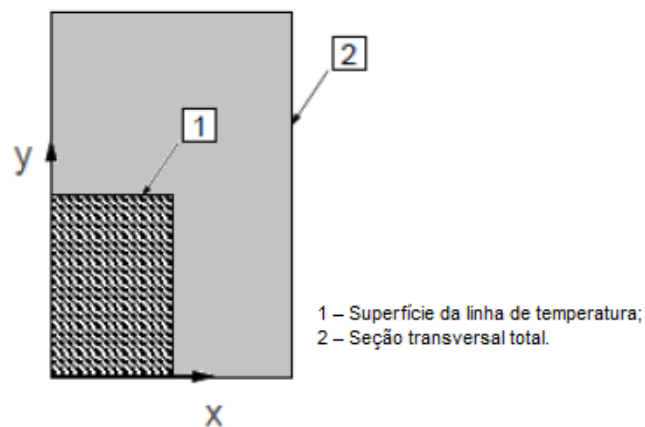


Figura 3.9: Superfície da seção transversal para a qual são apresentados os ábacos com as linhas de temperatura (EUROCODE 1992-1-2, 2010)

Este método é considerado quando as cargas são uniformemente distribuídas e os cálculos à temperatura ambiente se basearem em uma análise linear. As dimensões mínimas especificadas nas Tabelas 3.3 e 3.4 não devem ser reduzidas; porém, no caso das vigas contínuas, especificamente nas zonas de momentos negativos, não será válido este método se as larguras b_w ou b_{min} forem inferiores a 2 cm e altura h_s inferior a $2b$ (em que b_{min} é indicado na coluna 5 da Tabela 3.3) (EUROCODE 1992-1-2, 2010).

3.6.2.2 Métodos de Cálculo Avançado

Estes métodos buscam uma análise realista da estrutura em situação de incêndio, aproximando-se de um modelo viável do comportamento da estrutura e baseando-se no comportamento físico dos materiais. Os métodos avançados devem incluir a distribuição da temperatura no interior dos elementos estruturais e o comportamento mecânico dos mesmos. Logo, serão obtidas duas respostas para este tipo de cálculo: as de ações térmicas e as de respostas mecânicas (EUROCODE 1992–1–2, 2010).

3.7 Escolha do Modelo a Ser Utilizado

Em consonância com os métodos para dimensionamento de estruturas de CA em situação de incêndio apresentados nesse capítulo, compilados na norma brasileira e europeia, segundo ROBERT et al. (2012), uma avaliação baseada em performance pode ser feita em três níveis: avaliando-se um elemento individualmente, avaliando-se parte da estrutura ou avaliando-se a estrutura como um todo, conforme apresentado nas seções anteriores e esquematizado na Figura 3.10.

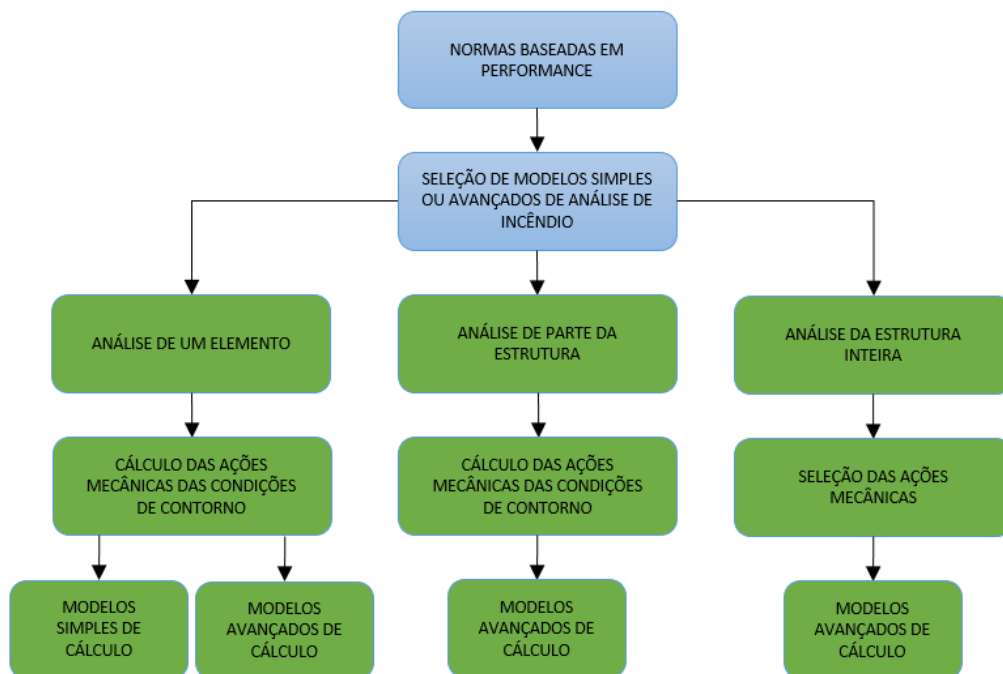


Figura 3.10: Escolha do modelo de cálculo (ROBERT et al., 2012, adaptado)

Optou-se neste trabalho pela análise de um só elemento (viga), e o método a ser utilizado será o modelo simples de cálculo. Ou seja, em termos da NBR 15200:2012, será utilizado o método simplificado, com as seguintes ponderações:

1. As combinações referentes a uma estrutura em situação de incêndio não serão simplesmente adotadas como 70% das solicitações de cálculo em situação normal (S_d), conforme preconiza tal método;
2. A avaliação de resistência do concreto e aço partirá do pressuposto de que ambos estão submetidos à mesma temperatura;
3. As estatísticas das variáveis aleatórias em situação de incêndio serão consideradas equivalentes às estatísticas das variáveis aleatórias em temperatura ambiente;
4. Será considerado que não há perda de aderência entre a armadura e o concreto em função do aumento de temperatura.

Tal escolha por um método mais simples se justifica pelos seguintes fatores:

1. A difícil modelagem de efeitos do aquecimento (modelos não-lineares), necessários para considerar as profundas redistribuições de esforços que ocorrerem no elemento estrutural;
2. A complexa obtenção das distribuições de temperatura e resistência ao longo da seção transversal, considerando as não-linearidades envolvidas;
3. A árdua obtenção dos esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura, citadas no item 2;
4. A difícil obtenção de parâmetros probabilísticos para as variáveis que compõem a severidade (momento solicitante) e resistência ao fogo (momento resistente), parâmetros de entrada para a Simulação de Monte Carlo, considerando os fatos apresentados nos itens 1, 2 e 3 acima.
5. A carência de literatura relacionada ao estudo de confiabilidade de estruturas de CA em situação de incêndio, tanto em âmbito internacional e, mais ainda, no âmbito nacional.

Definido o método a ser utilizado, resta-se obter as equações que representarão o momento resistente e solicitante de cálculo neste estudo.

3.8 Momento Resistente

O momento resistente de projeto (M_{Rd}) de uma viga com seção retangular e armadura simples (Figura 3.11) em ELU pode ser definido pela Equação 3.7, a partir da manipulação das equações (I), (II), (III) e (IV), correspondentes, respectivamente, ao coeficiente K , ao dimensionamento da área de aço para vigas sob flexão simples e aos valores de resistência ao escoamento do aço e compressão do concreto, quando aplicados os fatores parciais de segurança relativos aos materiais. Ressalta-se que a Equação 3.7 é válida para os domínios 2 e 3, quando o aço está em regime plástico no ELU.

$$K = \frac{M_{Rd}}{f_c \cdot b \cdot d^2} \quad (I) \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (III)$$

$$A_s = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2K}) \quad (II) \qquad f_c = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (IV)$$

De (I), (II), (III) e (IV) tem-se que:

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \left(h - d' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot \frac{b}{\gamma_c}} \right) \quad (3.7)$$

onde A_s é a área de aço da armação; f_{yk} a resistência característica de escoamento do aço; f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão; h a altura da seção; d' a distância da face inferior do concreto para o eixo da barra de aço; d a distância do eixo da barra à face superior; b a largura da seção; γ_s e γ_c fatores parciais de segurança referentes ao aço e concreto, respectivamente, apresentados na Tabela 3.5.

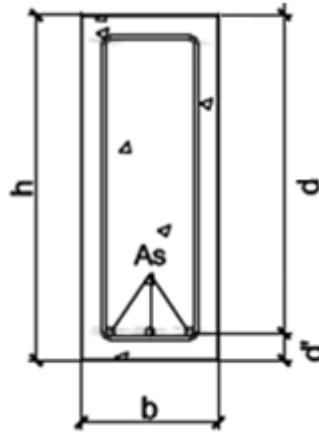


Figura 3.11: Seção da Viga

Tabela 3.5: Fatores parciais de segurança para o aço e concreto (NBR 6118: 2014)

Material	γ
Concreto (γ_c)	1,4
Armadura de Aço (γ_s)	1,15

De forma a considerar a redução da resistência do concreto e aço em função da elevação da temperatura, dois fatores (α_c e α_Y) podem ser acrescentados à Equação 3.7, levando-se à seguinte equação:

$$M_{R,i} = \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot \alpha_Y}{\gamma_s} \cdot \left(h - d' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \alpha_Y}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot \alpha_c \cdot \frac{b}{\gamma_c}} \right) \quad (3.8)$$

onde α_c e α_Y são os fatores de redução para resistência à compressão do concreto e escoamento do aço em função do acréscimo de temperatura, respectivamente. Tais valores serão apresentados na próxima seção.

3.8.1 Fatores de Redução da Resistência

De acordo com o *Eurocode 2 – Parte 1–2*, o perfil de temperatura da viga a ser analisada no Capítulo 5 (20 x 50 cm) pode ser descrito, simplificada, pela Figura 3.12.

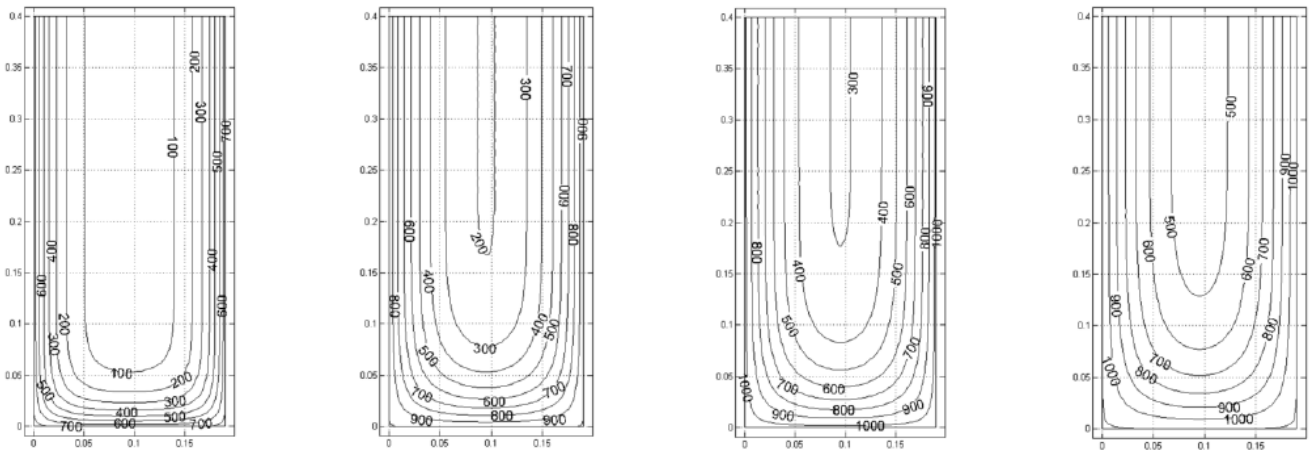


Figura 3.12: Perfis de temperatura (°C) para uma viga, $h = 500$ e $b = 200$, referente aos tempos de 30, 90, 120 e 180 minutos de exposição ao fogo, respectivamente (NE 1992–1–2, 2010).

Pelo método simplificado, sugerido na NBR 15200:2012, adota-se para o concreto e o aço a resistência média em situação de incêndio. Para tanto, valendo-se das equações (2.5 e 2.6) e gráficos da NBR 15200:2012 referentes à variação de f_c e f_y em função da temperatura (apresentadas no Capítulo 2), os fatores de redução referentes a cada um desses materiais são sumarizados na Tabela 3.6. Esses fatores serão utilizados para minoração da resistência dos materiais nas diferentes temperaturas, considerando a questão do aumento da temperatura em função do tempo (Figura 3.12).

Tabela 3.6: Fatores de redução do concreto e do aço em função da temperatura

Temperatura (°C)	Fator de redução para o concreto de agregado silicoso (α_{c1})	Fator de redução para o concreto de agregado calcário (α_{c2})	Fator de redução para o aço CA-50 (α_y)
100	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,97	1,00
300	0,85	0,92	1,00
400	0,75	0,85	1,00
500	0,60	0,75	0,78
600	0,43	0,60	0,40
700	0,30	0,41	0,25
800	0,15	0,28	0,12
900	0,08	0,18	0,08

3.9 Momento Solicitante

Nos casos habituais, a condição de segurança em relação ao estado limite de um elemento estrutural pode ser descrita por:

$$S_d \leq R_d \quad (3.9)$$

onde S_d é a solicitação de cálculo e R_d é a resistência de cálculo.

De maneira análoga, em situação de incêndio, o estado limite último pode ser avaliado pela seguinte equação:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (3.10)$$

onde $S_{d,fi}$ é a solicitação de cálculo em situação de incêndio e $R_{d,fi}$ é a resistência de cálculo em situação de incêndio.

Para o projeto em situação de incêndio, as ações permanentes e variáveis devem ser combinadas pela Equação 3.11, conforme a NBR 15200:2012.

$$S_{d,fi} = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot \sum_2^n (\varphi_{2j} \cdot F_{qjk}) \leq R_{d,fi} \quad (3.11)$$

Segundo a NBR 8681:2004, para o cálculo do momento solicitante de projeto em situação de incêndio ($M_{sd,fi}$), pode-se utilizar a expressão para combinação última excepcional das ações recomendadas, em que são desprezados os efeitos das deformações térmicas. Os valores referentes aos coeficientes γ_g e γ_q podem então ser adotados como sendo 1,2 e 1,0, respectivamente, conforme Tabelas 3.7 e 3.8, extraídas da NBR 8681:2004.

Tabela 3.7: Ações permanentes diretas agrupadas (NBR 8681:2004)

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.

²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².

³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Tabela 3.8: Ações variáveis consideradas conjuntamente (NBR 8681:2004)

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

O coeficiente ψ_2 para edificações comerciais (caso hipotético da situação a ser analisada) em situação de incêndio é 0,28, que, conforme a Tabela 3.9, corresponde ao fator 0,4 multiplicado por 0,7 (ver *Nota 4* da referida tabela).

Tabela 3.9: Fatores de combinação (ψ_2) utilizados para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis em edificações (NBR 8681:2004)

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
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 ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Especificamente, a Equação 3.11 pode então ser reescrita em termos do momento solicitante de projeto em situação de incêndio ($M_{sd,fi}$), simplificada, como:

$$M_{sd,fi} = 1,2.M_g + 0,28.M_q \leq M_{Rd,fi} \quad (3.12)$$

onde M_g e M_q são momentos solicitantes relativos às cargas nominais permanentes e acidentais, respectivamente.

A Equação 3.12 poderia então ser utilizada como representativa para o cálculo simplificado do momento solicitante de cálculo em situação de incêndio, conforme os parâmetros da NBR 15200:2012. No entanto, buscando fazer uma análise mais aprofundada da situação, a equação utilizada para o momento solicitante neste estudo não será a Equação 3.12, mas a equação definida na seção 5.3.2 do Capítulo 5, que leva em conta parâmetros probabilísticos e de confiabilidade.

Esta equação não será apresentada neste momento, pois vários conceitos de confiabilidade ainda precisam ser introduzidos antes da consolidação da mesma.

3.10 Resumo

Neste capítulo foram apresentadas as metodologias de dimensionamento de estruturas de CA, em especial para o caso das vigas, em situação de incêndio. As normas que compõem o escopo de dimensionamento foram expostas (NBR 8681:2004, NBR 6120:2000, NBR 6118:2014, NBR 14432:2001, NBR 15200:2012) e suas relações explanadas (Figura 3.1).

Em especial, os métodos para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio foram apresentados (tabular, simplificado, avançado e experimental). Outrossim, alguns conceitos da norma europeia (*Eurocode 2 – Parte 1-2*) foram acrescidos à discussão, em especial no que tange os perfis de temperatura para uma viga em função do tempo de exposição ao fogo. Por fim, o modelo a ser utilizado – simplificado – foi definido e as equações de projeto que representam o momento resistente e solicitante foram apresentadas.

4

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL E INCERTEZAS

4.1 Introdução

O objetivo principal do projeto estrutural de incêndio é a garantia de um bom desempenho estrutural sob estas condições adversas. De uma forma geral, a verificação da estrutura em situação de incêndio visa (NBR 15200:2012):

- Limitar o risco à vida humana;
- Limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade;
- Limitar o risco da propriedade exposta ao fogo.

Considera-se que esses objetivos podem ser atingidos se for demonstrado que a estrutura mantém as seguintes funções (NBR 15200:2012):

- **Função corta-fogo** – a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. A função corta-fogo compreende o isolamento térmico e a estanqueidade à passagem de chamas;
- **Função de suporte de carga** – a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo.

