

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Arthur de Caneda Preuss

ANÁLISE PROBABILÍSTICA TERMOESTRUTURAL DE
PILARES DE CONCRETO ARMADO

Porto Alegre
2023

ARTHUR DE CANEDA PREUSS

Análise probabilística termoestrutural de pilares de concreto armado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de
Mestre em Engenharia.

Orientador: Herbert Martins Gomes

Porto Alegre
2023

CIP - Catalogação na Publicação

Preuss, Arthur de Caneda
Análise probabilística termoestrutural de pilares
de concreto armado / Arthur de Caneda Preuss. -- 2023.
188 f.
Orientador: Herbert Martins Gomes.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2023.

1. Teoria de confiabilidade estrutural. 2.
Estruturas de concreto armado. 3. Estruturas de
concreto armado em situação de incêndio. 4. Projeto de
pilares de concreto armado. I. Gomes, Herbert Martins,
orient. II. Título.

Arthur de Caneda Preuss

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA TERMOESTRUTURAL DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, área de concentração em estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 15 de março de 2023

Prof. Herbert Martins Gomes
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
orientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. André Teófilo Beck (EESC-USP)
Ph.D. pela The University of Newcastle Australia

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, em primeiro lugar, pelo amor incondicional e por sempre me motivarem a seguir com meus objetivos.

Ao professor, orientador e amigo, Herbert, pela dedicada orientação e valiosas sugestões.

A minha querida namorada Paola pela paciência, compreensão e companheirismo durante este período. Obrigado por fazer parte desse momento e permanecer.

O autor agradece à Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro em forma de bolsa de estudos.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objetivo a avaliação da confiabilidade de pilares de concreto armado de seção transversal retangular à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Para tal, foi empregado um algoritmo que permite a verificação de pilares de concreto armado, com índice de esbeltez qualquer, sujeitos à flexão composta oblíqua, levando-se em consideração as não linearidades física e geométrica, admitindo as seções transversais com uma forma poligonal qualquer e uma disposição arbitrária de armaduras, sendo a verificação realizada pelo método do equilíbrio em conjunto ao método geral. O incêndio tem seus efeitos considerados de forma simplificada, estimando-se a temperatura no concreto e no aço das seções transversais através do método de Wickström, para que seja possível desconsiderar as regiões superficiais de concreto com temperatura acima de 500 °C (método das isotermas de 500 °C) e corrigir as propriedades mecânicas do aço sob altas temperaturas conforme as recomendações da NBR 15200 (2012). Dessa forma, a análise em situação de incêndio é realizada através do método simplificado, desenvolvida da mesma forma que em temperatura ambiente, porém, considerando os efeitos da temperatura sobre os materiais. A segurança dos pilares foi estimada através da aplicação dos conceitos da confiabilidade estrutural, sendo as análises probabilísticas realizadas através do *First Order Reliability Method* e da simulação de Monte Carlo com amostragem por importância adaptativa. Foi levada em consideração a aleatoriedade das ações (permanente e variável), resistência dos materiais (aço e concreto), geometria da seção transversal (altura, base e cobrimento), temperatura e erros de modelagem. Pôde ser estimada a segurança dos pilares, projetados dentro das hipóteses assumidas neste trabalho, tanto em uma situação normal, como em uma situação de incêndio, seguindo-se as recomendações normativas das NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012), avaliando-se um possível estado-limite último, que pode ser à nível de seção transversal (estado-limite último de equilíbrio), ou por instabilidade (estado-limite último de instabilidade). Nas análises em situação de incêndio, foi avaliado como a confiabilidade varia no tempo, sendo o pilar sujeito a um incêndio completamente desenvolvido até 4 horas de exposição ao fogo. Diversos testes paramétricos desenvolvidos em conjunto às simulações probabilísticas são apresentados, os quais avaliam a influência de cada um dos parâmetros investigados na segurança dos pilares projetados.

Palavras-chave: Confiabilidade estrutural. Pilares de concreto armado. Incêndio.

ABSTRACT

The main objective of this study is to evaluate the reliability of reinforced concrete columns with rectangular cross-sections at room temperature and in fire situations. To this end, an algorithm that allows the verification of reinforced concrete columns, with any slenderness index, subject to oblique bending was used, taking into account the physical and geometric nonlinearities, assuming the cross-sections with any polygonal shape and an arbitrary arrangement of reinforcement, being the verification performed by the equilibrium method in conjunction with the general method. The effects of fire are considered in a simplified way, estimating the temperature in the concrete and steel of the cross-sections through the Wickström method so that it is possible to disregard the superficial regions of concrete with a temperature above 500 °C (method of isotherms of 500 °C) and correct the mechanical properties of steel under high temperatures according to the recommendations of NBR 15200 (2012). Thus, the analysis in a fire situation is performed through the simplified method, developed in the same way as at room temperature, however, considering the temperature effects on the materials. The safety of the columns was estimated by applying the concepts of structural reliability. The probabilistic analyses were performed through the *First Order Reliability Method* and Monte Carlo simulation with adaptive importance sampling. The randomness of actions (live and dead), strength of materials (steel and concrete), cross-section geometry (height, width and cover), temperature, and modeling errors were taken into account. It was possible to estimate the safety of the columns, designed within the hypotheses assumed in this work, both in a normal situation and in a fire situation, following the normative recommendations of NBR 6118 (2014) and NBR 15200 (2012), evaluating a possible ultimate limit state, which can be at the cross-section level (equilibrium ultimate limit state), or by instability (instability ultimate limit state). The analyses under fire conditions evaluated how reliability varies over time, with the column being subjected to a fully developed fire for up to 4 hours. Several parametric tests developed in conjunction with the probabilistic simulations are presented, which evaluate the influence of each of the investigated parameters on the safety of the designed columns.

Keywords: Structural reliability. Reinforced concrete columns. Fire.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama carga-deslocamento típico de um elemento de concreto armado fletido	38
Figura 2.2 – Diagramas tensão-deformação com variação da classe de resistência do concreto	40
Figura 2.3 – Variação dos limites de deformação em função da classe de resistência do concreto	43
Figura 2.4 – Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto comprimido com consideração da fluência	44
Figura 2.5 – Diagrama tensão-deformação idealizado do aço	45
Figura 2.6 – Domínios de dimensionamento de uma seção transversal	47
Figura 2.7 – Procedimento de cálculo do método geral a partir do equilíbrio	62
Figura 2.8 – Superfície de interação genérica	65
Figura 3.1 – Curva temperatura-tempo típica de um incêndio real	70
Figura 3.2 – Curva nominal de incêndio ISO 834	71
Figura 3.3 – Comparação das curvas de incêndio paramétrico e real	72
Figura 3.4 – Relação constitutiva do concreto comprimido em função da temperatura ..	83
Figura 3.5 – Representação da variação de $\kappa_{s,\theta}$ e $\kappa_{sE,\theta}$ para aços laminados a quente ...	85
Figura 3.6 – Relação constitutiva multilinear do aço em função da temperatura	88
Figura 3.7 – Fluxos de calor uni e bidimensional em seções de concreto	91
Figura 3.8 – Representação da distribuição das temperaturas nas seções com suas faces expostas ao incêndio	93
Figura 3.9 – Aproximação da isoterma de 500 °C por uma poligonal com quatro faces exposta	94
Figura 3.10 – Aproximação da isoterma de 500 °C por uma poligonal com duas faces expostas	94
Figura 4.1 – Função de estado limite	100
Figura 4.2 – Função margem de segurança	103
Figura 4.3 – Representação do FORM	111