Por conseguinte, o objetivo principal do projeto de incêndio estrutural é assegurar, a um nível de probabilidade aceitável, que a estrutura permaneça pelo menos estável sob um incêndio totalmente desenvolvido, durante tempo suficiente para permitir que os ocupantes tenham tempo de escapar e/ou a equipe do Corpo de Bombeiros possa atuar.

No entanto, a maior parte do planejamento e projeto de edifícios para serem estruturalmente seguros sob condições de incêndio acaba sendo realizado sem o benefício de informações

completas; conseqüentemente, a garantia de desempenho não pode ser totalmente satisfeita. Muitas decisões que são feitas durante o processo de planejamento e projeto são invariavelmente feitas sob condições de imprecisão e incertezas.

Todas as quantidades (exceto constantes físicas e matemáticas) que entram em cálculos da Engenharia Estrutural estão, na realidade, associadas a alguma incerteza. Este fato está implicitamente reconhecido nas normas técnicas atuais e anteriores. Portanto, sob a situação de incêndio, há invariavelmente alguma probabilidade de falha da estrutura do edifício, juntamente com as conseqüências associadas. A determinação de padrões de segurança apropriados requer a quantificação dessas incertezas por meios apropriados, e um estudo de sua interação com a estrutura em análise cabe ser realizado (Hart, 1982).

4.2 Incertezas no Projeto de Engenharia

Em geral, a análise de confiabilidade estrutural está relacionada ao tratamento racional das incertezas no projeto estrutural e à problemática associada à tomada de decisão racional. As incertezas precisam ser identificadas e classificadas para que sua relevância para o problema em questão possa ser apurada. Antes de fazer isso, é útil introduzir o conceito de variáveis básicas.

4.2.1 Variáveis Básicas

Para efeitos de quantificação de incertezas no campo da engenharia estrutural de incêndio, e para posterior análise de confiabilidade, é necessário definir um conjunto de variáveis básicas. Elas são definidas como o conjunto de variáveis que regem a resposta estática ou dinâmica da estrutura. As variáveis básicas são as características mecânicas dos materiais (por exemplo, módulo de elasticidade), as características geométricas (por exemplo, dimensões da seção transversal), as cargas externas (por exemplo, vento), etc (Melchers, 1987).

4.2.2 Tipos de Incertezas

Em geral, uma ampla gama de incertezas precisa ser considerada na engenharia de incêndio estrutural. Estas podem incluir várias condições ambientais, mão de obra e erro humano, bem como a previsão de eventos futuros. Várias técnicas quantitativas estão disponíveis para a identificação sistemática de incertezas. Todas elas são essencialmente uma análise crítica do problema a ser analisado, levando-se em conta a consideração de todas as conseqüências e

possibilidades imagináveis, buscando reter apenas aquelas com alguma probabilidade finita de ocorrência. Além disso, todas as técnicas baseiam-se na disponibilidade de informações atualizadas sobre as quais se baseiam essas avaliações (Melchers, 1987).

Para ilustrar “onde” e “como” diferentes tipos de incertezas podem surgir na tentativa do homem de entender e usar um fenômeno natural (por exemplo, o fogo) para servir ao seu projeto, apresenta-se o diagrama esquemático apresentado na Figura 4.1 (Melchers 1987, adaptado).

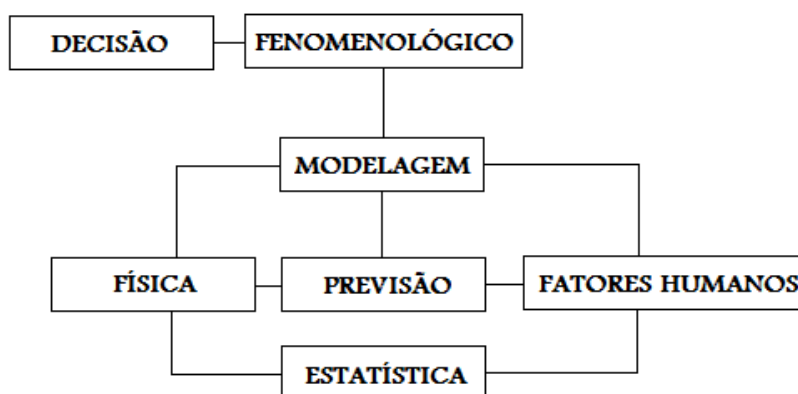


Figura 4.1: Inter-relação das incertezas na avaliação de confiabilidade (Melchers, 1987 adaptado)

A Figura 4.1 pode representar o fluxo para a realização de um projeto de incêndio, por exemplo. Para fazer isso, é necessário que o projetista tente conhecer e entender ao máximo possível o fenômeno do fogo. Em uma aproximação científica do problema seria necessário o ajuste de um modelo que poderia aproximar os efeitos do fenômeno.

Para que o modelo seja mais preciso, o projetista deve confiar em sua própria observação dos aspectos físicos do projeto em questão e fazer sua própria previsão sobre qualquer aspecto que não seja aparente na observação. A precisão de sua modelagem melhor seria na proporção em que se pudesse fazer uso de observações semelhantes às realizadas por outros seres humanos - isto é, se tivesse acesso aos dados estatísticos disponíveis. A precisão ou confiabilidade de tais dados depende, naturalmente, dos fatores humanos. Os vários aspectos são dinamicamente inter-relacionados e incertezas definitivamente surgem em cada área. Estas incertezas são explicadas mais adiante para o caso do incêndio estrutural.

4.2.2.1 Incertezas do Fenômeno

O fogo é certamente um fenômeno que tem impactado muito na vida do ser humano desde a sua existência mais antiga na terra. O desenvolvimento da ciência do fogo acelerou-se nos últimos 150 anos, sendo uma área complexa que envolve muitas disciplinas, mas é relativamente primitiva em comparação com outros campos tecnológicos (Quintiere, 1998). Um exemplo dessa incerteza está no campo da engenharia de incêndio, e especificamente no projeto de incêndio estrutural, onde o efeito do fogo sobre o comportamento do elemento estrutural ainda não é totalmente compreendido ou quantificável. O efeito sobre a estrutura inteira é ainda menos compreendido. A maior parte do conhecimento sobre a resposta estrutural devido ao fogo é em grande parte empírica e baseia-se em muitas suposições e hipóteses.

4.2.2.2 Incertezas Físicas

A incerteza física é aquela identificada com a natureza aleatória inerente de uma variável básica (Melchers, 1987).

As respostas estruturais de uma estrutura inteira ou de elementos sob condições de incêndio dependem, em parte, das propriedades do material à temperatura elevada. Essas propriedades não são conhecidas exatamente e isso dá origem à incerteza física.

Exemplos específicos incluem:

- A dimensão física de um elemento estrutural a temperatura elevada (seção transversal);
- A temperatura do incêndio;
- A variação do módulo de elasticidade com a temperatura; e
- A variabilidade na carga gravitacional real durante a situação de incêndio.

A incerteza física pode ser reduzida, mas não eliminada, com maior disponibilidade de dados estatísticos, ou maior esforço no controle de qualidade (Ang & Tang, 1975). É uma propriedade "fundamental" da variável em questão. A incerteza física deve ser estimada a partir de observações da variável, ou ser avaliada subjetivamente.

4.2.2.3 Incertezas Estatísticas

Na maioria dos casos de projetos de engenharia, valores relativos às propriedades dos materiais usados no cálculo são inferidos a partir de análises estatísticas de observações da amostra. Os dados podem ser coletados com a finalidade de construir um modelo probabilístico da variabilidade física de uma propriedade. Isto implicará, em primeiro lugar, a seleção de um tipo de distribuição de probabilidade adequada e, em seguida, na determinação de valores numéricos para os parâmetros da distribuição.

Mas, na prática, são necessários tamanhos de amostra muito grandes para estabelecer estimativas confiáveis dos valores numéricos dos parâmetros (por exemplo, média e desvio padrão). Portanto, para um determinado conjunto de dados, os parâmetros de distribuição podem ser considerados como variáveis aleatórias, cuja incerteza depende do tamanho da amostra ou de qualquer conhecimento prévio (Ang & Tang, 1975). Esta incerteza é denominada incerteza estatística e, ao contrário da incerteza física, surge unicamente como resultado da falta de informação.

4.2.2.4 Incertezas na Modelagem

A concepção e a análise de incêndios estruturais utilizam, em algum momento, modelos matemáticos que relacionam as variáveis de saída desejadas (por exemplo, o momento solicitante em uma estrutura) com os valores de um conjunto de variáveis de entrada, ou variáveis básicas (por exemplo, resistência à compressão do concreto e resistência ao escoamento do aço). Estes modelos são geralmente determinísticos em sua forma.

Além disso, tais modelos podem ser baseados numa compreensão da mecânica do problema (por exemplo, modos de transferência de calor) ou podem ser altamente empíricos (por exemplo, relação paramétrica tempo-temperatura). No entanto, com raras exceções, raramente é possível fazer previsões altamente precisas sobre a resposta estrutural de ambos, os elementos e toda a estrutura, sob condições de incêndio (Thoft-Christensen & Baker, 1982). Em outras palavras, a resposta dos elementos estruturais ao fogo e à carga, sob condições de incêndio, contém um componente de incerteza para além das incertezas das próprias variáveis pertinentes ao problema.

Esta fonte adicional de incerteza é denominada incerteza de modelagem e ocorre como resultado de simplificações, suposições, condições de contorno desconhecidas e também como

resultado dos efeitos desconhecidos de outras variáveis e suas interações, que não estão incluídas no modelo. Em muitos elementos e estruturas, as incertezas do modelo têm um grande efeito sobre a confiabilidade estrutural e não devem ser negligenciadas (Thoft-Christensen & Baker, 1982).

4.2.2.5 Incertezas na Previsão

O projeto em situação de incêndio envolve a previsão de um estado futuro da estrutura em análise; por exemplo, a previsão da ocorrência do incêndio e a resultante resposta estrutural. A solidez de uma previsão depende do estado de conhecimento disponível. À medida que novos conhecimentos relacionados à resposta estrutural sob condições de incêndio ficam disponíveis, a previsão e o projeto se tornam mais refinados, com uma redução concomitante das incertezas (Melchers, 1987). Em outras palavras, a precisão de qualquer previsão feita depende não só das propriedades da estrutura, mas também do conhecimento do projetista sobre a mesma, bem como das forças e influências que provavelmente agirão sobre ela em condição de incêndio.

4.2.2.6 Incertezas na Decisão

No projeto estrutural de incêndio, ou, para esse assunto, qualquer projeto ou empreendimento, uma série de decisões têm de ser tomadas e, justamente por isso, tem-se as incertezas na tomada de decisão. Exemplos destas incertezas estão relacionadas com as decisões de, por exemplo, se o estado limite foi ultrapassado e/ou se compensa a recuperação ou demolição de uma estrutura comprometida. Após a ocorrência de um incêndio, o engenheiro tem de decidir, com base na certeza de seu próprio juízo de engenharia ou experiência, se a estrutura danificada pelo incêndio é reparável, se ainda serve ou se violou o estado limite último. Outro exemplo é a escolha do critério de falha para elementos estruturais expostos ao fogo - se a análise de falha deve ser feita nos domínios da temperatura, carga ou tempo.

4.2.2.7 Incertezas nos Fatores Humanos

Pode-se dizer que a maior fonte de incerteza no projeto, construção, operação ou uso e manutenção de qualquer sistema de engenharia vem do "fator humano". A incerteza resultante do envolvimento humano no sistema de engenharia normalmente se manifesta quando o sistema falha e o erro humano é determinado a ser a principal causa. Por exemplo, o erro humano causa

de 20 a 90% de todas as falhas ou acidentes maiores do sistema, conforme ilustrado na Tabela 4.1 (Stewart & Melchers 1997, adaptada).

Tabela 4.1: Proporção de falha de sistemas devido à falha humana (Stewart & Melchers 1997)

Sistema	% erro/acidentes	Fonte
Aeronaves	60-70%	Christensen and Howard (1981)
Controle de Tráfego Aéreo	90%	Kinney et al. (1977)
Edifícios e Pontes	75%	Matousek and Schneider (1977)
Barragens	75%	Loss and Kennett (1987)
Mísseis	20-53%	Christensen And Howard (1981)
Plataformas "off shore"	80%	Bea (1989)
Centrais eléctricas: Combustível fóssil Nuclear	20% 46%	Finnegan et al (1980) Scott and Gallaher (1979)
Navegação	80%	Gardenier (1981)

4.3 Confiabilidade Estrutural

No sentido mais amplo, a confiabilidade está associada à operação bem-sucedida e à ausência de falhas. No entanto, na análise de engenharia é necessário definir a confiabilidade quantitativamente em termos de probabilidade. Assim, a confiabilidade é definida como a probabilidade de um sistema desempenhar a sua função pretendida durante um período de tempo específico sob um dado conjunto de condições (Lewis, 1994). "Sistema" pode referir-se a qualquer produto ou equipamentos, um edifício, subsistemas, componentes e peças.

Diz-se que um produto ou sistema falha quando cessa a função pretendida. Quando há cessação total da função - um motor para de funcionar, ou uma estrutura colapsa - o sistema falhou claramente. Muitas vezes, no entanto, é necessário definir a falha quantitativamente a fim de levar em conta as formas mais sutis de falha através da deterioração ou instabilidade da função. Assim, um motor que já não é capaz de fornecer um binário especificado, ou uma estrutura que excede uma flecha, falhou. As escolhas dos critérios de falha são muitas vezes arbitrárias, portanto, há a necessidade de consistência dos mesmos.

4.3.1 Conceito de Falha

Na prática da engenharia, a falha pode ser entendida não somente como o não atendimento a um estado limite último (ELU) do material, mas também quando um estado limite de serviço (ELS) é ultrapassado. Por exemplo, se a tensão induzida pelo vento, ou um terremoto, exceder a tensão de escoamento do material, pode-se chamar de falha. Alternativamente, se a tensão exceder o limite de elasticidade do material também poderia ser chamado de falha. Em ambos os casos, não é necessário que o edifício colapse para que o significado de falha seja apreciado.

Do mesmo modo, no caso do incêndio, se o critério de falha está ligado à temperatura máxima do concreto ou à armadura exceder a temperatura limite, deve considerar-se que o elemento falhou, sem a necessidade de verificar fisicamente sinais de fissuras, flechas excessivas e assim por diante. Esta qualificação do significado de falha é necessária para reduzir qualquer dúvida ou argumento sobre o acontecimento de falha ou não. As análises subjacentes podem ser questionadas ou o critério alterado, mas uma vez que o critério é fixado ou acordado, deve tornar-se a base para a aceitação do projeto ou sua reavaliação.

4.3.2 Probabilidade de Falha

O significado da probabilidade calculada de falha (P_f), a relação deste valor com as taxas observadas de falha para estruturas reais em situação de incêndio e o quanto o conhecimento da P_f pode ajudar na obtenção de estruturas mais seguras ou mais econômicas são questões importantes e sobre as quais ainda existe um certo grau de controvérsia e discordância (Melchers, 1987), e não será discutido aqui. Basta dizer que não há certeza da probabilidade de falha simplesmente porque é impossível explicar todas as incertezas. Portanto, a análise de confiabilidade considerando apenas um subconjunto de incertezas resultará em uma estimativa de probabilidade que deve ser denominada medida "nominal" (Melchers, 1987). Este termo foi aplicado aos resultados do estudo de caso.

4.3.3 Problema Básico da Confiabilidade

A confiabilidade de estruturas de CA em situação de incêndio pode ser formulada como um problema "Suprimento" *versus* "Demanda". Nesse caso, preocupa-se com o fato de que o momento resistente (Suprimento) de uma viga de seção retangular e com armadura simples seja suficiente para suportar o momento solicitante (Demanda) em uma dada situação. Ou seja, o suprimento deve ser sempre maior do que a demanda. A questão da confiabilidade surge da

aleatoriedade do suprimento (momento resistente) e da demanda máxima (momento solicitante), devendo ser representados como variáveis aleatórias. Nestes termos, a confiabilidade do componente/sistema estrutural pode ser definida apenas em termos probabilísticos.

Considerando-se as variáveis aleatórias momento resistente (R) e momento solicitante (S), a margem de segurança é definida como $M = R - S$. O objetivo do projeto estrutural é assegurar que, dada a incidência de um incêndio, o evento ($M > 0$) ocorra durante toda a vida útil da estrutura. Esta garantia só pode ser definida em termos da probabilidade $P(M > 0)$. Esta probabilidade representa, portanto, uma medida da confiabilidade do sistema. Por outro lado, a probabilidade do evento complementar ($M \leq 0$) é a medida correspondente da falha, P_f pode ser representada pela Equação 4.1:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(M \leq 0) \quad (4.1)$$

O índice de confiabilidade (β) está relacionado à probabilidade de falha pela Equação 4.2 (Ang & Tang 1984) e pode ser representado pela Equação 4.2.

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (4.2)$$

onde Φ é a função acumulada da variável normal padrão e Φ^{-1} a sua inversa.

Se as funções densidade de probabilidade de R e S estão disponíveis, isto é $f_R(r)$ e $f_S(s)$ são conhecidas, e se R e S são variáveis aleatórias contínuas e estatisticamente independentes, a probabilidade de falha P_f pode então ser expressa pela Equação 4.3, que apresenta a integral de convolução em relação à carga.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_0^{\infty} \int_0^s f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (4.3)$$

Esta equação é ilustrada na Figura 4.2, que mostra as funções densidade de probabilidade (PDF) de R e S.

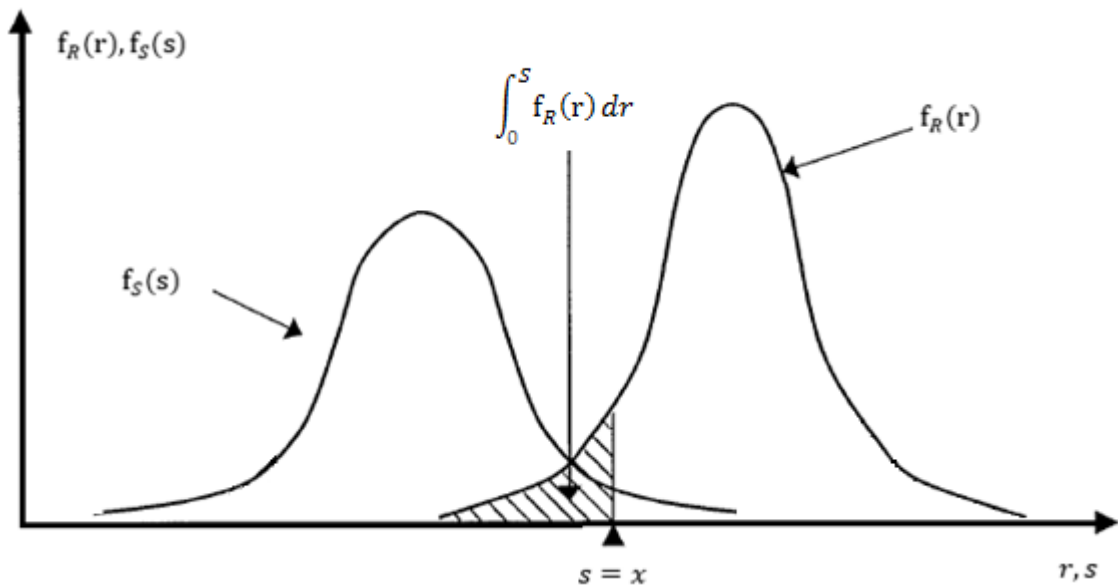


Figura 4.2: Problema básico da confiabilidade representado pelas PDF's de R e S.

Na teoria estatística, para qualquer variável aleatória X, a função de distribuição acumulada (CDF) $F_X(x)$ é dada pela Equação 4.4, desde que $x \geq y$ (Ang & Tang, 1975).

$$F_X(x) = P(X \leq x) = \int_0^x f_X(y) dy \quad (4.4)$$

A Equação 4.3 pode então ser escrita na forma:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (4.5)$$

A integral da Equação 4.5 é conhecida como "integral de convolução com relação à solicitação".

4.3.3.1 Caso Especial: Variáveis com Distribuição Normal

Quando R e S são variáveis aleatórias normais com médias μ_R e μ_S , variâncias σ_R^2 e σ_S^2 , respectivamente, e são estatisticamente independentes, a variável aleatória M é também normal com uma média e variância dada por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (4.6)$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (4.7)$$

A Equação 4.1 então se torna:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(M \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (4.8)$$

Onde Φ é a função acumulada da variável normal padrão, conforme definido anteriormente. Ao substituir (4.6) e (4.7) em (4.8), obtém-se a seguinte expressão:

$$P_f = \Phi\left[\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}}\right] = \Phi(-\beta) \quad (4.9)$$

onde β é definido como índice de confiabilidade ou índice de segurança. Da Equação 4.9 pode-se observar que à medida em que a diferença entre a média das variáveis R e S é reduzida, o valor de β diminui e P_f aumenta. Similarmente, quando σ_R ou σ_S , ou ambos, aumentam, β diminuirá, com o correspondente aumento de P_f (Ang & Tang, 1975). A densidade de probabilidade da variável aleatória M, denotada por $f_M(m)$, e o significado de β está ilustrado na Figura 4.2.

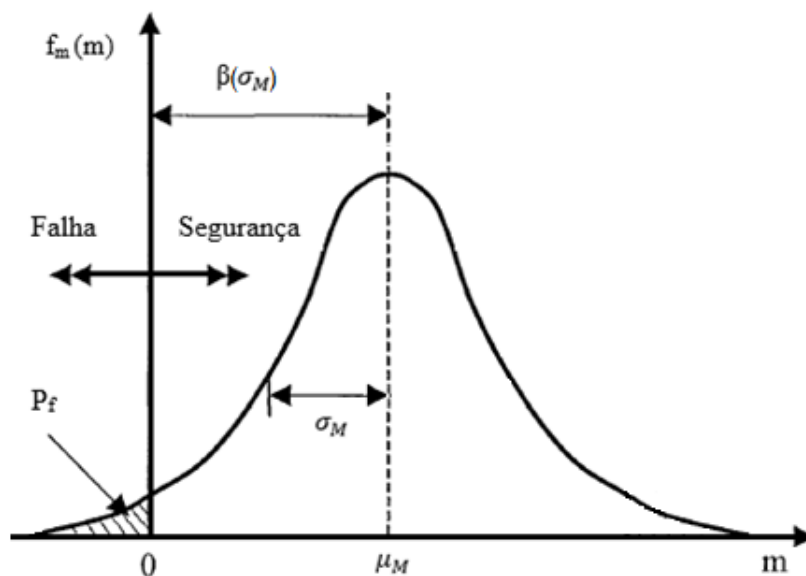


Figura 4.3: Função densidade de probabilidade da função margem de segurança (M)

Como mostrado na Figura 4.3, β é simplesmente uma medida (em unidades de desvio padrão σ_M) da distância entre a média μ_M e a origem ($m = 0$). Este ponto marca o limite para a "região de falha".

4.4 Métodos de Análise de Confiabilidade

Nas seções anteriores, o problema básico de confiabilidade foi formulado e as equações matemáticas para calcular a probabilidade de falha foram obtidas. Assim, para determinar a confiabilidade desse problema de "capacidade x demanda", é necessário avaliar a "integral de convolução" mostrada na Equação 4.5 para obter a probabilidade de falha. A probabilidade de não haver falha, ou de desempenho seguro, é uma medida direta de confiabilidade. No entanto, na realidade, o problema geralmente não é tão simples como descrito anteriormente.

Em primeiro lugar, a integração de forma fechada da Equação 4.3, ou 4.5, só é possível para alguns casos especiais, por exemplo, quando ambos (R e S) são variáveis aleatórias com distribuições normais. Em geral, é preciso recorrer à integração numérica. Em segundo lugar, a formulação simplificada da Equação 4.5 não é suficiente para muitos problemas da vida real. Geralmente várias variáveis aleatórias irão influenciar a capacidade ou o "suprimento" (Ang & Tang, 1975).

Segue-se que, em geral, a resistência ou capacidade de um componente estrutural é uma função de vários parâmetros. Se o vetor \mathbf{X} representa as variáveis básicas do problema, então a equação de estado limite $G(R,S) = R - S = 0$ pode ser generalizada como $G(\mathbf{X}) = 0$. Conseqüentemente, a Equação 4.3 pode ser generalizada como (Ang & Tang, 1984):

$$P_f = P(G(\mathbf{X}) \leq 0) = \int \dots \int_{G(\mathbf{x}) \leq 0} f_x(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (4.10)$$

Nessa Equação 4.10, $f_x(x)$ é a função densidade de probabilidade conjunta para o n -ésimo vetor \mathbf{X} de variáveis básicas.

A Equação 4.10 acrescenta consideravelmente à complexidade do cálculo da probabilidade de falha. Embora a integração numérica possa ser possível para um número muito pequeno (≤ 5) de variáveis aleatórias, o problema é considerado não viável para ser resolvido analiticamente, mesmo em computadores (Stewart & Melchers, 1997). No entanto, técnicas foram desenvolvidas para lidar com esses problemas. Duas classes amplas das técnicas mais usadas são os métodos de confiabilidade de segunda ordem - *First Order Second Moment (FOSM)* - e o método de simulação de Monte Carlo.

4.4.1 Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem (FOSM)

No método *First Order Second Moment (FOSM)*, a terminologia "segundo momento" refere-se à descrição de todas as variáveis aleatórias apenas em termos de sua média (o "primeiro momento"), sua variância (o "segundo momento") e a covariância. Considera-se então que a distribuição normal é especificada adequadamente por estes parâmetros probabilísticos.

O termo "primeira ordem" define a expressão para a condição de falha ou função de estado limite como uma função linear. Na última seção, a função de estado limite $G(R,S)$ foi dada por $M = R-S$, que é claramente linear. A probabilidade de falha (P_f) é dada pela Equação 4.11:

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad \beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (4.11)$$

onde, β é o índice de confiabilidade, ou índice de segurança, e Φ é a função acumulada da distribuição normal padrão. P_f , como definido acima, é a exata probabilidade de falha se R e S seguem distribuições normais.

Para outras distribuições de R e S , as variáveis aleatórias e o problema original devem ser transformados no espaço normal padrão - um processo que requer, no caso geral, o uso da transformação de Rosenblatt (1952). Então, a P_f determinada como definido em (4.11) é apenas uma probabilidade de falha nominal. Conseqüentemente, a prática convencional para tais casos não é referir à probabilidade de falha, mas a β , o índice de confiabilidade (Melchers, 1987).

Uma complicação adicional surge quando há mais de duas variáveis aleatórias ou onde a função de estado limite é composta por várias variáveis, como indicado pela Equação 4.10. Além disso, a função de estado limite pode ser não-linear, o que contribui para a complexidade do problema. No método FOSM, a função de desempenho não-linear, $G(\mathbf{X})$, é linearizada através de uma expansão em série de Taylor de primeira ordem sobre um ponto apropriadamente escolhido, x^* (Ang & Tang, 1975). Truncando a série em termos lineares, obtém-se a média de primeira ordem (μ_x) e a variância (σ_x^2), na forma de expressão algébrica. A expressão para o índice de segurança é então dada pela Equação 4.12:

$$\beta_{x^*} = \frac{\mu_x}{\sigma_x} \quad (4.12)$$

O subscrito de β significa que seu valor depende da escolha do ponto de expansão x^* .

O que se precede é apenas uma introdução muito breve ao método FOSM de análise de confiabilidade. Deve ser apreciado que o uso deste método demanda (Ang & Tang, 1975):

- Uma formulação da função de estado limite;
- Transformação (por exemplo, por transformação de Rosenblatt), se necessário, para uma distribuição normal equivalente;
- Linearização, em caso de função não-linear, pela expansão da série de Taylor sobre um ponto apropriado na superfície de falha; e
- Aplicação de um procedimento iterativo ou de um algoritmo num software de computador para se obter um valor de β .

O método FOSM é amplamente utilizados na análise de confiabilidade de vários sistemas de engenharia, incluindo estruturas de engenharia civil em temperatura ambiente. A principal razão para a ampla aplicação do método FOSM nestas áreas mais estabelecidas é a disponibilidade de funções de estado limite devidamente formuladas. Este método também é aplicável na engenharia de incêndio para avaliar a confiabilidade de diferentes aspectos do projeto de segurança contra incêndio, incluindo o projeto de incêndio estrutural. No entanto, este método tem as seguintes desvantagens (Ang & Tang, 1975):

- A análise deve ser identificado com precisão para cada função de estado limite no intuito de se obter um valor de β ;
- Funções de estado limite não-lineares não são facilmente manipuladas e podem dar origem a imprecisões; e
- A transformação de distribuições não normais para distribuições normais equivalentes é muito difícil, especialmente se as variáveis aleatórias estão correlacionadas (estatisticamente dependentes).

Um método mais adequado para avaliar a confiabilidade de estruturas em situação de incêndio é descrito na próxima seção.

4.4.2 Métodos de Simulação de Monte Carlo

Os métodos de confiabilidade podem ser classificados em cinco níveis, de acordo com a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural (Madsen et al, 1986), (DINIZ, 2006):

- Nível 0 – Métodos das Tensões Admissíveis: Neste método faz-se uma comparação entre a tensão decorrente do carregamento máximo esperado, calculada no regime elástico-linear com a tensão admissível. Todas as cargas são tratadas similarmente; a tensão admissível é determinada dividindo a tensão limite por um fator de segurança;
- Nível 1 – Métodos dos Estados Limites: as incertezas associadas às variáveis de projeto são levadas em conta através dos coeficientes de ponderação. Emprega-se um valor característico para cada valor incerto. A este valor característico são aplicados os coeficientes de ponderação de maneira a minorar a resistência e majorar os efeitos do carregamento. Também conhecidos como projeto semi-probabilístico, pois os coeficientes de calibração são ajustados a partir da utilização de níveis superiores;
- Nível 2 – Métodos do Índice de Confiabilidade: métodos que empregam dois valores para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros (usualmente covariância);
- Nível 3 – Métodos da Probabilidade de Falha: Aqui as distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas são especificadas e a probabilidade de falha da estrutura é usada como medida de sua confiabilidade;
- Nível 4 – Métodos da Minimização dos Custos Envolvidos ao Longo da Vida Útil: Estes métodos combinam a confiabilidade com a otimização estrutural. Todos os custos incorridos ao longo da vida útil da estrutura (iniciais, inspeção, manutenção, reparos e demolição) devem ser calculados e referidos ao tempo presente. O objetivo então é a minimização do custo total tendo como condição de restrição o nível de confiabilidade definido como aceitável.

Nessa vertente, a Simulação de Monte Carlo se enquadra no Nível 3, e é uma técnica matemática utilizada para simular um evento envolvendo um alto número de repetições, utilizando em cada simulação um determinado conjunto de valores das variáveis aleatórias geradas em conformidade com as correspondentes distribuições de probabilidade.

Os resultados obtidos através da simulação de Monte Carlo são semelhantes aos resultados obtidos experimentalmente em um laboratório. Dois itens são necessários para uma simulação de Monte Carlo (Diniz, 2008):

- Uma relação determinística para descrever a resposta da estrutura; e
- As distribuições de probabilidade de todas as variáveis envolvidas no cálculo.

Uma das principais tarefas na simulação Monte Carlo é a geração de valores apropriados das variáveis aleatórias (ou seja, números aleatórios). A utilização da simulação de Monte Carlo na avaliação de desempenho da estrutura pode ser feita em duas etapas:

- **1ª Etapa:** Calcula-se as estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta do sistema. Neste caso, em primeiro lugar uma amostra de resposta da estrutura é obtida, em seguida, uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados de amostra e os parâmetros de distribuição estimados; e
- **2ª Etapa:** Calcula-se a probabilidade de falha da estrutura. Neste caso, uma função de desempenho é estabelecida e uma amostra dos possíveis resultados é simulada. O número de resultados não satisfatórios é contado e a probabilidade de falha é obtida pela razão entre o número de resultados não satisfatórios pelo número de simulações realizadas.

No passado, a principal desvantagem observada para a simulação de Monte Carlo era seu custo computacional. Embora este seja ainda um problema para sistemas complexos, este problema tem diminuído devido à disponibilidade de softwares comerciais para execução das simulações, tais como o Matlab, @RISK, dentre outros.

No caso da análise para qualquer confiabilidade estrutural, com o tipo de problema definido pela Equação 4.10, a realização do procedimento é feita a partir da amostragem aleatória de cada variável aleatória X_i para dar um valor de amostra x_i . A função de estado limite $G(\mathbf{X}) \leq 0$ é então verificada. Se a função de estado limite é violada, que representa a falha da estrutura ou elemento estrutural, este evento é contado e gravado. A experiência é repetida muitas vezes, cada vez com novas amostras aleatórias. Se N ensaios são realizados, a probabilidade de falha é dada aproximadamente pela Equação 4.13:

$$P_f = \frac{n(G \leq 0)}{N} \quad (4.13)$$

Onde $n(G \leq 0)$ é o número de ensaios para os quais $G \leq 0$ (ensaios em que houve falha). Obviamente, o número N de ensaios requerido está relacionado com a precisão desejada para P_f .

Para aplicar as técnicas de Monte Carlo a problemas práticos, são necessários os seguintes procedimentos (Melchers, 1987):

- Desenvolver métodos sistemáticos para amostragem aleatória e numérica da variável básica X ;
- Selecionar uma técnica de simulação econômica e confiável apropriada;
- Considerar o efeito da complexidade de cálculo de $G(\mathbf{X})$ e o número de variáveis básicas na técnica de simulação utilizada;
- Para uma determinada técnica de simulação, ser capaz de determinar a quantidade de "amostragem" necessárias para obter uma estimativa razoável da P_f ;
- Contabilizar a correlação ou dependência entre todas ou algumas das variáveis aleatórias no modelo.