Figura 4.4 – Transformação inversa	117
Figura 4.5 – Amostragem por importância	120
Figura 4.6 – Problema de flexão composta oblíqua gerada por carga excêntrica	128
Figura 5.1 – Ilustração de uma discretização genérica	133
Figura 5.2 – Estado deformado de uma seção com relação aos eixos baricêntricos	135
Figura 5.3 – Diagrama tensão-deformação genérico com quatro trechos	139
Figura 5.4 – Integração das tensões a partir de trapézios	141
Figura 5.5 – Variação de curvatura, rotação e deslocamento entre duas seções de uma discretização genérica	146
Figura 5.6 – Esquema estático dos ensaios experimentais	149
Figura 5.7 – Seção transversal dos pilares de Tsao (1991)	149
Figura 5.8 – Seção transversal dos pilares de Goyal e Jackson (1971)	151
Figura 5.9 – Seções dos pilares empregados para a validação em situação de incêndio .	152
Figura 5.10 – Passos do algoritmo de análise probabilística termoestrutural	154
Figura 5.11 – Análise gráfica da convergência do FORM	160
Figura 5.12 – Análise gráfica da variação de β em função do número de simulações por MCAIA	160
Figura 5.13 – Análise gráfica da variação de $\hat{\delta}_{\beta_f}$ em função do número de simulações por MCAIA	161
Figura 5.14 – Sensibilidade das variáveis - FORM 60 minutos de incêndio	161
Figura 6.1 – Resultados de confiabilidade dos pilares em temperatura ambiente para diferentes condições de razão entre carregamentos de utilização e permanente e f_{ck}	165
Figura 6.2 – Resultados de confiabilidade dos pilares em temperatura ambiente para diferentes condições de taxas de armadura e f_{ck}	167
Figura 6.3 – Resultados de confiabilidade dos pilares em temperatura ambiente para diferentes condições de excentricidade relativa de primeira ordem e f_{ck}	168
Figura 6.4 – Análises paramétricas dos pilares com duas faces expostas ao fogo	173
Figura 6.5 – Análises paramétricas dos pilares com quatro faces expostas ao fogo	174

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Cobrimento nominal para uma tolerância de execução de 10 mm para estruturas de concreto armado	50
Tabela 2.2 – Classes de agressividade ambiental	50
Tabela 2.3 – Recomendações da NBR 6118 (2014) para pilares quanto as metodologias de projeto	56
Tabela 3.1 – Alterações físico-químicas no concreto em altas temperaturas	75
Tabela 3.2 – Valores de $\kappa_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários	81
Tabela 3.3 – Determinação de $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ em função da temperatura	82
Tabela 3.4 – Valores de $\kappa_{s,\theta}$ e $\kappa_{sE,\theta}$ para aços de amaduras passivas	84
Tabela 3.5 – Valores de $\kappa_{p,\theta}$ para aços de armadura passiva	88
Tabela 4.1 – Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha	103
Tabela 4.2 – Índices alvo para ELU e ELS sugeridos pelo <i>fib</i> Bulletin 65/66 (2012)	107
Tabela 4.3 – Índices alvo para ELU e ELS sugeridos pelo JCSS (2001) para um período de retorno anual	108
Tabela 4.4 – Índices alvo sugeridos pela ISO 2394 (1998)	108
Tabela 5.1 – Resumo dos passos do processo iterativo para verificação da estabilidade de pilares pelo método do equilíbrio em conjunto com o método geral	133
Tabela 5.2 – Valores de C_k para a modelagem do diagrama tensão-deformação parábola retângulo do concreto	140
Tabela 5.3 – Resumo das cargas de ruína experimental e numérica para os pilares de Tsao (1991)	150
Tabela 5.4 – Resumo da carga de ruína experimental e numérica para os pilares de Goyal e Jackson (1971)	151
Tabela 5.5 – Resumo dos resultados numéricos e experimentais de carga última dos pilares da validação	153
Tabela 5.6 – Parâmetros de entrada do algoritmo	155
Tabela 5.7 – Parâmetros de entrada do algoritmo para comparação dos resultados por FORM e MCAIA	159

Tabela 6.1 – Variáveis aleatórias consideradas nas análises probabilísticas em temperatura ambiente	163
Tabela 6.2 – Variáveis aleatórias consideradas nas análises probabilísticas em situação de incêndio	171

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ELS	Estado-limite de serviço
ELU	Estado-limite último
FORM	<i>First Order Reliability Method</i>
FOSM	<i>First Order Second Moment</i>
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i>
MCA	Método da curvatura aproximada
MCAIA	Simulação de Monte Carlo com amostragem por importância adaptativa
MRA	Método da rigidez aproximada
SORM	<i>Second Order Reliability Method</i>
TRF	Tempo de resistência ao fogo
TRRF	Tempo de resistência requerido ao fogo
AUX_i	Parâmetro auxiliar envolvido na determinação dos parâmetros geométricos das seções da discretização empregada no algoritmo
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_s	Área total das armaduras
A_{si}	Área de cada armadura de aço
a_c	Valor de referência da difusividade térmica do concreto
A_c	Área de concreto comprimida
a	Deslocamento do eixo do pilar; parâmetro envolvido na integração das tensões ou difusividade térmica do concreto
B	Variável aleatória de base da seção transversal
b	Menor dimensão da seção transversal ou parâmetro envolvido na integração das tensões
b'	Parâmetro envolvido na determinação do TRF
C_k	Coefficiente do polinômio do diagrama tensão-deformação do concreto
c_1	Distância entre o centro de gravidade da armadura e a face sujeita ao incêndio
CG	Centro de gravidade
c	Cobrimento das armaduras
D'	Variável aleatória da distância entre o centro de gravidade das armaduras às faces de concreto
d	Altura útil das armaduras
d'	Distância entre o centro de gravidade das armaduras às faces de concreto

dA	Área elementar envolvida na integração das tensões
E_{modelo}	Variável aleatória de erro de modelo
$E_{s,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço em função da temperatura
E_s	Módulo de elasticidade do aço
e/h	Excentricidade relativa de primeira ordem
e_{x^*}	Excentricidade do carregamento com relação ao eixo baricêntrico x^* em uma seção da discretização do algoritmo
e_{y^*}	Excentricidade do carregamento com relação ao eixo baricêntrico y^* em uma seção da discretização do algoritmo
e	Excentricidade do carregamento
F_c	Variável aleatória de tensão de compressão do concreto
$F_{\acute{u}lt,exp}$	Carga de ruína experimental do pilar
$F_{\acute{u}lt,num}$	Carga de ruína numérica do pilar
F_{gk}	Valor característico do carregamento permanente
F_n	Parâmetro envolvido na integração das tensões do concreto
F_{qk}	Valor característico do carregamento de utilização
F_y	Variável aleatória de tensão de escoamento do aço
$F_X(\mathbf{X})$	Função distribuição de probabilidades acumulada
$f_{c,\theta}$	Resistência à compressão do concreto em função da temperatura
f_c	Valor do pico de tensão do diagrama tensão-deformação do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão do concreto para projeto
$f_{ck,\theta}$	Resistência característica à compressão do concreto em função da temperatura
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Média da resistência à compressão do concreto
f_{cu}	Resistência à compressão do concreto obtida experimentalmente
$f_{p,\theta}$	Resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura
$f_{y,\theta}$	Resistência ao escoamento do aço em função da temperatura
f_{yd}	Resistência de projeto do aço
$f_{yk,\theta}$	Resistência característica do aço em função da temperatura
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço
f_{ym}	Média da tensão de escoamento do aço
$f_X(\mathbf{X})$	Função densidade de probabilidades

F	Esforço normal aplicado em uma seção da discretização do algoritmo ou fator de correção do coeficiente de correlação
G	Variável aleatória de carregamento permanente
$g(\mathbf{X})$	Equação de estado limite
H	Variável aleatória de altura da seção transversal
$h_X(\mathbf{X})$	Função de amostragem
h_α	Altura da seção na direção perpendicular a da linha neutra
h	Altura da seção transversal, medida no plano de análise da seção do pilar ou maior dimensão da seção transversal do pilar
I_i	Fator de importância de uma das variáveis de projeto
$I[.]$	Função indicadora da simulação de Monte Carlo
i	Raio de giração da seção transversal
J	Jacobiano da transformação entre os espaços normal padrão e real
l_0	Distância entre as faces dos elementos estruturais que vinculam o pilar
l_e	Comprimento equivalente do pilar
$l_{ef,fi}$	Comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio
l_i	Lado dos trapézios da integração das tensões
L	Altura do pilar
LN	Linha neutra
l	Distância entre os eixos dos elementos aos quais o pilar está vinculado
L	Matriz triangular inferior resultante da fatoração de Cholesky da matriz de correlação no espaço físico
$M_{1d,A}$	Momento de projeto de primeira ordem do momento M_A
$M_{1d,mín}$	Momento mínimo de projeto para pilares
M_A	Momento de extremidade do pilar de maior valor absoluto, ou momento de primeira ordem no engaste nos casos de pilares engastados
M_B	Momento de extremidade do pilar
M_C	Momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço
$M_{Rx^*,conc}$	Parcela do concreto referente ao momento resistente da seção transversal com relação ao eixo baricêntrico x^*
M_{Rx^*}	Momento resistente da seção transversal com relação ao eixo baricêntrico x^*
$M_{Ry^*,conc}$	Parcela do concreto referente ao momento resistente da seção transversal com relação ao eixo baricêntrico y^*
M_{Ry^*}	Momento resistente da seção transversal com relação ao eixo baricêntrico y^*
$M_{Rd,tot}$	Momento resistente total de projeto

$M_{Sd,tot}$	Momento solicitante total de projeto
$M_{d,tot}$	Momento total de projeto
M_{x^*}	Momento de primeira ordem com relação ao eixo baricêntrico x^* em uma seção da discretização do algoritmo
M_{y^*}	Momento de primeira ordem com relação ao eixo baricêntrico y^* em uma seção da discretização do algoritmo
M	Função margem de segurança
m	Função margem de segurança padronizada
\mathbf{M}	Vetor com as médias normais equivalentes das variáveis aleatórias do espaço real
$N_{R,aço}$	Parcela do aço referente ao esforço resistente da seção transversal
$N_{R,conc}$	Parcela do concreto referente ao esforço resistente da seção transversal
N_R	Esforço resistente da seção transversal
N_{Rd}	Esforço normal resistente de projeto
$N_{Sd,fi}$	Esforço solicitante de projeto em situação de incêndio
N_{Sd}	Esforço normal solicitante de projeto
N_d	Esforço normal de projeto
n^*	Número de variáveis de projeto para geração de amostragem por hipercubo latino
n_{si}	Número de pontos da amostra para geração de amostragem por hipercubo latino
n_w	Relação entre a elevação de temperatura da superfície exposta ao fogo e a temperatura do ambiente
n_x	Relação entre a elevação de temperatura da superfície exposta ao fogo e de um ponto no interior da seção
n_y	Relação entre a elevação de temperatura da superfície exposta ao fogo e de um ponto no interior da seção
N	Número total de simulações ou número total de seções da discretização no algoritmo empregado
n	Número de barras de aço longitudinais
nS_k	Número de simulações realizadas com cada função de amostragem
$nadp$	Número de vezes em que a função de amostragem é atualizada
nf	Número de faces expostas ao fogo
P_f	Probabilidade de falha
\mathbf{P}	Matriz aleatória de permutação para geração de amostragem por hipercubo latino
\hat{P}_f	Estimador da probabilidade de falha

Q	Variável aleatória de carregamento de utilização
R	Variável aleatória de resistência
$R(\mathbf{X})$	Parcela correspondente à resistência da função de estado limite
r	Razão entre carregamentos de utilização e permanente
\mathbf{R}	Matriz com números aleatoriamente distribuídos entre 0 e 1 para geração de amostragem por hipercubo latino
S_{xx^*}	Momento estático de primeira ordem com relação ao eixo x^*
S_{yy^*}	Momento estático de primeira ordem com relação ao eixo y^*
S	Variável aleatória de solicitação
$S(\mathbf{X})$	Parcela correspondente à solicitação da função de estado limite
T	Variável aleatória de temperatura dos gases no ambiente
t	Tempo de exposição ao fogo
tol	Tolerância do processo iterativo do FORM
u_x	Parâmetro do método de Wickström
\mathbf{U}	Matriz de geração de amostragem por hipercubo latino
V_{fc}	Coefficiente de variação da resistência à compressão do concreto
V_T	Coefficiente de variação da temperatura dos gases do ambiente
V_{ensaio}	Coefficiente de variação dos resultados dos ensaios oriundos das condições dos experimentos realizados
$V_{exp/mod}$	Coefficiente de variação da razão entre as cargas numérica e experimental
V_g	Coefficiente de variação do carregamento permanente
V_{lote}	Coefficiente de variação da resistência devido a variabilidades das variáveis no lote
V_{modelo}	Coefficiente de variação do erro do modelo estimado
$V_{q,1}$	Coefficiente de variação do carregamento de utilização para um instante arbitrário ao longo do tempo
$V_{q,50}$	Coefficiente de variação do carregamento de utilização para uma distribuição de extremos para 50 anos
$VAR[.]$	Variância de uma variável aleatória
w_i	Função ponderadora
w	Deslocamentos das seções transversais da discretização empregada no algoritmo
$w(z)$	Função do deslocamento do eixo do pilar em função da altura
X^G	Eixo global do algoritmo de verificação dos pilares
X_i	Realização da variável aleatória genérica