Os procedimentos acima relacionados são necessários para a criação analítica de um modelo de simulação de Monte Carlo e a matemática envolvida pode ser tão difícil quanto para o método FOSM. Depois de configurar o modelo, as múltiplas execuções têm de ser feitas num computador para se obter resultados mais precisos. No passado, a falta de capacidade do computador tinha limitado o uso da simulação de Monte Carlo (Stewart & Melchers 1997). Isso não é um problema agora. Na verdade, vários softwares de computador estão agora comercialmente disponíveis para permitir que a simulação de Monte Carlo seja realizada em qualquer computador. A utilização de software comercial para simulações de Monte Carlo melhorou consideravelmente a avaliação de risco e tem as seguintes vantagens (Chapman, 2006):

- As distribuições das variáveis do modelo não precisam ser aproximadas de nenhuma maneira (os itens podem ser selecionados no software);
- Correlação e outras interdependências podem ser modeladas;
- O nível de matemática necessário para usar o software de simulação de Monte Carlo é bastante básico (em comparação com a abordagem analítica);
- Maior nível de precisão pode ser alcançado simplesmente aumentando o número de iterações no computador;
- Alterações no modelo podem ser feitas muito rapidamente e os resultados comparados com os modelos anteriores;
- O computador faz todo o trabalho necessário para determinar a função de distribuição de probabilidade de qualquer resultado desejado; e
- A simulação de Monte Carlo é amplamente reconhecida como uma técnica válida, o que torna seus resultados mais susceptíveis de serem aceitos como confiáveis.

4.4.2.1 Erro Associado ao Tamanho da Amostra

A simulação de Monte Carlo é frequentemente usada para estimar a probabilidade de falha de um sistema. É desejável conhecer o erro correspondente a uma probabilidade estimada, ou ainda, é desejável saber quantas simulações (tamanho da amostra) são requeridas para se obter certo intervalo de confiança. Por aproximação da distribuição binomial com a distribuição normal, tem-se a seguinte expressão para o erro percentual, Ang & Tang (1975):

$$\%erro = 200 \sqrt{\frac{1 - P_f}{n \cdot P_f}} \quad (4.14)$$

onde P_f é a probabilidade de falha estimada e n é o tamanho da amostra. Esta equação pode ser aplicada da seguinte forma: por exemplo, supondo que em 10.000 simulações foi obtida uma probabilidade de falha igual a 0,01, para esta probabilidade de falha a equação 4.14 fornece um erro percentual de 20%, isto é, a probabilidade de falha está compreendida no intervalo 0,01 +/- 0,002. Se for desejado um intervalo mais estreito, por exemplo, 0,01 ± 0,001, a operação inversa deve ser efetuada, resultando em n igual a 39.600 simulações.

4.4.3 Descrição do @RISK

O software @RISK é um "add-in" para o Microsoft Excel. Este software traz a modelagem avançada e a capacidade de análise de risco para este programa.

O @RISK utiliza a técnica de simulação de Monte Carlo para análise de risco. Com esta técnica, valores de entrada incertos na planilha são especificados como distribuições de probabilidade. Há mais de 30 distribuições de probabilidade a escolher no *menu* do @ RISK. As funções de distribuição podem ser adicionadas a qualquer número de células e fórmulas em todas as planilhas e podem incluir argumentos que são referências às expressões de células, permitindo assim uma especificação da incerteza. Outras opções disponíveis para controlar e executar uma simulação no @RISK são (Palisade, 2017):

- Amostragem de *Latin Hypercube* ou Monte Carlo;
- Várias possibilidades de iterações por simulação;
- Várias possibilidades de simulações em uma única análise;
- Continuar uma simulação depois de ver resultados e realizar mais iterações se necessário; e
- Criação do gerador de números aleatórios.

A análise de risco no @RISK é realizada a partir de um método quantitativo que procura determinar resultados de uma situação de decisão como uma distribuição de probabilidade. Em geral, as técnicas em uma análise de risco @RISK abrangem quatro etapas:

- (I) **Desenvolver um modelo** - definindo o problema ou situação no formato Excel;
- (II) **Identificar as incertezas** - das variáveis, especificando seus possíveis valores com distribuições de probabilidade e identificando os resultados incertos que requerem análise;
- (III) **Analisar o modelo simulado** - determinar o intervalo e as probabilidades dos resultados possíveis para os resultados; e
- (IV) **Tomar uma decisão** - com base nos resultados fornecidos e preferências pessoais, tomar a decisão pertinente ao problema.

Para uma descrição mais abrangente do programa @RISK, o manual de usuários do @RISK pode ser verificado em sítios da internet (Palisade, 2017).

4.5 Resumo

Neste Capítulo foram apresentadas as várias incertezas encontradas em um projeto de incêndio (incertezas no fenômeno, físicas, estatísticas, na modelagem, na previsão, na decisão e nos fatores humanos), bem como uma explanação geral de onde as mesmas advêm e suas influencias em um projeto. Além disso, vários importantes conceitos de confiabilidade estrutural foram apresentados, sejam eles o conceito de falha, de probabilidade de falha e da probabilidade de falha aceitável.

O problema básico da confiabilidade foi então exposto, bem como a formulação matemática e gráfica para o entendimento e a resolução de problemas de análise de risco. A definição do melhor método para o caso em questão, a simulação de Monte Carlo, foi estabelecido e o software a ser utilizado nessa simulação numérica indicado.

5

CONFIABILIDADE DE SEÇÕES DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.1 Introdução

No projeto estrutural, componentes críticos para o desempenho da estrutura em situação de incêndio tais como vigas, pilares, paredes, pisos e portas são projetados para ter resistência ao fogo. A importância do projeto está no fato de que a resistência ao fogo deverá ser suficiente para resistir à pior gravidade de incêndio esperada no edifício.

Os projetos, de uma maneira geral, são realizados valendo-se de níveis implícitos de confiabilidade tomados como aceitáveis, a partir da aplicação de fatores parciais de segurança conforme estabelecido em normas técnicas. No caso de estados limites últimos em temperatura ambiente, o ajuste de tais fatores vem sendo feito a partir da calibração de normas técnicas, utilizando-se para tal os conceitos e métodos da Confiabilidade Estrutural. Veja-se, por exemplo, a calibração da norma norte-americana ACI 318, conforme reportada em Szerszen e Nowak (2003). Já no caso de estados limites últimos em situação de incêndio para estruturas de CA, tais estudos são raros (no âmbito internacional – EAMON (2013)) ou mesmo inexistentes (no âmbito nacional).

Assim, a evolução das normas técnicas relativas ao projeto de estruturas de CA em situação de incêndio passa pelo conhecimento dos níveis de confiabilidade implícitos nas recomendações de projeto da atualidade.

Neste Capítulo, as geometrias das seções de vigas de CA em estudo são definidas, as estatísticas das variáveis aleatórias (momento resistente e momento solicitante) são obtidas a partir das variáveis básicas pertinentes ao problema e a avaliação de confiabilidade realizada para as seções estabelecidas. A influência dos diversos parâmetros na probabilidade de falha:

resistência à compressão do concreto (f_{ck}), tipo de agregado, razão de carga (r), área de armadura longitudinal de aço (A_s) e temperatura são então avaliados.

5.2 Características das Vigas Analisadas

As vigas de CA analisadas no presente estudo, para o ELU de flexão, têm seção transversal retangular de 20 cm de largura (b) por 50 cm de altura (h), são biapoiadas, estão sujeitas a cargas uniformemente distribuídas correspondentes ao peso próprio e à sobrecarga e supõe-se que pertencem a uma edificação comercial, de até 23 m de altura. Esta configuração é muito comum em edifícios com um vão (L) de 5 m entre pilares. Dois valores de f_{ck} serão adotados (25 MPa e 50 MPa) e dois tipos de agregados (agregado calcário e silicoso). A resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal (f_{yk}) é assumida como 500 MPa.

A Tabela 5.1 apresenta os detalhes geométricos relacionados à armadura longitudinal e cobrimento das vigas analisadas, onde A_s é a área de aço, ρ é a taxa de armadura longitudinal, d' é a distância do eixo da barra de aço à face do concreto e $x/(h-d')$ a razão para se avaliar o domínio em que se encontra a viga em análise.

Cada configuração será avaliada para três distintas razões de carregamento (r) definidas como a razão “média da carga permanente” / “média da sobrecarga”, $r = \mu_{CP}/\mu_{SC}$. Os valores assumidos para esta razão serão $r = 1,0$; $2,0$ e $4,0$. Portanto, serão analisadas 5 configurações de vigas diferentes, em 3 situações de carregamento, para 2 tipos de agregado e 2 tipos de f_{ck} , totalizando 60 situações.

Importante ressaltar que para o caso de armaduras de CA – 50, com coeficiente de ponderação $\gamma_s = 1,15$, o limite entre o domínio 3 e 4 é $x/(h-d') = 0,628$, onde x é a profundidade da linha neutra. Dada esta informação, e avaliando-se a Tabela 5.1, verifica-se que todas as configurações representam condições de $x/(h-d') \leq 0,628$, ou seja, de subarmação. Tal constatação significa que a ruptura da viga ocorre por escoamento do aço (ruptura dúctil) e não por esmagamento do concreto (ruptura frágil) e valida a posterior utilização da Equação 3.8, definida anteriormente para obtenção do momento resistente das vigas.

Tabela 5.1: Detalhes geométricos das vigas em análise

Armação	A_s (cm ²)	ρ (%)	d' (cm)	Cobrimento	$x/(h-d')$
3 ϕ 8 mm	1,5	0,15	3,9	3,5	0,058
4 ϕ 10 mm	3,2	0,32	4,0	3,5	0,125
4 ϕ 12,5 mm	5,0	0,50	4,1	3,5	0,195
4 ϕ 16 mm	8,0	0,80	4,3	3,5	0,313
3 ϕ 20 mm	9,45	0,95	4,5	3,5	0,327

Avaliando as configurações escolhidas, pelo método tabular, verifica-se que todas apresentam largura (b) e cobrimentos mínimos suficientes para resistir a 60 min de fogo (Tabela 5.2), conforme preconiza a NBR 14432:2000 para edifícios comerciais de até 23 m de altura (Tabela 2.1).

Tabela 5.2: Dimensões mínimas para vigas biapoiadas (NBR 15200:2012)

TRRF min	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	140/55	190/45	300/40	400/35	100
120	190/65	240/60	300/55	500/50	120

5.3 Descrição Estatística das Variáveis Aleatórias Pertinentes ao Problema

5.3.1 Obtenção das Estatísticas da Resistência

As estatísticas da resistência à flexão de uma viga de CA correspondentes a distintas temperaturas podem ser obtidas via Simulação de Monte Carlo. Para tal, são necessários: (i) uma relação determinística que defina o momento resistente da viga como função da temperatura; e (ii) as estatísticas das variáveis aleatórias associadas ao cálculo do momento resistente.

A variável aleatória momento resistente (M_r) é dada pela seguinte relação funcional:

$$M_r = \theta_R \cdot \left[A_s \cdot F_y \cdot \alpha_Y \cdot \left(H - D' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot F_y \cdot \alpha_Y}{0,85 \cdot F_c \cdot \alpha_C \cdot B} \right) \right] \quad (5.1)$$

onde F_y é a variável aleatória que representa a resistência ao escoamento do aço, F_c é a variável aleatória que representa a resistência à compressão do concreto, H é a variável aleatória que representa a altura da viga, B é a variável aleatória que representa a largura da viga, D' é a variável aleatória que representa a distância da face inferior do concreto para o eixo da barra de aço e θ_R é a variável aleatória que representa o erro do modelo associado ao cálculo da resistência. A área da armadura longitudinal, A_s , assim como os fatores α_c e α_y , que representam a redução da resistência à compressão do concreto e escoamento do aço em função do acréscimo de temperatura, respectivamente, são tomados como variáveis determinísticas (Tabela 3.6).

A Tabela 5.3 apresenta as estatísticas das variáveis aleatórias associadas à resistência, compiladas a partir de dados disponíveis na literatura.

Tabela 5.3: Estatísticas das variáveis aleatórias associadas à resistência

Variáveis		Distribuição	μ_x	σ_x	Ref.
Resistência dos Materiais	Concreto, F_c (MPa)	Normal	$1,17 f_{ck}$	$0,10 \mu_{F_c}$	(1)
	Aço, F_y (MPa)	Normal	$1,08 f_{yk}$	$0,08 \mu_{F_y}$	(1)
Seção Transversal	Altura, H (cm)	Normal	50	2,25	(2)
	Largura, B (cm)	Normal	20	1,20	(2)
	Cobrimento, c (cm)	LogNormal	c	1,10	(2)
Erro do Modelo	Cálculo da resistência à flexão, θ_R	LogNormal	1,00	0,05	(2)
1. Szerszen & Nowak (2003); 2. Ellingwood & Galambos (1982).					

De posse das informações listadas acima, as estatísticas do momento resistente de cada viga (mínimo, máximo, média e desvio padrão) podem ser obtidas para cada temperatura considerada a partir da simulação de Monte Carlo. Estas estatísticas estão apresentadas nas Tabelas 5.4 a 5.13, onde M_{R-SMC} representa a variável aleatória momento resistente obtido via simulação de Monte Carlo e M_{Rd} é o momento resistente de projeto. Considerando a similaridade entre o processo realizado e os resultados obtidos, limitou-se a apresentação desse resultado intermediário para agregados silicosos.

Os cálculos efetuados para o momento resistente, solicitante e confiabilidade das vigas, que será apresentado mais adiante, podem ser avaliados em detalhes na execução de um exemplo

prático para a configuração de 4 ϕ 12,5 mm ($f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso), apresentada no **Anexo 1** deste trabalho.

Tabela 5.4: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 8 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	20,22	36,65	56,29	3,97	0,11	29,36	1,2483
200	21,86	36,63	57,09	3,97	0,11		1,2476
300	20,99	36,55	54,82	3,96	0,11		1,2449
400	21,26	36,43	57,71	3,94	0,11		1,2408
500	16,56	28,44	43,38	3,07	0,11		0,9687
600	7,91	14,68	22,68	1,59	0,11		0,5000
700	5,24	9,20	14,41	1,00	0,11		0,3134
800	2,73	4,42	6,82	0,48	0,11		0,1505
900	1,76	2,93	4,63	0,32	0,11		0,0998

Tabela 5.5: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 10 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	45,39	76,44	114,82	8,27	0,11	60,81	1,2570
200	45,37	76,28	118,88	8,27	0,11		1,2544
300	44,81	75,89	115,68	8,21	0,11		1,2480
400	43,29	75,33	115,03	8,12	0,11		1,2388
500	34,57	58,89	88,44	6,34	0,11		0,9684
600	18,00	30,67	49,67	3,32	0,11		0,5044
700	11,34	19,24	29,50	2,09	0,11		0,3164
800	5,83	9,24	14,11	1,00	0,11		0,1519
900	3,44	6,11	9,93	0,66	0,11		0,1005

Tabela 5.6: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 12,5 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	71,13	116,50	177,71	12,52	0,11	92,00	1,2663
200	65,96	116,03	179,71	12,46	0,11		1,2612
300	70,28	115,11	178,15	12,40	0,11		1,2512
400	69,93	113,95	169,44	12,18	0,11		1,2386
500	52,06	89,09	138,67	9,58	0,11		0,9684
600	25,70	46,77	73,87	5,04	0,11		0,5084
700	18,33	29,43	47,57	3,18	0,11		0,3199
800	8,30	14,16	21,80	1,53	0,11		0,1539
900	4,86	9,32	14,61	1,00	0,11		0,1013

Tabela 5.7: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 16 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	105,93	178,29	273,03	19,16	0,11	139,03	1,2824
200	104,26	177,21	265,10	18,94	0,11		1,2746
300	98,14	174,96	270,57	18,75	0,11		1,2584
400	103,45	171,92	268,16	18,41	0,11		1,2366
500	76,59	134,54	210,36	14,43	0,11		0,9677
600	41,83	71,85	109,44	7,73	0,11		0,5168
700	27,37	45,35	68,87	4,86	0,11		0,3262
800	12,78	21,85	34,54	2,34	0,11		0,1572
900	8,63	14,27	21,18	1,53	0,11		0,1026

Tabela 5.8: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 20 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	122,98	205,45	309,96	22,06	0,11	159,14	1,2910
200	119,42	203,86	326,05	21,95	0,11		1,2810
300	124,99	200,79	307,26	21,62	0,11		1,2617
400	111,24	196,56	311,55	21,21	0,11		1,2351
500	97,21	154,04	228,46	16,53	0,11		0,9680
600	48,70	82,89	126,37	8,91	0,11		0,5209
700	31,08	52,50	81,38	5,65	0,11		0,3299
800	15,71	25,30	38,78	2,71	0,11		0,1590
900	10,14	16,43	24,60	1,76	0,11		0,1032

Tabela 5.9: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 8 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	22,11	37,00	59,37	4,00	0,11	29,71	1,2454
200	21,81	36,99	56,32	4,03	0,11		1,2450
300	21,34	36,95	56,73	4,02	0,11		1,2437
400	21,47	36,89	58,55	4,00	0,11		1,2417
500	17,71	28,77	44,17	3,12	0,11		0,9684
600	8,65	14,81	22,83	1,61	0,11		0,4985
700	5,39	9,26	13,84	1,01	0,11		0,3117
800	2,59	4,45	6,80	0,48	0,11		0,1498
900	1,61	2,96	4,55	0,32	0,11		0,0996

Tabela 5.10: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 10 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	44,90	77,93	121,00	8,44	0,11	62,41	1,2487
200	44,39	77,91	119,05	8,45	0,11		1,2484
300	47,20	77,70	120,31	8,42	0,11		1,2450
400	44,96	77,72	117,09	8,40	0,11		1,2453
500	36,34	60,45	94,09	6,56	0,11		0,9686
600	18,47	31,25	48,36	3,39	0,11		0,5007
700	11,70	19,55	30,35	2,13	0,11		0,3133
800	5,85	9,39	14,35	1,02	0,11		0,1505
900	3,52	6,24	9,60	0,68	0,11		0,1000