x^*	Eixo baricêntrico rotacionado em uma seção da discretização do algoritmo empregado
x_{1D}	Distância da isoterma de 500 °C pelo método de Wickström para um fluxo de calor unidimensional
x_{2D}	Distância da isoterma de 500 °C pelo método de Wickström para um fluxo de calor bidimensional
x_i^*	Coordenadas em pontos quaisquer das seções da discretização do algoritmo empregado, com relação ao eixo baricêntrico x^*
X	Variável aleatória genérica
x	Distância de um ponto no interior da seção transversal para aplicação do método de Wickström
\mathbf{X}	Variáveis de projeto no espaço real
Y^G	Eixo global do algoritmo de verificação dos pilares
y^*	Eixo baricêntrico rotacionado em uma seção da discretização do algoritmo empregado
y_i^*	Coordenadas em pontos quaisquer das seções da discretização do algoritmo empregado, com relação ao eixo baricêntrico y^*
y	Distância de um ponto no interior da seção transversal para aplicação do método de Wickström
\mathbf{Y}	Variáveis de projeto no espaço normal padrão não correlacionado
Z^G	Eixo global do algoritmo de verificação dos pilares
z_i	Coordenada correspondente a altura do pilar
z	Eixo local correspondente à altura dos pilares
$\frac{1}{r}$	Curvatura aproximada na seção crítica
α_b	Coefficiente que leva em consideração a vinculação e condições de carregamento
α_i	Cosseno diretor de uma das variáveis de projeto
α	Inclinação da linha neutra
β_{alvo}	Índice de confiabilidade alvo
β	Índice de confiabilidade
γ_c	Coefficiente de minoração da resistência característica do concreto
γ_f	Coefficiente de majoração dos esforços
γ_m	Coefficiente de ponderação das resistências
γ_n	Coefficiente adicional de majoração de esforços de pilares
γ_{n1}	Coefficiente adicional de majoração de esforços de pilares excessivamente esbeltos

γ_s	Coefficiente de minoração da resistência do aço
Γ	Matriz obtida pela inversão da matriz L
$\hat{\delta}_{\hat{p}_f}$	Estimador do coeficiente de variação da probabilidade de falha
$\Delta M_{Rx^*,conc}$	Variação da parcela do concreto referente ao momento resistente da seção transversal com relação ao eixo baricêntrico x^*
$\Delta M_{Ry^*,conc}$	Variação da parcela do concreto referente ao momento resistente da seção transversal com relação ao eixo baricêntrico y^*
$\Delta N_{R,conc}$	Variação da parcela do concreto referente ao esforço resistente da seção transversal
$\Delta\theta_f$	Gradiente da temperatura do ambiente
$\Delta\theta_x$	Aumento da temperatura para um fluxo de calor unidimensional
$\Delta\theta_{xy}$	Aumento da temperatura para um fluxo de calor bidimensional
ε_{CG}	Deformação do ponto correspondente ao centro de gravidade da seção
$\varepsilon_{c,\theta}$	Deformação linear específica do concreto em função da temperatura
ε_c	Deformação do concreto
$\varepsilon_{c1,\theta}$	Deformação linear específica do concreto correspondente à resistência máxima do concreto em função da temperatura
ε_{c2}	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
$\varepsilon_{cu,\theta}$	Deformação linear específica última do concreto em função da temperatura
ε_{cu}	Deformação limite de encurtamento do concreto em compressão
ε_i	Deformações em pontos quaisquer das seções da discretização do algoritmo empregado
$\varepsilon_{p,\theta}$	Deformação do final do trecho linear do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{s,\theta}$	Deformação do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{t,\theta}$	Deformação do início do trecho de decréscimo da tensão do aço em função da temperatura
$\varepsilon_{u,\theta}$	Deformação limite das armaduras em função da temperatura
$\varepsilon_{y,\theta}$	Deformação do início do patamar plástico do aço em função da temperatura
ε_{yd}	Deformação correspondente ao escoamento das armaduras
θ_R	Variável aleatória de incerteza relacionada à modelagem correspondente à resistência
θ_S	Variável aleatória de incerteza relacionada à modelagem correspondente à solicitação
θ	Temperatura ou curvatura majorada adimensional

$\kappa_{c,\theta}$	Coefficiente redutor da resistência característica à compressão do concreto
$\kappa_{p,\theta}$	Coefficiente de redução da resistência do aço de armadura ativa em função da temperatura
$\kappa_{s,\theta}$	Coefficiente redutor da resistência característica do aço
$\kappa_{SE,\theta}$	Coefficiente redutor do módulo de elasticidade do aço
κ	Rigidez adimensional aproximada
λ_1	Limite de esbeltez que permite desprezar os efeitos locais de segunda ordem
λ	Índice de esbeltez
$\mu_{X_i}^{NE}$	Média normal equivalente
μ_{f_c}	Média da resistência à compressão do concreto
μ_{f_y}	Média da tensão de escoamento do aço
μ_M	Média da margem de segurança
μ_R	Média da resistência
μ_S	Média da solicitação
μ_T	Média da variável aleatória de temperatura dos gases do ambiente
μ_{ensaio}	Média do ensaio de laboratório
$\mu_{exp/mod}$	Média obtida entre as cargas numérica e experimental
μ_{fi}	Razão entre $N_{Sd,fi}$ e N_{Rd}
μ_g	Média do carregamento permanente
μ_{lote}	Média do lote
μ_{modelo}	Média do erro de modelo
$\mu_{q,1}$	Média do carregamento de utilização para um instante arbitrário ao longo do tempo
$\mu_{q,50}$	Média do carregamento de utilização para uma distribuição de extremos para 50 anos
ν	Força normal adimensional
ξ	Eixo auxiliar empregado na determinação dos deslocamentos das seções da discretização empregada no algoritmo
ρ_{X_i, X_j}	Coefficiente de correlação entre pares de variáveis
ρ_{X_i, X_j}^{NE}	Coefficiente de correlação normal equivalente entre pares de variáveis
ρ_{min}	Taxa de armadura longitudinal mínima
ρ	Taxa de armadura longitudinal
$\hat{\sigma}_{P_f}$	Estimador do desvio padrão da probabilidade de falha

$\sigma_{X_i}^{NE}$	Desvio padrão normal equivalente
σ_{f_c}	Desvio padrão da resistência à compressão do concreto
σ_{f_y}	Desvio padrão da tensão de escoamento do aço
σ_M	Desvio padrão da margem de segurança
σ_R	Desvio padrão da resistência
σ_S	Desvio padrão da solicitação
$\sigma_{c,\theta}$	Tensão à compressão do concreto em função da temperatura
σ_c	Tensão no concreto para uma dada deformação
σ_g	Desvio padrão do carregamento permanente
$\sigma_{q,1}$	Desvio padrão do carregamento de utilização para um instante arbitrário ao longo do tempo
$\sigma_{q,50}$	Desvio padrão do carregamento de utilização para uma distribuição de extremos para 50 anos
$\sigma_{s,\theta}$	Tensão no aço para uma dada deformação em função da temperatura
σ_s	Tensão no aço para uma dada deformação
Σ	Matriz diagonal com os desvios padrões normais equivalentes das variáveis aleatórias do espaço real
φ_{ef}	Coefficiente efetivo de fluência da teoria linear de fluência
$\Phi(.)$	Função distribuição normal de probabilidades acumulada
ϕ	Rotação em uma seção transversal qualquer da discretização empregada no algoritmo
$\nabla g(.)$	Gradiente da função em um dado ponto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	26
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	26
1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS.....	27
1.3 TRABALHOS APLICADOS SOBRE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO	27
1.3.1 Confiabilidade de pilares de concreto armado	27
1.3.2 Confiabilidade de estruturas de concreto armado em situação de incêndio	29
1.4 DELINEAMENTO DO TRABALHO	32
2 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	34
2.1 INTRODUÇÃO	34
2.2 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	37
2.3 CRITÉRIOS DE PROJETO DA NBR 6118 (2014)	38
2.3.1 Requisitos gerais	39
2.3.2 Estado-limite último	39
2.3.3 Estado-limite de serviço	40
2.3.4 Propriedades do concreto	41
2.3.5 Propriedades do aço	44
2.3.6 Domínios de deformação	45
2.4 CRITÉRIOS DE PROJETO DA NBR 6118 (2014) PARA PILARES	48
2.4.1 Critérios geométricos e disposições construtivas	49
2.4.1.1 Dimensões da seção	49
2.4.1.2 Cobrimento	49
2.4.1.3 Armaduras longitudinais	51
2.4.1.4 Armaduras transversais	51
2.4.2 Esbeltez e avaliação dos esforços locais de segunda ordem	52
2.4.2.1 Índice de esbeltez	52

2.4.2.2 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada	56
2.4.2.3 Método do pilar-padrão com rigidez aproximada	57
2.4.2.4 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas momento fletor-força normal-curvatura	58
2.4.2.5 Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua	59
2.4.2.6 Método geral	59
2.4.2.7 Método do equilíbrio	62
2.5 ESFORÇOS RESISTENTES NA FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA	63
2.6 SUPERFÍCIES DE INTERAÇÃO	65
3 ENGENHARIA DE INCÊNDIO APLICADA ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	66
3.1 INTRODUÇÃO	66
3.2 MODELOS DE INCÊNDIO	68
3.2.1 Curva de incêndio real	69
3.2.2 Curva de incêndio padrão	70
3.2.3 Curva de incêndio paramétrico	71
3.3 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	72
3.3.1 Comportamento do aço	73
3.3.2 Comportamento do concreto	74
3.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	75
3.4.1 Recomendações da NBR 6118 (2014)	76
3.4.2 Recomendações da NBR 15200 (2012)	76
3.4.3 Método tabular	77
3.4.4 Métodos simplificados	78
3.4.5 Método avançado	79
3.4.6 Método experimental	79
3.4.7 Propriedades do concreto armado em altas temperaturas	80

3.4.7.1 Fatores de redução do concreto	80
3.4.7.2 Diagrama tensão-deformação do concreto	81
3.4.7.3 Fatores de redução do aço	83
3.4.7.4 Diagrama tensão-deformação do aço	86
3.4.8 Recomendações da NBR 14432 (2001)	89
3.5 VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO POR METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS	89
3.5.1 O método de Wickström	89
3.5.2 Método das isotermas de 500 °C	92
3.6 MÉTODO PROPOSTO PARA A ESTIMATIVA DA CONFIABILIDADE DE PILARES SUJEITOS AO FOGO	95
4 TEORIA DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL E INCERTEZAS	97
4.1 INTRODUÇÃO	97
4.2 BREVE HISTÓRICO	98
4.3 O PROBLEMA BÁSICO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	99
4.4 MÉTODOS DE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS	103
4.5 TIPOS DE INCERTEZA	104
4.6 O ERRO DO MODELO	105
4.7 ÍNDICE ALVO	107
4.8 TÉCNICAS DE AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE	109
4.8.1 FORM	110
4.8.1.1 Transformação de Nataf	111
4.8.1.2 Processo iterativo de busca do ponto de projeto	113
4.8.1.3 Sensibilidade das variáveis	115
4.8.2 Simulação direta por Monte Carlo	115
4.8.2.1 Estimadores da probabilidade de falha	117
4.8.2.2 Amostragem por hipercubo latino	119
4.8.3 Amostragem por importância utilizando pontos de projeto	120

4.8.4 Amostragem adaptativa	121
4.8.5 Variáveis antitéticas	122
4.9 CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	123
4.9.1 Resistência à compressão do concreto	123
4.9.2 Tensão de escoamento do aço	124
4.9.3 Dimensões da seção transversal	125
4.9.4 Carregamento permanente	125
4.9.5 Carregamento de utilização em temperatura ambiente	126
4.9.6 Carregamento de utilização em situação de incêndio	126
4.9.7 Erro da modelagem	127
4.9.7.1 Caso de carga normal excêntrica à temperatura ambiente	127
4.9.7.2 Demais casos	129
4.9.8 Temperatura	129
5 ALGORITMO EMPREGADO	131
5.1 DETERMINÍSTICO	131
5.1.1 Formulação teórica	134
5.1.1.1 Equações de compatibilidade de deformações	134
5.1.1.2 Equações de compatibilidade no ELU	136
5.1.1.3 Relação constitutiva do aço	138
5.1.1.4 Relação constitutiva do concreto	138
5.1.1.5 Esforços resistentes da seção	140
5.1.2 Parâmetros geométricos da seção	143
5.1.3 Determinação do estado deformado da seção	144
5.1.4 Estabilidade de pilares	145
5.1.5 Esforços de segunda ordem	148
5.1.6 Tensão de pico	148
5.1.7 Validação determinística à temperatura ambiente	148

5.1.8 Validação determinística em situação de incêndio	152
5.2 EXTENSÃO AO CASO PROBABILÍSTICO	154
5.2.1 Programação do FORM e do MCAIA	158
5.2.1.1 FORM	158
5.2.1.2 MCAIA	158
5.2.2 Comparação dos resultados por FORM e MCAIA	158
6 ESTUDO PARAMÉTRICO	162
6.1 PILARES DE CONCRETO ARMADO EM TEMPERATURA AMBIENTE	162
6.2 PILARES DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	169
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	177
7.1 CONCLUSÕES	177
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	178
REFERÊNCIAS	180

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Através do emprego da teoria de confiabilidade estrutural, pode-se determinar o quão propensa uma estrutura está à falha, levando-se em conta a variabilidade dos parâmetros de entrada, que em um elemento estrutural podem ser as ações, as resistências dos materiais, a geometria da peça e os erros intrínsecos ao modelo de cálculo. Esta abordagem probabilística trata as variáveis de entrada como incertas e, o resultado do sistema, neste caso o colapso, é estimado como uma probabilidade (a propensão da estrutura vir à ruína), que retrata como as incertezas se propagam no modelo.