Tabela 5.11: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 12,5 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	70,66	120,18	181,58	13,02	0,11	95,89	1,2533
200	64,59	120,05	181,88	13,00	0,11		1,2520
300	65,67	119,55	180,69	12,98	0,11		1,2467
400	66,15	118,93	177,51	12,82	0,11		1,2403
500	25,77	48,18	74,33	5,22	0,11		0,5025
600	29,61	48,17	73,84	5,22	0,11		0,5023
700	17,84	46,46	30,20	3,28	0,11		0,4845
800	8,81	14,52	22,24	1,58	0,11		0,1514
900	5,90	9,61	14,72	1,04	0,11		0,1002

Tabela 5.12: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 4 ϕ 16 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	108,53	187,82	290,83	20,33	0,11	148,99	1,2606
200	112,50	187,37	282,47	20,29	0,11		1,2576
300	108,73	186,12	293,30	20,04	0,11		1,2492
400	109,77	184,74	285,16	19,92	0,11		1,2399
500	83,05	144,24	220,28	15,53	0,11		0,9681
600	45,42	75,46	115,78	8,16	0,11		0,5065
700	28,17	47,38	74,37	5,11	0,11		0,3180
800	13,32	22,76	34,45	2,46	0,11		0,1528
900	8,70	15,03	23,49	1,63	0,11		0,1009

Tabela 5.13: Estatísticas do momento resistente para a viga com $f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso, 3 ϕ 20 mm em função da temperatura.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Des. Padrão	COV		
100	136,48	218,85	342,19	23,58	0,11	173,04	1,2647
200	134,20	218,09	329,76	23,48	0,11		1,2603
300	123,45	216,48	335,18	23,26	0,11		1,2510
400	123,78	214,29	327,38	23,14	0,11		1,2384
500	93,39	167,47	258,11	18,01	0,11		0,9678
600	53,25	87,94	136,36	9,49	0,11		0,5082
700	34,13	55,26	84,92	5,96	0,11		0,3193
800	16,42	26,59	40,67	2,87	0,11		0,1537
900	10,05	17,51	27,65	1,90	0,11		0,1012

Percebe-se pela análise das informações contidas nas Tabelas 5.4 a 5.13 que a relação $\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$ abrange valores em um intervalo médio de $\sim 1,26$ (100 °C) até $\sim 0,10$ (900 °C). Tal relação demonstra a influência dos fatores de segurança aplicados ao momento resistente de cálculo. Acima dos 500 °C, a razão passa a ser inferior a 1,0, demonstrando ser esta uma temperatura onde o momento de cálculo praticamente se equivale ao momento obtido pela simulação de Monte Carlo. Atingidos os 900 °C, a razão passa a ser $\sim 10\%$ do momento de cálculo inicial, demonstrando a grande perda de resistência com o aumento da temperatura.

5.3.2 Obtenção das Estatísticas da Solicitação

Similarmente à obtenção das estatísticas da resistência de uma viga de CA, as estatísticas da solicitação em situação de incêndio correspondentes a uma determinada razão de carregamento r também podem ser obtidas via Simulação de Monte Carlo. Para tal são necessários: (i) uma relação determinística que defina o momento solicitante atuando na viga em situação de incêndio; e (ii) as estatísticas das variáveis aleatórias associadas ao cálculo deste momento solicitante.

No problema aqui analisado é considerado que apenas cargas permanentes e sobrecargas atuam sobre a viga. Desta forma, a variável aleatória “momento solicitante em situação de incêndio”, $M_{S,fi}$, é dada por:

$$M_{S,fi} = \theta_S (M_{CP} + M_{SC,fi}) \quad (5.2)$$

onde M_{CP} é a variável aleatória “momento solicitante causado pela carga permanente” (onde CP é a variável aleatória carga permanente), $M_{SC,fi}$ é a variável aleatória “momento solicitante

causado pela sobrecarga correspondente à situação de incêndio” (onde $SC_{,fi}$ é a variável aleatória sobrecarga em situação de incêndio) e θ_s é a variável aleatória que representa o erro do modelo associado ao cálculo da solicitação (Tabela 5.14).

Assim, a geração das estatísticas correspondentes ao momento solicitante em situação de incêndio ($M_{S,fi}$) passa pela obtenção das estatísticas das variáveis aleatórias CP e $SC_{,fi}$, que podem ser obtidas para cada viga considerada, em função da razão r , a partir do procedimento descrito a seguir.

Tabela 5.14: Estatísticas do modelo

Variáveis		Distribuição	μ_x	σ_x	Ref.
Erros do Modelo	Efeitos do carregamento, θ_s	Log-Normal	1,00	0,05	(1)
1. Ellingwood & Galambos (1982).					

Um resumo das estatísticas “razão média (μ_U)/ valor característico (U_n)”, coeficiente de variação e tipo de distribuição, sugeridas por Szerszen & Nowak (2003), para as variáveis “carga permanente” e “sobrecarga”, são apresentados na Tabela 5.15. Esta tabela fornece estatísticas para duas condições distintas: (i) carregamento máximo correspondente a uma vida útil de 50 anos, e (ii) carregamento de serviço (cargas em um instante arbitrário ao longo do tempo, do inglês “*arbitrary-point-in-time loads*”).

Tabela 5.15: Estatísticas de carregamento (Szerszen & Nowak, 2003)

Tipo de Carga	Cargas em um instante arbitrário ao longo do tempo		Carregamento máximo correspondente a uma vida útil de 50 anos		Tipo de Distribuição
	$\frac{\mu_U}{U_n}$	Coefficiente de Variação	$\frac{\mu_U}{U_n}$	Coefficiente de Variação	
Permanente	1,05	0,10	1,05	0,10	Normal
Sobrecarga	0,24	0,65	1,00	0,18	Gumbel

Pelas informações apresentadas na Tabela 5.15, vê-se que uma vez definidas as médias para cada tipo de carregamento (carga permanente e sobrecarga), as estatísticas correspondentes

ficam completamente definidas. Estes valores podem ser calculados conforme o procedimento descrito a seguir (Ribeiro e Diniz, 2013).

Para cada viga é assumido que o momento solicitante de projeto (M_{Sd}) é igual ao momento resistente de projeto (M_{Rd}), isto é $M_{Sd} = M_{Rd}$. Para as cargas atuantes consideradas, o momento solicitante de projeto (M_{Sd}) é dado por:

$$M_{Sd} = \gamma_g \cdot M_{Dn} + \gamma_q \cdot M_{Ln} \quad (5.3)$$

onde M_{Dn} é o momento atuante devido à carga permanente nominal CP_k , γ_g é o coeficiente de majoração da carga permanente, M_{Ln} é o momento atuante devido à sobrecarga nominal SC_k e γ_q o coeficiente de majoração da sobrecarga.

Para vigas biapoiadas, sujeitas a cargas uniformemente distribuídas, os momentos M_{Dn} e M_{Ln} são dados por:

$$M_{Dn} = \frac{(CP_k) \cdot L^2}{8} \quad (5.4)$$

$$M_{Ln} = \frac{(SC_k) \cdot L^2}{8} \quad (5.5)$$

Substituindo as equações 5.4 e 5.5 em 5.3, obtém-se:

$$M_{Sd} = \gamma_g \cdot \frac{(CP_k) \cdot L^2}{8} + \gamma_q \cdot \frac{(SC_k) \cdot L^2}{8} \quad (5.6)$$

Valendo-se das informações da Tabela 5.15, para a relação razão média/valor característico, $\left(\frac{\mu_U}{U_n}\right)$, obtém-se:

$$CP_k = \frac{\mu_{CP}}{1,05} \quad (5.7)$$

$$SC_k = \mu_{SC} \quad (5.8)$$

onde μ_{CP} e μ_{SC} são as médias da carga permanente e da sobrecarga para carregamento máximo em uma vida útil de 50 anos, respectivamente.

Substituindo as Equações 5.7 e 5.8 em 5.6, tem-se:

$$M_{Sd} = \frac{L^2}{8} \cdot \left(\gamma_g \cdot \frac{\mu_{CP}}{1,05} + \gamma_q \cdot \mu_{SC} \right) \quad (5.9)$$

Para a razão do carregamento $\left(r = \frac{\mu_{CP}}{\mu_{SC}} \right)$, a equação 5.9 pode ser reescrita como:

$$M_{Sd} = \frac{L^2}{8} \cdot \mu_{SC} \cdot \left(\frac{r \cdot \gamma_g}{1,05} + \gamma_q \right) \quad (5.10)$$

As médias da sobrecarga, μ_{SC} , e da carga permanente, μ_{CP} , podem então ser obtidas:

$$\mu_{SC} = \frac{8}{L^2} \cdot \frac{M_{Sd}}{\left(\frac{r \cdot \gamma_g}{1,05} + \gamma_q \right)} \quad (5.11)$$

$$\mu_{CP} = r \cdot \mu_{SC} \quad (5.12)$$

onde γ_g e γ_q são iguais a 1,4 (fatores de majoração de carga adotados para ELU conforme a NBR 6118:2014) e $M_{Sd} = M_{Rd}$.

Para cada configuração de viga em análise e para cada razão r considerada ($r = 1,0$; $2,0$; e $4,0$) as médias μ_{SC} e μ_{CP} podem então ser calculadas a partir das equações (5.16), (5.17) e do momento resistente de projeto, Equação 3.7. Estas informações estão apresentadas nas Tabelas 5.16 e 5.17 para vigas com $f_{ck} = 25$ MPa e $f_{ck} = 50$ MPa, respectivamente.

Tabela 5.16: Médias μ_{SC} e μ_{CP} para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 25$ MPa.

Armadura longitudinal	r = 1,0		r = 2,0		r = 4,0	
	μ_{SC} (kN/m)	μ_{CP} (kN/m)	μ_{SC} (kN/m)	μ_{CP} (kN/m)	μ_{SC} (kN/m)	μ_{CP} (kN/m)
3 ϕ 8 mm	3,44	3,44	2,31	4,62	1,40	5,58
4 ϕ 10 mm	7,12	7,12	4,79	9,57	2,89	11,56
4 ϕ 12,5 mm	10,77	10,77	7,24	14,48	4,37	17,49
4 ϕ 16 mm	16,28	16,28	10,94	21,88	6,61	26,43
3 ϕ 20 mm	18,63	18,63	12,52	25,05	7,56	30,25

Tabela 5.17: Médias μ_{SC} e μ_{CP} para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 50$ MPa.

Armadura longitudinal	r = 1,0		r = 2,0		r = 4,0	
	μ_{SC} (kN/m)	μ_{CP} (kN/m)	μ_{SC} (kN/m)	μ_{CP} (kN/m)	μ_{SC} (kN/m)	μ_{CP} (kN/m)
3 ϕ 8 mm	3,48	3,48	2,34	4,68	1,41	5,65
4 ϕ 10 mm	7,31	7,31	4,91	9,82	2,97	11,86
4 ϕ 12,5 mm	11,23	11,23	7,55	15,09	4,56	18,23
4 ϕ 16 mm	17,44	17,44	11,72	23,45	7,08	28,32
3 ϕ 20 mm	20,26	20,26	13,62	27,23	8,22	32,90

As estatísticas do carregamento em situação de incêndio, ou seja, o carregamento em um instante arbitrário ao longo do tempo, são então obtidas a partir das informações contidas na Tabela 5.15 e das médias μ_{SC} e μ_{CP} apresentadas nas Tabelas 5.16 e 5.17.

Pela Tabela 5.15 observa-se que enquanto as estatísticas da carga permanente são idênticas tanto para (i) carregamento máximo, e (ii) carregamento de serviço, as estatísticas da sobrecarga em situação de incêndio são distintas daquelas correspondentes ao carregamento máximo para uma vida útil de 50 anos.

Assim sendo, a média da carga permanente em situação de incêndio é igual a $1,05\mu_{CP}$ (mesmo valor para a temperatura ambiente) e o correspondente desvio padrão é $0,1\mu_{CP}$; a média da sobrecarga em situação de incêndio, $\mu_{SC,fi}$, é igual a $0,24\mu_{SC}$ e o correspondente desvio padrão, $\sigma_{SC,fi}$, é $0,65\mu_{SC,fi}$ (ver Tabelas 5.18 e 5.19).

Tabela 5.18: Média $\mu_{SC,fi}$ e desvio padrão $\sigma_{SC,fi}$ para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 25$ MPa.

Armadura longitudinal	r = 1,0		r = 2,0		r = 4,0	
	$\mu_{SC,fi}$ (kN/m)	$\sigma_{SC,fi}$ (kN/m)	$\mu_{SC,fi}$ (kN/m)	$\sigma_{SC,fi}$ (kN/m)	$\mu_{SC,fi}$ (kN/m)	$\sigma_{SC,fi}$ (kN/m)
3 ϕ 8 mm	0,83	0,54	0,55	0,36	0,34	0,22
4 ϕ 10 mm	1,71	1,11	1,15	0,75	0,69	0,45
4 ϕ 12,5 mm	2,58	1,68	1,74	1,13	1,05	0,68
4 ϕ 16 mm	3,91	2,54	2,63	1,71	1,59	1,03
3 ϕ 20 mm	4,47	2,91	3,00	1,95	1,81	1,18

Tabela 5.19: Média $\mu_{SC,fi}$ e desvio padrão $\sigma_{SC,fi}$ para distintas configurações e razões de carregamento, $f_{ck} = 50$ MPa.

Armadura longitudinal	r = 1,0		r = 2,0		r = 4,0	
	$\mu_{SC,fi}$ (kN/m)	$\sigma_{CP,fi}$ (kN/m)	$\mu_{SC,fi}$ (kN/m)	$\sigma_{CP,fi}$ (kN/m)	$\mu_{SC,fi}$ (kN/m)	$\sigma_{CP,fi}$ (kN/m)
3 ϕ 8 mm	0,84	0,54	0,56	0,37	0,34	0,22
4 ϕ 10 mm	1,75	1,14	1,18	0,77	0,71	0,46
4 ϕ 12,5 mm	2,70	1,75	1,81	1,18	1,09	0,71
4 ϕ 16 mm	4,19	2,72	2,81	1,83	1,70	1,10
3 ϕ 20 mm	4,86	3,16	3,27	2,12	1,97	1,28

5.4 Função de Desempenho para o Estado Limite Último de Vigas Submetidas à Flexão em Situação de Incêndio

A análise de confiabilidade do elemento estrutural em estudo (viga em situação de incêndio para ELU à flexão) consiste então em avaliar a probabilidade de falha (ou índice de confiabilidade) condicionada à ocorrência do incêndio.

A função de desempenho correspondente é dada por:

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{Y}) - S(\mathbf{Z}) \quad (5.18)$$

onde \mathbf{X} é o vetor de variáveis aleatórias do problema; $R(\mathbf{Y})$ a função de variáveis aleatórias que representam o momento resistente do elemento estrutural; $S(\mathbf{Z})$ a função de variáveis aleatórias que representam o momento solicitante.

Em termos das variáveis contidas nos vetores ($\mathbf{Y} = \{\theta_R, F_y, H, D', F_c, B\}$) e ($\mathbf{Z} = \{\theta_R, CP_i, SC_i\}$), a função de desempenho apresentada acima pode ser reescrita como:

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R \cdot \left[A_s \cdot F_y \cdot \alpha_Y \cdot \left(H - D' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot F_y \cdot \alpha_Y}{0,85 \cdot F_c \cdot \alpha_C \cdot B} \right) \right] - \theta_S \cdot \left[\left(\frac{L^2}{8} \cdot CP_i \right) + \left(\frac{L^2}{8} \cdot SC_i \right) \right] \quad (5.19)$$

onde, θ_R e θ_S se referem às variáveis aleatórias que representam o erro do modelo associado ao cálculo da resistência e da solicitação, CP_i e SC_i as variáveis aleatórias que representam a carga permanente e a sobrecarga em situação de incêndio, respectivamente. Tais fatores são utilizados pelos motivos descritos no Capítulo 4 – item 4.2.

Neste trabalho, devido à falta de estatísticas associadas ao erro do modelo no cálculo da resistência da viga em situação de incêndio, disponível na literatura pertinente, as estatísticas associadas às variáveis θ_R e θ_S serão consideradas as mesmas associadas aos modelos relativos à temperatura ambiente.

5.5 Cálculo Probabilístico - Simulação de Monte Carlo

Para avaliar a confiabilidade da viga em condições de incêndio, a variação nos valores de todos os parâmetros deve ser considerada. Isso pode ser feito através da Simulação de Monte Carlo. Os parâmetros para simulações são tratados como variáveis aleatórias que assumem um intervalo de valores definidos por suas respectivas funções de distribuição de probabilidade. A caracterização dos parâmetros como variáveis aleatórias é resumido na Tabela 5.20, e será base para a simulação.