No Brasil, as estruturas civis são projetadas conforme normas que empregam o método dos estados-limites. Tal método, é classificado como semi-probabilístico, pois adotam-se coeficientes de segurança constantes (chamados de coeficientes parciais de segurança), portanto, a resposta do sistema nem sempre atinge a mesma confiabilidade em situações diversas. Dessa forma, a confiabilidade do sistema é obtida indiretamente. Atualmente, parte dos estudos se detém a avaliar qual a confiabilidade dos elementos estruturais obtida com o emprego das recomendações normativas, para que após um amplo conhecimento, os coeficientes parciais possam ser revistos e as estruturas projetadas apresentem um nível de confiança julgado adequado. Algumas normas internacionais atuais já apresentam o conceito de projeto baseado em confiabilidade, em que há uma mudança na filosofia de projeto, onde o objetivo do dimensionamento é atender a um índice alvo de segurança. Dessa forma, estas estruturas são estudadas de maneira probabilística, sendo sua propensão à falha conhecida e atendendo a um valor convenientemente escolhido.

No cenário nacional, há pouca informação sobre a segurança das estruturas civis projetadas. Nessa perspectiva, este trabalho visa contribuir com uma estratégia para avaliação da confiabilidade de pilares isolados de concreto armado, inclusive com a possibilidade de ocorrência de um incêndio completamente desenvolvido, que também pode ser empregada em vigas e lajes, caso sejam feitas as adaptações necessárias. A metodologia empregada é bastante abrangente, e permite avaliar a confiabilidade de pilares de concreto armado com esbeltez

qualquer, com a possibilidade de ocorrência de um incêndio, podendo o pilar estar com duas ou quatro faces expostas ao fogo e estar sujeito à uma flexão composta oblíqua.

Dada a aleatoriedade e variabilidade dos parâmetros de projeto envolvidos em um incêndio, tais como as propriedades mecânicas dos materiais à temperatura elevada, as dimensões, e, até mesmo o modelo de cálculo, justifica-se a importância de se analisar de maneira probabilística esse evento excepcional.

Este trabalho traz como ineditismo a análise de confiabilidade estrutural em pilares de concreto armado projetados conforme o método geral, seguindo-se as recomendações da NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012), sujeitos à flexão composta oblíqua, avaliando-se os pilares tanto à temperatura ambiente, como em uma situação de incêndio.

1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

O objetivo deste trabalho é estimar os níveis de segurança de pilares de concreto armado à temperatura ambiente e em situação de incêndio proporcionados pelos procedimentos de projeto apresentados através da aplicação das normas NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012). Dessa forma, serão avaliados os parâmetros determinantes na confiabilidade dos pilares estudados, além dos níveis de segurança obtidos.

As análises de confiabilidade em estruturas justificam-se por permitirem uma avaliação mais precisa dos procedimentos de projeto. Além disso, com a aplicação da teoria de confiabilidade estrutural, podem ser obtidos projetos mais seguros e econômicos.

1.3 TRABALHOS APLICADOS SOBRE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

1.3.1 Confiabilidade de pilares de concreto armado

Com relação ao estudo de confiabilidade em estruturas de concreto armado à temperatura ambiente, a bibliografia é vasta, sendo estudados os mais variados tipos de elementos estruturais. Por esse motivo, decidiu-se dar um enfoque nas principais pesquisas envolvendo a estimativa da confiabilidade em pilares de concreto armado.

Mencionam-se dentre alguns dos estudos nacionais sobre confiabilidade de pilares de concreto armado: Nogueira (2006) que avaliou a confiabilidade de pilares curtos; Deuschle (2019) que estudou a confiabilidade considerando a redistribuição de esforços; Ribeiro, Loriggio e Real (2021) e (2022) que estudaram pilares de esbeltez superior a 90; e Araújo (2001), Damas (2015), Barbosa (2017) e Oliveira (2018) que através do método dos elementos finitos desenvolveram suas análises. Conforme os estudos consultados, pode-se observar que em algumas situações de projeto, as normativas nacionais conduzem a pilares inseguros que atingem valores de confiabilidade inferiores aos desejados. Cita-se o estudo de Oliveira (2018), que compara a segurança de pilares projetados conforme a NBR 6118 (2014) com o ACI 318 (2014), em que na conclusão aponta que os índices de confiabilidade obtidos com a norma brasileira são inferiores à americana em todos os casos, sendo que todos os pilares projetados conforme o ACI 318 (2014), apresentaram níveis de segurança satisfatórios.

Barbosa (2017) e Damas (2015) avaliaram a confiabilidade de pilares dimensionados conforme o método da rigidez aproximada (MRA) e o método da curvatura aproximada (MCA), portanto, os estudos ficaram limitados ao índice de esbeltez igual a no máximo 90. Da mesma forma, Oliveira (2018) apresentou como limite o índice de esbeltez igual a 90 por também avaliar a confiabilidade obtida por metodologias simplificadas. Araújo (2001) também limitou seu estudo em uma esbeltez igual a 90, porém, em seu estudo considera as propriedades do concreto representadas como campos estocásticos gaussianos homogêneos.

Um destaque especial é dado à Ribeiro, Loriggio e Real (2021) e (2022), que avaliaram a confiabilidade de pilares esbeltos sujeitos a flexo-compressão normal, projetados conforme a NBR 6118 (2014), através do método geral com a teoria linear da fluência, pois esse trabalho emprega uma estratégia semelhante a que será apresentada na metodologia desta dissertação. A análise probabilística foi desenvolvida através da simulação de Monte Carlo e do FORM.

No âmbito internacional, tem-se os trabalhos de Szerszen, Szwed e Nowak (2005), Kim *et al.* (2015) e Kim e Lee (2017) em que a confiabilidade é avaliada baseada em diagramas de interação; e Hong e Zhou (1999) com uma abordagem simplista que considera a correlação entre a carga axial e momento fletor que não necessita o emprego de métodos de simulação.

Além destes trabalhos mencionados, citam-se outros que envolvem a temática de confiabilidade de pilares de concreto armado, tais como: Mirza e MacGregor (1989), Ruiz e Aguilar (1994),

Frangopol *et al.* (1996) e Mirza (1996). Cabe destacar que esses estudos representam o eixo deformado do pilar através de expressões simplificadas.

De modo geral, os estudos que empregam métodos de simulação trabalham com expressões analíticas para a avaliação da função de estado limite, ou empregam alguma estratégia para contornar a situação do elevado custo computacional. Já com relação as variáveis aleatórias, cada trabalho apresenta suas considerações, mas de forma geral, consideram a resistência dos materiais, as dimensões da seção transversal e os carregamentos como tal.