Tabela 5.20: Descrição estatística das variáveis aleatórias pertinentes ao problema

Variáveis		Distribuição	μ_x	σ_x	Ref.
Ações	Permanentes, μ_{CP} (kN)	Normal	1,05 μ_{CP}	0,1 μ_x	(1)
	Variáveis, $\mu_{SC,fi}$ (kN)	Gumbel	0,24 μ_{SC}	0,65 $\mu_{SC,fi}$	(1)
Resistência dos Materiais	Concreto, F_c (MPa)	Normal	1,17 f_{ck}	0,10 μ_{F_c}	(1)
	Armadura Passiva, F_y (MPa)	Normal	1,08 f_{yk}	0,08 μ_{F_y}	(1)
Seção Transversal	Altura, H (cm)	Normal	50	2,25	(2)
	Largura, B (cm)	Normal	20	1,20	(2)
	Cobrimento, c (cm)	Log-Normal	c	1,10	(2)
Erros do Modelo	Efeitos do Carregamento (θ_s)	Log-Normal	1,00	0,05	(2)
	Cálculo da Resistência à flexão da Viga de CA (θ_R)	Log-Normal	1,00	0,05	(2)
1. Szerszen & Nowak (2003); 2. Ellingwood & Galambos (1982).					

5.5.1 Simulação de Monte Carlo

Os parâmetros de entrada no programa @RISK para a execução da simulação serão aqueles definidos na Tabela 5.20 e nas seções anteriores desse Capítulo. A execução desse método envolve uma etapa intermediária, onde são simulados momentos resistentes e solicitantes para as 60 distintas condições em análise. Esta etapa subsidiou as Tabelas 5.4 a 5.13, no que diz respeito a valores médios, máximos, mínimos e desvio padrão para as diferentes temperaturas.

Além do objetivo intermediário, já apresentado, a simulação de Monte Carlo neste estudo objetiva servir como ferramenta para a obtenção da probabilidade de falha para todas as condições estabelecidas. Para ambas as etapas, realizou-se, para cada viga, 100.000 (cem mil) simulações com valores aleatórios, respeitando-se a média, desvio padrão e tipo de distribuição de cada variável do problema. Este valor fora adotado pelo fato de que 1.000.000 (um milhão) de simulações não representaram diferenças significativas nos resultados e maior tempo de simulação computacional.

O procedimento realizado, em detalhes, pode ser verificado no **Anexo 1**, conforme comentado anteriormente na seção 5.3.1 deste Capítulo. Um dos resultados obtidos para a distribuição de probabilidade do momento resistente e solicitante da configuração 4 ϕ 12 mm à 100 °C ($f_{ck} = 25$ MPa, agregado silicoso e razão de carregamento $r = 1$) é apresentado na Figura 5.1. Os resultados obtidos para as probabilidades de falha das vigas em análise são apresentados nas Tabelas 5.21 a 5.24, onde cada tabela apresenta os valores obtidos para cada tipo de agregado e f_{ck} , em função das distintas razões de carregamento.

Para simplificação, pela razoabilidade e devido à dificuldade de obtenção de valores com muitas casas decimais no programa @RISK, valores muito pequenos de probabilidade de falha ($< 0,00001$) serão considerados com uma probabilidade de falha de “ $< 10^{-5}$ ” e para valores muito altos ($> 0,99999$) será considerada uma probabilidade de falha de “ $\sim 1,00$ ”.

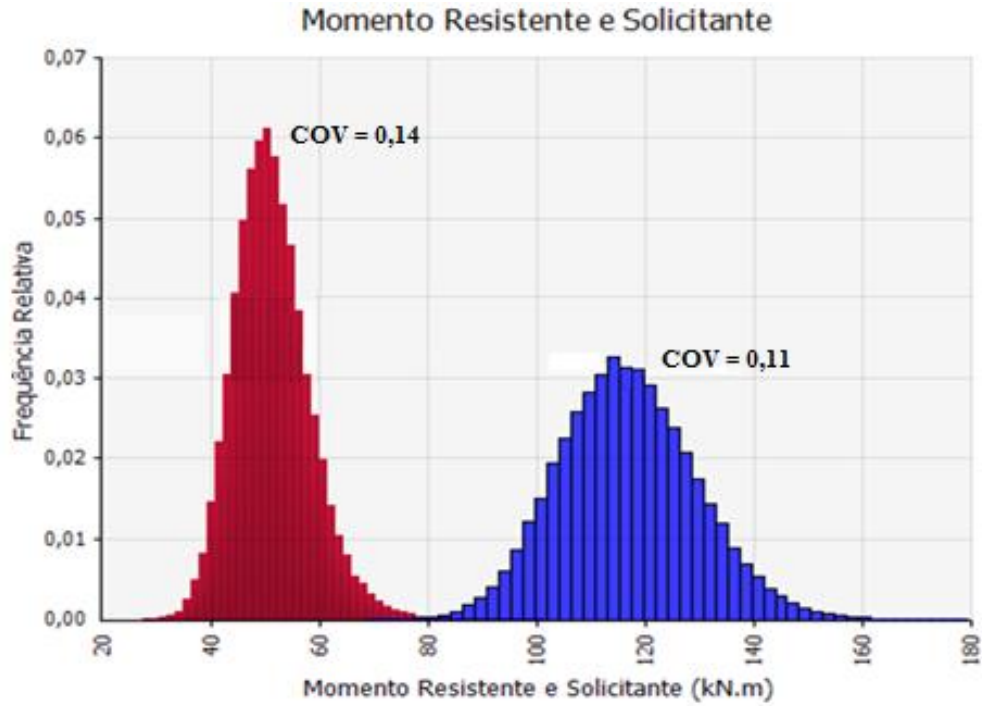


Figura 5.1: Função densidade de probabilidade do momento resistente (azul) /momento solicitante (vermelho) para o caso específico da configuração 4 ϕ 12 mm à 100 °C ($f_{ck} = 25$ MPa, agregado silicoso e razão de carregamento $r = 1$)

Tabela 5.21: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 25$ MPa e agregado silicoso)

PROBABILIDADE DE FALHA ($f_{ck} = 25$ MPa)					
r = 1,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	0,0008	0,0033	0,0150	0,0245
600	0,1423	0,3091	0,4745	0,6861	0,7487
700	0,9315	0,9718	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 2,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	0,0008	0,0010	0,0028	0,0060
600	0,3468	0,5569	0,7050	0,7665	0,7947
700	0,9978	0,9986	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 4,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	0,0010	0,0018	0,0020	0,0035	0,0042
600	0,8749	0,8827	0,8874	0,8942	0,8894
700	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00

Tabela 5.22: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 50$ MPa e agregado silicoso)

PROBABILIDADE DE FALHA ($f_{ck} = 50$ MPa)					
r = 1,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	0,0040	0,0202	0,0370
600	0,1525	0,3259	0,5242	0,7531	0,8247
700	0,9370	0,9747	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 2,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	0,0015	0,0043	0,0076
600	0,3225	0,5628	0,7334	0,8231	0,8555
700	0,9998	0,9994	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 4,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	0,0012	0,0018	0,0022	0,0034	0,0044
600	0,8828	0,8935	0,9048	0,9195	0,9216
700	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00

Tabela 5.23: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 25$ MPa e agregado calcário)

PROBABILIDADE DE FALHA ($f_{ck} = 25$ MPa)					
r = 1,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
600	0,1395	0,2866	0,4429	0,6345	0,7027
700	0,9310	0,9689	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 2,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	0,0004	0,0007	0,0022	0,0034
600	0,3259	0,5326	0,6612	0,7181	0,7337
700	0,9985	0,9987	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 4,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	0,0012	0,0014	0,0014	0,0020	0,0020
600	0,8730	0,8735	0,8692	0,8593	0,8498
700	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00

Tabela 5.24: Probabilidade de falha para as vigas em análise em função da temperatura ($f_{ck} = 50$ MPa e agregado calcário)

PROBABILIDADE DE FALHA ($f_{ck} = 50$ MPa)					
r = 1,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
600	0,1484	0,3216	0,5453	0,734	0,8099
700	0,9348	0,9722	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 2,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	0,0011	0,0035	0,0065
600	0,3526	0,5432	0,714	0,8019	0,8322
700	0,9987	0,9993	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
r = 4,0					
Temperatura (°C)	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
100	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
200	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
300	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
400	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$	$< 10^{-5}$
500	0,0010	0,0017	0,0018	0,0028	0,0034
600	0,8826	0,8838	0,8962	0,9047	0,9079
700	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
800	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00
900	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00	~ 1,00

5.5.2 Erro Associado ao Tamanho da Amostra

Exemplo para o cálculo do erro associado ao tamanho da amostra de um dos casos em análise (viga de armação 4 ϕ 12,5 mm, $f_{ck} = 25$ MPa, agregado silicoso e razão de carregamento $r = 1$) é apresentado no **Anexo 1** deste trabalho.

Julgou-se desnecessário a replicação deste cálculo para os demais casos, visto que o objetivo geral da apresentação do mesmo é demonstrar que à Simulação de Monte Carlo existe percentuais de erros associados, que podem ser calculados facilmente por meio de uma relação determinística (Equação 4.14).

5.6 Influência dos Diversos Parâmetros Envolvidos na Probabilidade de Falha

A seguir, serão discutidas as influências dos parâmetros envolvidos nos cálculos dos valores das Tabelas 5.21 a 5.24 nos resultados de probabilidade de falha

5.6.1 Influência da Resistência à Compressão do Concreto

Verificou-se um ligeiro aumento da probabilidade de falha quando no aumento do f_{ck} , em especial para configurações com maior taxa de aço e sob menores razões de carga, chegando a ~10% de variação para o caso da configuração 3 ϕ 20 mm com $r = 1$. A tabela comparativa (Tabela 5.25) para a temperatura de 600 °C (onde houve maior variação) elucida a situação. Observa-se que a razão $P_f (f_{ck} = 25) / P_f (f_{ck} = 50)$ varia na faixa de ~ 0,90 a ~ 0,99, sendo maior quanto maior a razão de carga. Resultado semelhante pode ser obtido para o agregado calcário e, portanto, foi suprimido desta análise.

Tabela 5.25: Probabilidade de falha à 600 °C e agregado silicoso (influência do f_{ck})

Situações		3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
r = 1	$f_{ck} = 25$ MPa	0,1423	0,3091	0,4745	0,6861	0,7487
	$f_{ck} = 50$ MPa	0,1525	0,3259	0,5242	0,7531	0,8247
$P_f (f_{ck} = 25) / P_f (f_{ck} = 50)$		0,9331	0,9485	0,9052	0,9110	0,9078
r = 2	$f_{ck} = 25$ MPa	0,3468	0,5569	0,705	0,7665	0,7947
	$f_{ck} = 50$ MPa	0,3535	0,5628	0,7334	0,8231	0,8555
$P_f (f_{ck} = 25) / P_f (f_{ck} = 50)$		0,9810	0,9895	0,9613	0,9312	0,9289
r = 4	$f_{ck} = 25$ MPa	0,8749	0,8827	0,8874	0,8942	0,8894
	$f_{ck} = 50$ MPa	0,8828	0,8935	0,9048	0,9195	0,9216
$P_f (f_{ck} = 25) / P_f (f_{ck} = 50)$		0,9911	0,9879	0,9808	0,9725	0,9651

5.6.2 Influência do Agregado

Conforme se pôde perceber nas Tabelas 5.21 a 5.24, o agregado pouco influenciou na probabilidade de falha, que apresentou valores maiores para agregados silicosos, conforme esperado, visto que sua redução de resistência frente ao incêndio é maior (Figura 2.6).

Tabela 5.26: Probabilidade de falha à 600 °C (influência do agregado)

Situações		3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
r = 1, f _{ck} = 25 MPa	Silicoso	0,1423	0,3091	0,4745	0,6861	0,7487
	Calcário	0,1395	0,2866	0,4429	0,6345	0,7027
P_f (silicoso) / P_f (calcário)		1,0201	1,0785	1,0713	1,0813	1,0655
r = 2, f _{ck} = 25 MPa	Silicoso	0,5567	0,6326	0,705	0,7665	0,7947
	Calcáreo	0,5451	0,6118	0,6612	0,7181	0,7337
P_f (silicoso) / P_f (calcário)		1,0213	1,0340	1,0662	1,0674	1,0831
r = 4, f _{ck} = 25 MPa	Silicoso	0,8749	0,8827	0,8874	0,8942	0,8894
	Calcáreo	0,873	0,8735	0,8692	0,8593	0,8498
P_f (silicoso) / P_f (calcário)		1,0022	1,0105	1,0209	1,0406	1,0466
r = 1, f _{ck} = 50 MPa	Silicoso	0,1525	0,3259	0,5242	0,7531	0,8247
	Calcáreo	0,1484	0,3216	0,5453	0,734	0,8099
P_f (silicoso) / P_f (calcário)		1,0276	1,0134	0,9613	1,0260	1,0183
r = 2, f _{ck} = 50 MPa	Silicoso	0,3525	0,5628	0,7334	0,8231	0,8555
	Calcáreo	0,3526	0,5432	0,714	0,8019	0,8322
P_f (silicoso) / P_f (calcário)		1,0026	1,0361	1,0272	1,0264	1,0280
r = 4, f _{ck} = 50 MPa	Silicoso	0,8828	0,8935	0,9048	0,9195	0,9216
	Calcáreo	0,8826	0,8838	0,8962	0,9047	0,9079
P_f (silicoso) / P_f (calcário)		1,0002	1,0110	1,0096	1,0164	1,0151

5.6.3 Influência da Razão de Carga

A razão de carga representou aumentos na probabilidade de falha, que variaram de ~ 6.14 % (caso de $r = 1$ para $r = 2$ na configuração 3 ϕ 20 mm à 600 °C) até ~ 514,83 % (caso de $r = 1$ para $r = 4$ na configuração 3 ϕ 8 mm à 600 °C). Tal configuração (3 ϕ 8 mm) representou as maiores variações percentuais de aumento em função do acréscimo da razão de carga.

Tabela 5.27: Probabilidade de falha à 600 °C, agregado silicoso e $f_{ck} = 25$ MPa (influência de r)

PROBABILIDADE DE FALHA À 600 °C, AGREGADO SILICOSO E $f_{ck} = 25$ MPa					
Situações	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
$r = 1$	0,1423	0,3091	0,4745	0,6861	0,7487
$r = 2$	0,3468	0,5569	0,705	0,7665	0,7947
Aumento %	143,71%	80,17%	48,58%	11,72%	6,14%
$r = 2$	0,3468	0,5569	0,705	0,7665	0,7947
$r = 4$	0,8749	0,8827	0,8874	0,8942	0,8894
Aumento %	152,28%	58,50%	25,87%	16,66%	11,92%
$r = 1$	0,1423	0,3091	0,4745	0,6861	0,7487
$r = 4$	0,8749	0,8827	0,8874	0,8942	0,8894
Aumento %	514,83%	185,57%	87,02%	30,33%	18,79%

Uma possível explicação para essa questão é o fato de que para maiores razões de carga, maior é a carga permanente aplicada e, considerando que os fatores de majoração de carga adotados foram de 1,05 para cargas permanentes e 0,24 para cargas variáveis, evidencia-se que quanto maior a carga permanente aplicada, maior a solicitação na viga (Figura 5.2).

Importante ainda ressaltar que, para os casos convencionais de dimensionamento, a razão de carga considerada é $r = 4$, sendo esta não uma condição atípica, mas habitual.

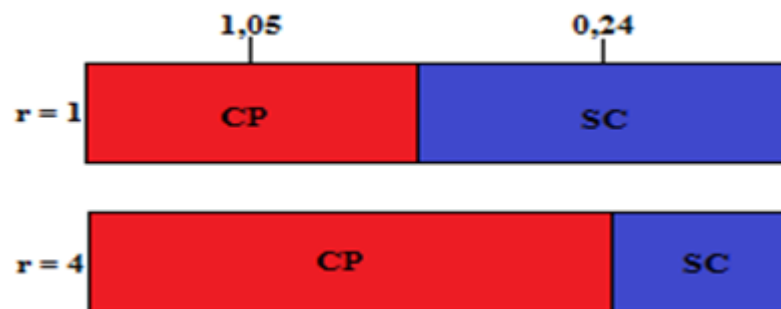


Figura 5.2: Carga permanente e sobrecarga para os casos de razão de carga 1 e 4

5.6.4 Influência da Taxa de Armação Longitudinal

Verificou-se baixas variações percentuais para razões de carga maiores e menores variações para maiores taxas de aço. Pode-se perceber ainda que a probabilidade de falha aumenta quanto maior a taxa de aço na seção.

Tabela 5.28: Probabilidade de falha à 600 °C, agregado silicoso e $f_{ck} = 25$ MPa (influência do As)

Situações	3 ϕ 8 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 10 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 12,5 mm	4 ϕ 16 mm	4 ϕ 16 mm	3 ϕ 20 mm
r = 1	0,1423	0,3091	0,3091	0,4745	0,4745	0,6861	0,6861	0,7487
Aumento %	117,22%		53,51%		44,59%		9,12%	
r = 2	0,3468	0,5569	0,5569	0,705	0,705	0,7665	0,7665	0,7947
Aumento %	60,58%		26,59%		8,72%		3,68%	
r = 4	0,8749	0,8827	0,8827	0,8874	0,8874	0,8942	0,8942	0,8894
Aumento %	0,89%		0,53%		0,77%		-0,5%	

5.6.5 Influência da Temperatura

Verificou-se através da análise de confiabilidade que o grande aumento na probabilidade de falha ocorre por volta dos 500 °C, se estendendo até os 800 °C. Tal situação resulta do que se pode observar nos gráficos da Figura 2.6 (Concreto) e Figura 2.8 (Aço). Percebe-se que é nessa faixa que ocorre a maior perda de resistência, em especial para o aço, que passa de 78% de resistência à 500 °C para 12% de resistência à 800 °C. Ressalta-se que nesse trabalho foi considerado que toda a seção transversal está sujeita a uma mesma temperatura.