1.3.2 Confiabilidade de estruturas de concreto armado em situação de incêndio

Em comparação aos estudos de confiabilidade de estruturas de concreto armado à temperatura ambiente, os estudos em situação de incêndio são mais escassos. Dentre as poucas referências existentes, observa-se que todas empregam metodologias simplificadas para desenvolver a análise termoestrutural. Por análise termoestrutural, deve-se entender o estudo da mecânica das estruturas em conjunto ao estudo da termodinâmica e transferência de calor. Dado o elevado custo computacional envolvido em uma análise multifísica, torna-se impraticável atualmente a aplicação de métodos mais robustos em conjunto aos métodos de simulação direta, como, por exemplo, elementos finitos, em computadores pessoais.

No âmbito internacional, tem-se os seguintes trabalhos que empregam metodologias simplificadas para a avaliação da função de estado limite:

- Ellingwood e Shaver (1977): este é um dos primeiros trabalhos sobre confiabilidade em estruturas de concreto em situação de incêndio, em que são empregados métodos analíticos para a previsão do comportamento de vigas com seção em “T” ao longo do incêndio. O carregamento foi assumido como determinístico e a resistência modelada por uma distribuição Weibull;
- Wang *et al.* (2010): foi estimado o índice de confiabilidade de vigas de concreto armado sujeitas ao fogo ao longo do tempo, através de modelos simplificados. Os resultados mostraram que o aumento do cobrimento é uma medida eficaz para aumentar a resistência das vigas sujeitas ao fogo. As cargas foram consideradas como variáveis aleatórias, entretanto, a resistência foi tratada como uma variável determinística;

- Eamon e Jensen (2012): foi desenvolvido um estudo sobre a confiabilidade de vigas de concreto protendido em situação de incêndio, através de expressões analíticas que representam o equilíbrio de uma seção de concreto protendido, sendo a estimativa do campo de temperatura na seção efetuada através do método de Wickström. Foram avaliadas diferentes combinações de cobrimento, tipo de agregado, resistência à compressão do concreto, relação entre cargas e taxa de armadura, para vigas projetadas conforme o ACI 318. A confiabilidade foi avaliada de 0 a 4 horas através da simulação de Monte Carlo, sendo possível observar que os parâmetros mais significativos foram o cobrimento, a razão entre as cargas de utilização e permanente, o tipo de incêndio e as condições de vinculação da peça;
- Eamon e Jensen (2013a): foi apresentada uma avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio através da simulação de Monte Carlo de 0 a 4 horas de exposição ao fogo para vigas projetadas conforme o ACI 318. Foi empregado um modelo semiempírico, cuja modelagem matemática é feita através de expressões analíticas, para a avaliação da função de estado limite, sendo o campo de temperatura na seção estimado através do método de Wickström. As variáveis aleatórias consideradas foram a resistência ao escoamento do aço, a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura, a largura da viga e a difusividade térmica. Foram avaliados os efeitos de vários parâmetros na confiabilidade, tais como, o cobrimento, o tipo de agregado, a resistência à compressão do concreto, a razão entre cargas de utilização e permanente, a taxa de armadura, as condições de vinculação, a temperatura média do fogo, entre outros parâmetros. Por fim, verificou-se que a confiabilidade diminui de forma não linear com o passar do tempo, sendo os parâmetros mais significativos o cobrimento, a temperatura do incêndio e as condições de vinculação da peça;
- Eamon e Jensen (2013b): foi estudado a confiabilidade de pilares de concreto armado em situação de incêndio projetados conforme o ACI 318, através da simulação de Monte Carlo, sendo considerado como variáveis aleatórias a temperatura, as cargas de utilização e permanente, as resistências do aço e do concreto, as posições das armaduras e as dimensões da seção de concreto. A capacidade das colunas foi baseada na abordagem de Rankine, que é modelada através de expressões analíticas, cujo objetivo foi avaliar a resistência do pilar como uma função do tempo de exposição ao fogo. O

estudo avaliou como a confiabilidade varia no tempo, sendo a análise desenvolvida de 0 a 4 horas, onde foi possível observar que a confiabilidade decresce de maneira não linear com o passar do tempo. Por fim, uma análise paramétrica foi realizada em que vários parâmetros foram alterados, a saber, a curva de incêndio, a razão entre as cargas, a taxa de armadura, o cobrimento, a resistência do concreto, a excentricidade do carregamento, entre outros parâmetros. Os resultados apresentaram que os parâmetros de maior influência foram a curva de incêndio, a razão entre as cargas, a excentricidade e a taxa de armadura;

- Balaji *et al.* (2016): neste trabalho são avaliados tanto os estados-limites de flexão como de cisalhamento para determinar a confiabilidade de vigas de concreto armado sujeitas ao fogo através do FORM. Uma análise térmica transiente por elementos finitos é realizada através do software ANSYS para estimar as temperaturas. As variáveis aleatórias consideradas foram os carregamentos permanente e de utilização, a temperatura, a resistência à compressão do concreto, a tensão de escoamento do aço e as dimensões da seção transversal. As expressões analíticas para a avaliação da função de estado limite foram determinadas com base nas normativas indianas, além do método das isothermas de 500 °C. Por fim, a confiabilidade foi avaliada de 0 a 4 horas, sendo observado que os parâmetros de maior influência na confiabilidade foram o cobrimento e a tensão de escoamento do aço;
- Bai, Jiang e Fan (2018): foi estudado a confiabilidade de pilares de concreto armado para eventos pós-incêndio. Dessa forma, foi avaliada a resistência residual, através de expressões analíticas, com o carregamento originado por uma carga normal excêntrica, sendo a análise probabilística desenvolvida através da simulação de Monte Carlo. Os resultados indicaram que os índices de confiabilidade diminuem com o tempo de duração de incêndio, sendo avaliada a influência das dimensões da seção, da resistência do concreto e da armadura e do cobrimento no índice de confiabilidade.

Já no âmbito nacional, pode-se citar o trabalho de Coelho (2018), que avaliou a confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio, frente a um incêndio completamente desenvolvido. Foram avaliadas vigas projetadas conforme as normativas nacionais, sendo a análise probabilística desenvolvida através da simulação de Monte Carlo. A função de estado limite foi descrita através de expressões analíticas obtidas pelo equilíbrio de forças entre o

concreto e armadura para seções de vigas em flexão, sendo considerado os efeitos da temperatura através da redução das propriedades dos materiais. Os modelos empregados desprezaram os efeitos de aquecimento no que tange a redistribuição de esforços e a distribuição de temperatura ao longo da seção. A análise paramétrica avaliou a influência do tipo de agregado, a porcentagem de armadura, o cobrimento, a geometria da seção de concreto, as propriedades resistentes dos materiais e a razão de carga na resistência. Por fim, os resultados indicaram que os parâmetros mais relevantes, que culminaram nas maiores perdas de confiabilidade com o aumento da temperatura, foram a área de armadura e a razão entre cargas de utilização e permanente. Pôde ser observado que entre 500 °C e 800 °C foi o intervalo em que a probabilidade de falha apresentou os maiores aumentos.