5.6.6 Sumário

Em suma, a partir das análises apresentadas, pode-se elencar as seguintes constatações:

1. O aumento da resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , influenciou em reduções da probabilidade de falha que variaram de ~1% (para maiores razões de carga e vigas com menores taxas de aço) até ~10% (menores razões de carga e vigas com maiores taxas de aço);
2. O tipo de agregado apresentou influência insignificante (0,1 ~ 0,7%) na variação da probabilidade de falha;

3. O aumento da razão de carga, r , proporcionou um aumento da probabilidade de falha, em especial para seções com menores taxas de aço;
4. O aumento da taxa de armação longitudinal, A_s , para uma mesma dimensão de seção ($b \times h$), proporciona um aumento na probabilidade de falha, em especial para menores razões de carga;
5. O intervalo entre 500 ~ 800 °C proporciona os maiores aumentos da probabilidade de falha.

Este estudo de caso ilustra muito claramente uma situação em que o que parece ser um projeto muito seguro pelo cálculo determinístico (método tabular) pode não necessariamente ser quando as incertezas pertinentes ao problema (resistência dos materiais, carregamentos, geometria, dentre outros) são levados em consideração.

5.7 Resumo

Neste Capítulo a avaliação da confiabilidade de seções de vigas de CA em situação de incêndio foi realizada. A equação de desempenho e os parâmetros probabilísticos foram definidos e aplicados à análise a partir da realização de várias Simulações de Monte Carlo. Os resultados obtidos foram então discutidos ao final do Capítulo.

6

CONCLUSÕES

6.1 Sumário

O presente trabalho apresentou um arcabouço para avaliação da confiabilidade de vigas de CA em situação de incêndio. Inicialmente foi apresentado o significado da pesquisa, mostrando-se a discrepância avaliada nos fatores parciais de segurança para diferentes normas (NBR 8681, ACI 216.1 e ASCE 7). Essas inconsistências ilustraram a falta de uma abordagem sistemática e probabilisticamente calibrada para a consideração do incêndio nas principais normas vigentes utilizadas para o projeto de estruturas de CA em situação de incêndio. Enquanto que para o estudo de vigas de aço em situação de incêndio as análises de confiabilidade já existem – nacionais e internacionais – o mesmo não ocorre para o caso das vigas de CA.

Embora o CA possua propriedades de isolamento que envolvem a baixa condutividade térmica, o fato de ser um material não combustível e que, portanto, seja visto como tendo um bom comportamento nessas situações adversas, vários casos demonstram a necessidade de um aprofundamento deste estudo. Cita-se, por exemplo, as incertezas nas descrições das variáveis da resistência ao escoamento do aço e da resistência a compressão do concreto.

O projeto de vigas de CA para temperatura ambiente segue o formato de estados limites, que por sua vez são calibrados a partir de estudos probabilísticos. No entanto, as normas relativas ao dimensionamento de estruturas de CA em situação de incêndio seguem formatos prescritivos (método tabular – sugerido na NBR 15200:2012). Assim sendo, evidencia-se a necessidade da elaboração de trabalhos que permitam a evolução de tal norma para que esteja em consonância com a filosofia da NBR 6118:2014.

Mais adiante, introduziu-se então os conceitos de engenharia de incêndio, mostrando a relevância do tema frente aos acontecimentos no Brasil (dentre vários, ressaltam-se os incêndios ocorridos nos edifícios Joelma e Andraus em SP) e apresentando-se os conceitos de severidade

do fogo, resistência ao fogo e a norma NBR 15200:2012, referente ao dimensionamento de estruturas de CA em situação de incêndio.

Passou-se então para a explanação dos métodos de dimensionamento sugeridos em tal norma e procedeu-se à escolha do modelo para o cálculo da resistência da viga utilizado neste trabalho, justificado, dentre outras razões, pela escassez de materiais técnicos e acadêmicos nessa vertente que pudessem subsidiar modelos mais robustos que o simplificado. Dessa forma, desprezou-se efeitos do aquecimento no que tange a redistribuição de esforços que ocorrem no elemento devido aos efeitos do aquecimento, bem como a distribuição de temperatura e de resistência ao longo da seção, considerando-se como efeito da temperatura a redução das propriedades do material (resistência à compressão do concreto – f_{ck} – e resistência ao escoamento do aço – f_{yk}).

Foram então introduzidos os conceitos de confiabilidade estrutural, apresentando-se as incertezas inerentes aos projetos de engenharia e os métodos de análise de confiabilidade, sendo adotado o método computacional da Simulação de Monte Carlo (SMC) para a avaliação, visto a facilidade de aplicação do mesmo, tendo sido adotado o valor de 100.000 simulações.

Por fim, valendo-se da SMC, avaliou-se cinco diferentes configurações de vigas de CA para a faixa de temperatura de 100 - 900 °C, intervalo comum de temperatura de incêndios, havendo variação nos valores da razão de carga ($r = 1; 2$ e 4), resistência à compressão do concreto ($f_{ck} = 25$ e 50 MPa) e tipo de agregado (silicoso e calcário), totalizando sessenta situações distintas. A influência de cada parâmetro nessa variação foi apresentada e discutida.

6.2 Conclusões

Este trabalho mostrou como uma avaliação determinística do desempenho de um elemento de CA pode ser convertida em uma avaliação da confiabilidade, levando em consideração a variabilidade inerente (incertezas aleatórias – ou inerentes – e epistêmicas) dos fatores considerados no projeto.

Verificou-se com a realização deste trabalho as dificuldades na escolha de um modelo para resistência da viga, dadas as poucas investigações no âmbito da confiabilidade de estruturas de CA em situação de incêndio. Basicamente, poucos são os estudos que viabilizassem trabalhos mais avançados sobre o tema, restando-se a alternativa da execução de um modelo simplificado de cálculo. A vantagem da utilização de tal modelo foi a facilidade na realização da modelagem

da resistência da viga, enquanto que a desvantagem está na tratativa menos precisa do fenômeno.

A despeito da utilização de tal modelo, tornou-se evidente a importância da consideração das incertezas no projeto e avaliação de desempenho de vigas de CA. Ao contrário de uma análise determinística, em que simplesmente avalia-se se a estrutura satisfaz a critérios prescritivos percebe-se que para temperaturas mais elevadas grandes probabilidades de falha são verificadas e devem ser consideradas.

Com base nas probabilidades de falha encontradas, a conclusão que pode ser extraída é a de que a análise determinística ou de "valor único" no projeto pode dar resultados muito enganosos se as incertezas associadas aos diversos parâmetros que definem o desempenho da estrutura de CA em situação de incêndio e os possíveis cenários não forem levados em conta.

Isso é especialmente verdadeiro para o caso do incêndio, pela própria razão de que o comportamento do fogo, e seu efeito sobre as propriedades dos materiais, gera enorme dispersão nos dados (carbonização com conseqüente redução da seção transversal, por exemplo). Nestas circunstâncias, a aplicação da avaliação da confiabilidade evidenciaria qualquer deficiência ou lacuna no projeto e constituiria uma boa base para a reapreciação do mesmo, no intuito de satisfazer a exigência de desempenho esperado.

Ademais, no âmbito dos resultados encontrados, percebeu-se fatos interessantes, como por exemplo a baixa influência do tipo de agregado na probabilidade de falha, o fato de que o aumento da área de aço, para uma mesma seção transversal, proporciona aumento da probabilidade de falha e o fato de que o aumento da razão de carga culmina em um aumento da probabilidade de falha. Sumarizando, pôde-se extrair percentuais da influência de cada parâmetro avaliado, servindo de referência para trabalhos posteriores.

Por fim, conforme abordado anteriormente, pode-se dizer que este trabalho também serve de arcabouço teórico para o auxílio na evolução da NBR 15200:2012 para o campo probabilístico, o que possibilitaria análises baseadas em desempenho em detrimento de avaliações prescritivas.

6.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

O presente trabalho utilizou modelo de cálculo da resistência e solicitação compatível com o método simplificado, em trabalhos futuros, sugere-se:

1. Utilização de um modelo mais robusto, que agregue questões de transferência de calor no interior da viga e as não-linearidades do problema, caminhando-se para o uso de métodos avançados (que leve em conta as não-linearidades do problema);
2. A investigação de estatísticas das variáveis (média, desvio padrão e tipo de distribuição) para erros no modelo de avaliação de incêndio (θ_R e θ_S);
3. Trabalhos que estudem limites de índice de confiabilidade aceitáveis para estruturas de CA em situações de incêndio;
4. Avaliação de outros elementos estruturais de CA em situação de incêndio, como pilares, lajes, dentre outros;
5. Avaliação considerando partes da estrutura ou a estrutura como um todo.

7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANG, A. H-S., TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume II: Decision, Risk, and Reliability*. John Wiley & Sons. Pg 206 -216, 1984.
- ANG, A. H-S., TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume I: Basic Principles*. John Wiley & Sons. Pg 82, 1975.
- ACI COMMITTEE 216. *ACI 216R-89: Guide for Determining the Fire endurance of concrete elements*. Estados Unidos, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2012
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14432 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro. 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto —Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8681 Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2004.
- BASTOS, P. S. *Fundamentos do concreto armado. Notas de aula, fundamentos do concreto armado*. UNESP- Campus Bauru-SP, 2006.
- BACARJI, E. *Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993.
- BAILEY C.G., KHOURY G. *Performance of concrete structures in fire*. MPA The Concrete Centre, Reino Unido, 2011.
- BARROSA, M. R; *Princípios fundamentais da transferência de calor*. Departamento de Engenharia Naval e Oceânica, 2004.
- BENJAMIN, J.R.; CORNELL, C.A. *Probability, Statistics, and Decisions for Civil Engineers*, McGraw-Hill Book Co., Nova York, 1970.

- CHAPMAN, R. J. *Tools and techniques of enterprise risk management*. John Wiley & Son, Ltda. Pg 223, 2006.
- CIB 1986, *Design Guide for Structural Fire Safety*. Fire Safety Journal, vol 10, Fire Commission of the Conseil International du Batiment, 1986.
- CEB 1976. *Common Unified Rules for Different Types of Material and Construction*; Boletim nº 116, Joint Committee for Structural Safety, 1976.
- COELHO, A. L. *Incêndios em edifícios*. Editora Orion, primeira edição, 2010.
- COSTA, C. N. *Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, 2008.
- COSTA, C. N.; SILVA, V. P. *Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais*. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 2003.
- COSTA, C. N; RITA, I. A. et al. *Princípios do “método dos 500 °C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente*. IBRACON – 46º Congresso Brasileiro do Concreto, 2004.
- DEFALCO, F. D, 1974. “*Investigation of the compressive response of modern structural steels at fire load temperatures*”. Dissertação de Ph.D, University of Connecticut.
- DINIZ, S.M.C. *Structural Reliability: Rational Tools for Design Code Development*, 2008 Structures Congress: Crossing Borders, 2008.
- DINIZ, S. M. C. *A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas*. VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Abril, 2006.
- EAMON, C.D. *Reliability Analysis of RC Beams Exposed to Fire*. Research Publications - Wayne State University, 2013.
- ELLINGWOOD, B. R.; GALAMBOS, T. V. “*Probability-based criteria for structural design*”. Structural Safety 1, 15-26, 1982.
- EUROCODE 2 – *Projeto de estrutura de concreto. Parte 1 – 2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo*, 2010.
- FITZGERALD R.W. *Structural Integrity During Fire*. Fire Protection Handbook. 18ª Edição. National Fire Protection Association. Quincy, Massachusetts, 1996.
- GULVANESSIAN, H.; HOLICKÝ, M. *Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects*. Structures & Buildings, V. 158, n. SB4, 2005.
- HART G. C. *Uncertainty Analysis, Loads, and Safety in Structural Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, Nova Jersey, 1982.

- INACIO, P. J. *Evolução da temperatura ambiente em construções sujeitas ao fogo*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- KODUR, V.. *Properties of Concrete at Elevated Temperatures*. Hindawi Publishing Corporation. ISRN Civil Engineering. Volume 2014, Article ID 468510, 15 páginas, 2014.
- KREITH, F.; BOHN, M. S.; *Princípios de Transferência de Calor*. Editora Edgard Blucher, São Paulo p.1 a 21, 1976.
- LEWIS, E. E. *Introduction to Reliability Engineering*, 2ª Edição, John Wiley & Sons, Nova Iorque. Pg 1-9, 1994.
- MACHADO, E. R. *Avaliação da Confiabilidade de Estruturas em Concreto Armado*, Dissertação de Mestrado, UFMG, 108p, 2001.
- MADSEN, H.O., Krenk, S., e Lind, N.C., *Methods of Structural Safety*, Prentice Hall, New Jersey, p. 403, 1986.
- MATOUSEK, M.; SCHNEIDER, J. *Studies on the structure of the security problem of buildings*, Report N° 59, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 1976.
- MELCHERS, R. E. *Structural Reliability: Analysis and Prediction*. Ellis Horwood Ltd., Chichester. Pg 52-62, 1986.
- NEGRISOLO, W.. *Arquitetando a segurança contra incêndio*. Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.
- PEROS, Bernard. *Reliability of Steel Structures under Fire Conditions*. Croácia, 2011.
- PALISADE. *@RISK - Advanced Risk Analysis for Spreadsheets*. Palisade Corporation, Nova York, 2016.
- QUINTIERE, J. G. *Principles of Fire Behaviour*. Delmar Publishers, Nova Iorque. Pg 2-3, 1998.
- RIBEIRO, S.E.C.; DINIZ, S.M.C. *Reliability-based design recommendations for FRP-reinforced concrete beams*. Engineering Structures, 52 273-283, 2013.
- RICARDO, A. S.. *Análise da confiabilidade estrutural de elementos de aço em situação de incêndio*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015.
- ROBERT, F.; DAVENNE, Luc; STOIAN, Luliana. *Fire resistance assessment of concrete structures*. Workshop 'Structural Fire Design of Buildings according to the Eurocodes' – Bruxelas, 2012.
- ROSENBLATT, M. *Remarks on a Multivariate Transformation*, *Annals of Mathematical Statistics*, Vol.23, N° 3, pg 470-472, 1952.

- RUSTEIN, R.; CLARKE, M. B. *The Probability of Fire in Different Sectors of Industry*, Fire Surveyor, 1979.
- SEITO, A. I., GILL, A.A., ONO, F.D.P, SILVA, S.B., CARLO, U.D., SILVA, V.P.. *A Segurança contra Incêndios no Brasil*. São Paulo: Projeto Editora. 2008.
- SILVA, V. P. *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. São Paulo, Zigurate Editora, 2001.
- SZERSZEN, M.; NOWAK, A. S. *Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors*. ACI structural Journal, New York, v. 100, n. 3, p. 383-391, 2003.
- STEWART, M. G., MELCHERS, R.E. *Probability Risk Assessment of Engineering Systems* Chapman & Hall, London. Pg 186-201, 1996.
- THOFT-CHRISTENSEN, P., BAKER, M. J. *Structural Reliability Theory and Its Applications*. Spriner-Verlag, Berlin. Pg 4-7, 1982.
- YANG, X. P. *The effect of fire conditions on reliability of steel beam*. China, 2011.
- WALKER, A. C. *Study and Analysis of the First 120 Failure Cases, (in) Structural Failures in Buildings*. Institute of Structural Engineers, Pg 15-39, 1981.

ANEXO 1 - ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

APLICAÇÃO EM UMA DAS CONFIGURAÇÕES DE VIGA

A1. Objetivo

O objetivo deste anexo é descrever detalhadamente o procedimento realizado na análise de confiabilidade das vigas de CA em situação de incêndio para o estado limite de flexão. Para isso, é feita a avaliação da evolução da probabilidade de falha para distintas temperaturas na faixa de 100 a 900 °C. A título de exemplo, a análise detalhada de uma das configurações estabelecidas no Capítulo 5 é apresentada.

A1.1. Características Geométricas e Propriedades Mecânicas dos Materiais

Será utilizada a viga de armação **4 ϕ 12,5 mm** para efeito de ilustração do procedimento adotado na análise de confiabilidade. As características desta viga são:

Tabela A.1: Características da viga em estudo

Características relacionadas à Resistência	Características relacionadas à Solicitação
<ul style="list-style-type: none"> • $f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ • $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$ • $b = 20 \text{ cm}$ • $h = 50 \text{ cm}$ • $\gamma_c = 1,4$ • $\gamma_s = 1,15$ • $A_s = 5,0 \text{ cm}^2$ • $\rho (\%) = 0,50$ • $d' = 4,1 \text{ cm}$ • Cobrimento = 3,5 cm • Temperatura: 100 - 900 °C • Agregado silicoso 	<ul style="list-style-type: none"> • $r = 2,0$ • $L = 5 \text{ m}$ • Carga uniformemente distribuída

A1.2. Cálculo do Momento Resistente

a) Momento Resistente de Projeto:

O momento resistente de projeto pode ser calculado através da Equação 3.8, que para temperatura ambiente:

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yk} \cdot \alpha_Y}{\gamma_s} \cdot \left(h - d' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \alpha_Y}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot \alpha_C \cdot \frac{b}{\gamma_c}} \right) = \frac{5 \cdot 50 \cdot 1}{1,15} \cdot \left(50 - 4,1 - \frac{0,5 \cdot 5 \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 1}{0,85 \cdot 25 \cdot 1 \cdot \frac{20}{1,4}} \right)$$

$$M_{Rd} = 92,00 \text{ kN.m}$$

b) Estatísticas do Momento Resistente

A equação para avaliação das estatísticas do momento resistente pode ser extraída da função de desempenho apresentada na Equação 5.1:

$$M_{R-SMC} = \theta_R \cdot \left[A_s \cdot F_y \cdot \alpha_Y \cdot \left(H - D' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot F_y \cdot \alpha_Y}{0,85 \cdot F_c \cdot \alpha_C \cdot B} \right) \right]$$

Valendo-se do software @RISK, das estatísticas para o momento resistente, definidas na Tabela 5.3, e dos fatores α_C e α_Y (Tabela 3.6), tem-se, para o caso da temperatura ambiente (realizando a simulação de Monte Carlo com 100.000 iterações), que o momento resistente tem a seguinte função densidade de probabilidade:

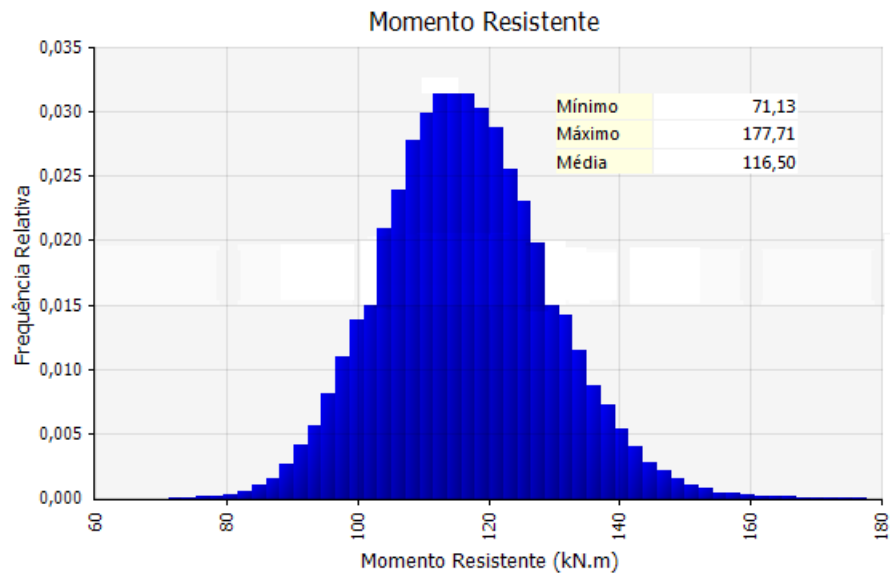


Figura A.1 - Função densidade de probabilidade para o momento resistente, $T = 100\text{ }^{\circ}\text{C}$

O procedimento pode ser repetido para os demais valores de temperatura, tal situação foi resumida na Tabela A.2.

Tabela A.2: Estatísticas do momento resistente, M_{R-SMC} , obtidas via simulação de Monte Carlo

Momento Resistente – M_{R-SMC} (kN.m)					
Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	COV
100	71,13	116,50	177,71	12,52	0,11
200	65,96	116,03	179,71	12,46	0,11
300	70,28	115,11	178,15	12,40	0,11
400	69,93	113,95	169,44	12,18	0,11
500	52,06	89,09	138,67	9,58	0,11
600	25,70	46,77	73,87	5,04	0,11
700	18,33	29,43	47,57	3,18	0,11
800	8,30	14,16	21,80	1,53	0,11
900	4,86	9,32	14,61	1,00	0,11

c) Comparação de Resultados

Comparando-se os valores obtidos para a média do momento resistente com o momento resistente de projeto, isto é, fazendo-se a razão $\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$, tem-se os resultados obtidos na Tabela A.3.

Tabela A.3: Estatísticas do momento resistente obtido via simulação de Monte Carlo, M_{Rd-SMC} , momento resistente nominal, M_R , e razão $\mu M_{Rd-SMC} / M_{Rd}$.

Momento Resistente – M_{R-SMC} (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)						M_{Rd} (kN.m)	$\mu M_{R-SMC} / M_{Rd}$
Temperatura (°C)	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	COV		
100	71,13	116,50	177,71	12,52	0,11	92,00	1,2663
200	65,96	116,03	179,71	12,46	0,11		1,2612
300	70,28	115,11	178,15	12,40	0,11		1,2512
400	69,93	113,95	169,44	12,18	0,11		1,2386
500	52,06	89,09	138,67	9,58	0,11		0,9684
600	25,70	46,77	73,87	5,04	0,11		0,5084
700	18,33	29,43	47,57	3,18	0,11		0,3199
800	8,30	14,16	21,80	1,53	0,11		0,1539
900	4,86	9,32	14,61	1,00	0,11		0,1013

A1.3. Cálculo do Momento Solicitante

a) Estatísticas do Momento Solicitante

Antes de se proceder à avaliação do momento solicitante, é necessário definir os valores médios das cargas permanente e acidentais. Tal cálculo pode ser realizado utilizando-se as Equações 5.16 e 5.17, considerando-se que o momento solicitante pode ser tomado como equivalente ao momento resistente (situação limite), conforme explanado nos capítulos anteriores.

Neste caso, como a sollicitação independe da temperatura, podem-se desprezar os fatores α_Y e α_C anteriormente introduzidos.

$$\mu_{SC} = \frac{8}{L^2} \cdot \frac{M_s}{\left(\frac{r \cdot \gamma_g}{1,05} + \gamma_q\right)} = \frac{8}{L^2} \cdot \frac{\frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \left(h - d' - \frac{0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot \frac{b}{\gamma_c}}\right)}{\left(\frac{r \cdot \gamma_g}{1,05} + \gamma_q\right)} = \frac{8}{5^2} \cdot \frac{92,00}{\left(\frac{2 \cdot 1,4}{1,05} + 1,4\right)} = 7,24 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{CP} = r \cdot \mu_{SC} = 2 \cdot 7,24 = 14,48 \text{ kN/m}$$

As estatísticas do carregamento em situação de incêndio, ou seja, o carregamento em um instante arbitrário ao longo do tempo, são então obtidas:

$$\mu_{CP} = 14,48 \text{ kN/m}$$

$$\mu_{SC,fi} = 0,24 \cdot \mu_{SC} = 1,74 \text{ kN/m}$$

A equação para avaliação das estatísticas do momento solicitante pode ser extraída da função de desempenho apresentada na Equação 5.2:

$$M_{S,fi} = \theta_S \cdot (M_{CP} + M_{SC,fi})$$

$$M_{S,fi} = \theta_S \cdot (M_{CP} + M_{SC,fi}) = \theta_S \cdot \left[\left(\frac{L^2}{8} \cdot CP_i \right) + \left(\frac{L^2}{8} \cdot SC_i \right) \right]$$

$$\mu_{CP} = CP_i$$

$$\mu_{SC,fi} = SC_i$$

Valendo-se do software @RISK e das estatísticas para o momento solicitante, definidas na Tabela 5.15, tem-se, realizando uma simulação de Monte Carlo com 100.000 iterações, que o momento solicitante tem a seguinte função densidade de probabilidade:

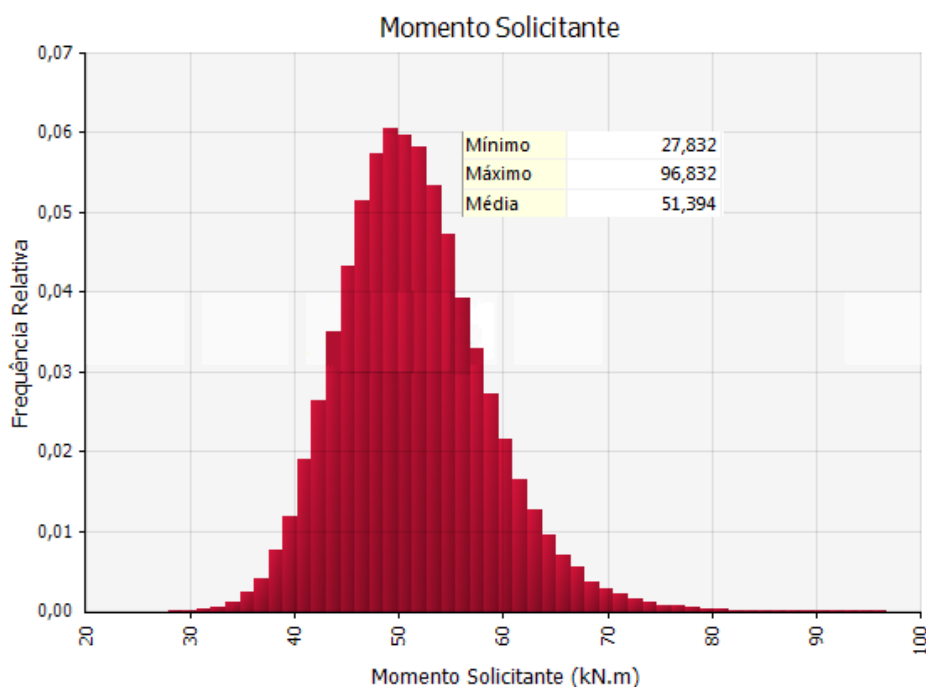


Figura A.2 - Função densidade de probabilidade para o momento solicitante

Tabela A.4: Estatísticas do momento solicitante obtido via simulação de Monte Carlo (M_{S-SMC})

Momento Resistente – Ms-SMC (Simulação de Monte Carlo) (kN.m)				
Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	COV
27,83	51,39	96,83	6,96	0,14

A1.4. Cálculo da Probabilidade de Falha

Valendo-se do software @RISK e do mesmo número de iterações já utilizado nas demais análises, tem-se que:

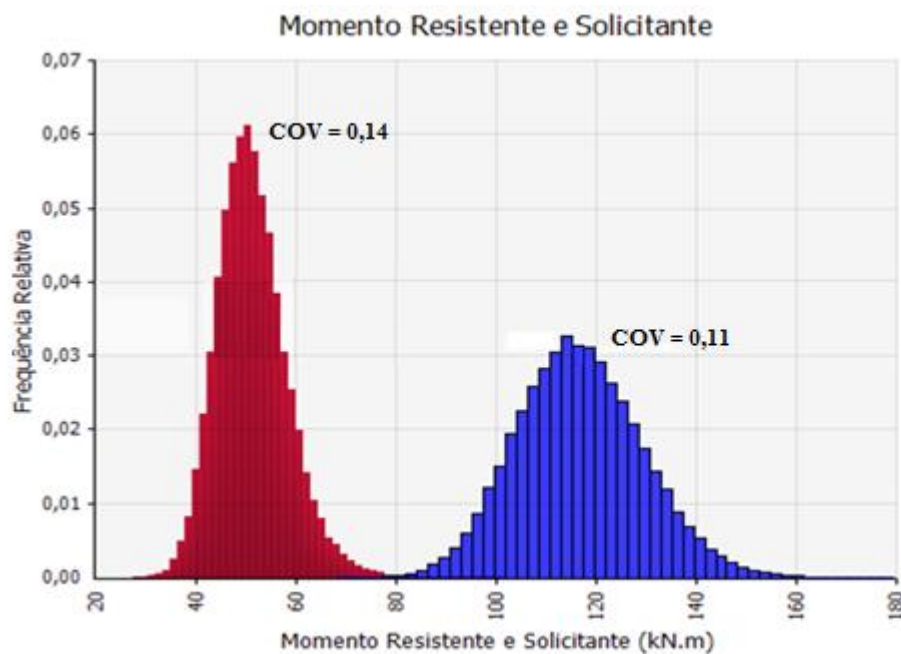


Figura A.3 - Função densidade de probabilidade para o momento solicitante/resistente, $T = 100\text{ }^{\circ}\text{C}$

A Figura A.3 ilustra o problema suprimento (resistência) x demanda (solicitação), referente à viga em análise à temperatura de $100\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Na avaliação da confiabilidade estrutural da viga de CA em condições de incêndio, a saída de interesse é a probabilidade de falha da mesma, ou seja, a probabilidade de a margem de segurança assumir valores menores ou iguais à zero. O histograma correspondente à função margem de segurança é apresentado na Figura A.4

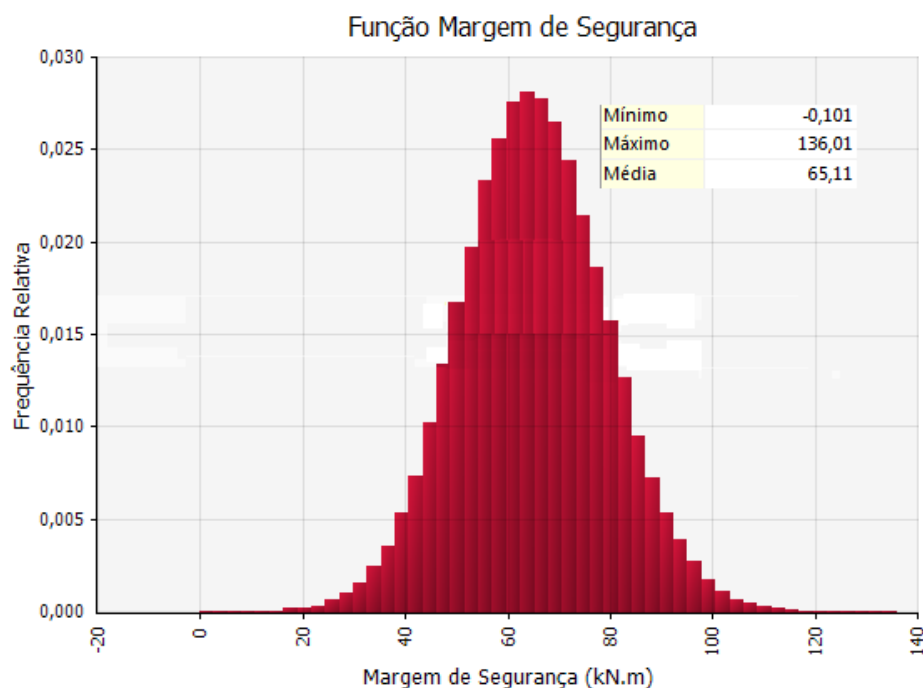


Figura A.4 – Histograma da função margem de segurança, T = 100 °C

Tem-se para a Figura A.4 que a probabilidade de falha, P_f , é o acumulado do valor mínimo obtido pela função até o ponto onde o valor da ordenada é igual a zero.

Para esse caso, em específico, percebe-se que a probabilidade de falha da viga de CA é muito pequena, mais especificamente $8,25 \times 10^{-6}$. A partir da probabilidade de falha encontrada, o índice de confiabilidade correspondente pode ser obtido a partir da Equação 4.2.

$$\beta = \Phi^{-1} (1 - P_f) = \Phi^{-1} (0,9999) = 4,31$$

Tal procedimento foi repetido para as demais temperaturas e os resultados obtidos para probabilidades de falha e índices de confiabilidade são apresentados na Tabela A.5.

Tabela A.5: Probabilidades de falha e índices de confiabilidade

Temperatura (°C)	P_f	β
100	$8,25 \times 10^{-6}$	4,31
200	$9,90 \times 10^{-6}$	4,27
300	$1,17 \times 10^{-5}$	4,23
400	$1,32 \times 10^{-5}$	4,20
500	$1,02 \times 10^{-3}$	3,08
600	$7,05 \times 10^{-1}$	-0,54
700	~ 1,00	-4,26
800	~ 1,00	-4,75
900	~ 1,00	-5,61

A1.5. Cálculo do Erro Associado ao Tamanho da Amostra

Conforme evidenciado na Equação 4.14, o erro associado ao tamanho da amostra pode ser definido como se segue.

$$\%erro = 200 \sqrt{\frac{1-P_f}{n \cdot P_f}} = 200 \sqrt{\frac{1-8,25 \times 10^{-6}}{100000 \cdot 8,25 \times 10^{-6}}} = 220\%$$

Ou seja, probabilidade de falha de $8,25 \times 10^{-6} \pm 1,82 \times 10^{-5}$.

Tal procedimento pode ser repetido para os demais casos:

Tabela A.6: Cálculo do erro associado ao tamanho da amostra

Temperatura (°C)	P _f	Erro Associado
100	$8,25 \times 10^{-6}$	$\pm 1,82 \times 10^{-5}$
200	$9,90 \times 10^{-6}$	$\pm 1,99 \times 10^{-5}$
300	$1,17 \times 10^{-5}$	$\pm 2,16 \times 10^{-5}$
400	$1,32 \times 10^{-5}$	$\pm 2,30 \times 10^{-5}$
500	$1,02 \times 10^{-3}$	$\pm 2,00 \times 10^{-4}$
600	$7,05 \times 10^{-1}$	$\pm 2,88 \times 10^{-3}$
700	~ 1,00	~ 0,00
800	~ 1,00	~ 0,00
900	~ 1,00	~ 0,00