1.4 DELINEAMENTO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em 7 capítulos. Neste primeiro capítulo introdutório é dada uma visão geral sobre o trabalho, além de apresentar os objetivos, as justificativas, outros trabalhos relacionados à presente pesquisa e o delineamento do trabalho.

No capítulo 2 são apresentados os principais critérios normativos nacionais para as estruturas de concreto armado, sendo dada uma ênfase especial aos pilares, pois foram o objeto de pesquisa neste trabalho. Também é apresentada a metodologia para verificação de estruturas de concreto armado discretizada por seções, considerando limites à deformação.

No capítulo 3 são apresentados alguns conceitos de engenharia de incêndio aplicada às estruturas de concreto armado, sendo dado um enfoque na metodologia simplificada de verificação de estruturas de concreto armado que será empregada nas análises de confiabilidade.

No capítulo 4 é apresentada a ideia geral da teoria de confiabilidade estrutural, sendo apresentadas as técnicas de avaliação de confiabilidade empregadas nesta dissertação, que são, a saber, o *First Order Reliability Method* (FORM) e a simulação de Monte Carlo com amostragem por importância adaptativa (MCAIA).

No capítulo 5 é apresentada a metodologia, através da apresentação do algoritmo empregado nas verificações dos pilares de concreto armado, além de apresentar as formulações teóricas relacionadas. Também é apresentado como o incêndio foi considerado na programação, além

de apresentar como o algoritmo é estendido ao caso probabilístico. Por fim, é feita uma comparação entre o FORM e MCAIA para as análises probabilísticas.

No capítulo 6 estão apresentados os resultados paramétricos dos pilares estudados nesta dissertação, em situação normal e em situação de incêndio. Examina-se a probabilidade de falha para estimar a segurança. Diversos parâmetros são investigados a fim de determinar quais são os mais importantes para se ter projetos de pilares que sejam seguros e econômico.

No capítulo 7 é feito o fechamento do trabalho, apresentando-se as conclusões e as considerações finais. Também é apresentada uma proposta para trabalhos futuros relacionados à presente pesquisa.

2 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O objetivo desta seção é apresentar os principais critérios normativos nacionais para as estruturas de concreto armado, sendo dada uma ênfase especial aos pilares, pois foram o objeto de pesquisa neste trabalho. Além disso, também serão indicados alguns fenômenos do comportamento mecânico e da tecnologia do concreto. Ademais, fenômenos de caráter físico-químicos além daqueles relacionados à combustão ou alterações das propriedades dos materiais devido ao incêndio não serão foco do trabalho, apesar de suas consequências para os materiais serem ressaltadas.

2.1 INTRODUÇÃO

Em linhas gerais, o estudo das estruturas de concreto pode ser segmentado em duas grandes áreas, a saber, de tecnologia do material e de projeto. Quando se fala em projeto, objetiva-se dimensionar uma estrutura que atenda às solicitações para o qual foi concebida. Quanto à tecnologia, devem ser atendidos os critérios mecânicos previamente definidos em projeto. Portanto, percebe-se claramente que o projeto estrutural é diretamente influenciado pelos procedimentos tecnológicos do material. Neste trabalho, será dada uma ênfase especial aos procedimentos de projeto, pois o objetivo é avaliar a segurança presente nas metodologias normativas através do emprego da teoria de confiabilidade estrutural.

No Brasil, a principal norma técnica que norteia o projeto de estruturas de concreto armado é a NBR 6118 (2014) intitulada “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. Nessa norma, são definidos os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto, estabelecendo requisitos gerais, além de requisitos específicos a cada etapa de análise. Dessa forma, esta dissertação visa contribuir no cenário nacional com a determinação do nível de segurança dos pilares projetados seguindo-se as recomendações da NBR 6118 (2014).

Conforme exposto por Mehta e Monteiro (2006), há três principais razões para o uso generalizado do concreto, que são a resistência à água, facilidade de moldar as estruturas e a popularidade do concreto por ser barato e prontamente disponível. Também, seus materiais constituintes são relativamente baratos em comparação aos outros materiais de construção e são

encontrados com facilidade na maior parte do mundo. Ainda conforme os mesmos autores, o concreto pode ser definido como um material composto que consiste essencialmente de um meio de ligação em cujo interior encontram-se partículas ou fragmentos de agregados.

A mistura, em proporção adequada, de aglomerantes, agregados e água, dá origem ao material chamado concreto. O aglomerante tem o papel de unir os fragmentos dos outros materiais, sendo normalmente empregado o cimento *Portland* para esta função. Por sua vez, os agregados, naturais ou britados, são partículas minerais que objetivam aumentar o volume da mistura, proporcionando uma redução de custo. Caso seja necessária alguma propriedade específica, podem ser acrescentados aditivos químicos (retardadores ou aceleradores de pega, plastificantes e superplastificantes) e adições minerais (escórias de alto-forno, pozolanas, fileres calcários, microsilica) a fim de melhorar alguma característica. Por fim, observa-se claramente que o material resultante é multifásico, por isso, seu comportamento mecânico é tão complexo e envolve tantos fenômenos físico-químicos (ARAÚJO, 2014).

O material concreto estrutural, assim denominado pela NBR 6118 (2014), se refere ao espectro completo das aplicações do concreto em estruturas, que em conjunto às armaduras de aço passivas, dá origem ao concreto armado. Devido ao fato de neste trabalho estar sendo previsto apenas o emprego de armaduras passivas, não são admitidos alongamentos iniciais às armaduras. A aderência é o principal fenômeno que viabiliza o concreto armado, pois as deformações nas barras de aço são praticamente as mesmas que no concreto que as envolvem.

As explicações a seguir, baseadas em Mehta e Monteiro (2006), apresentam algumas das vantagens da escolha do concreto estrutural em comparação ao aço como material a ser empregado em determinada estrutura:

- Manutenção: não apresenta corrosão e não necessita de tratamento superficial;
- Resistência ao fogo: se utilizado um revestimento adequado, as armaduras não serão sujeitas a temperaturas muito elevadas, sendo sua resistência suficiente para resistir até o tempo de resistência requerido ao fogo (TRRF). Este conceito será apresentado na seção de estruturas de concreto armado em situação de incêndio;
- Resistência à carga cíclica: como a maioria das normas de projeto limita a resistência à compressão a cerca de 50 % da resistência máxima, em geral, a resistência à fadiga não se torna um problema.

Como desvantagens do emprego do concreto armado estrutural, citam-se sua baixa resistência à tração, fragilidade, fissuração, peso próprio elevado, elevado custo das formas para moldagem, além de poder apresentar corrosão nas armaduras.

Araújo (2014) apresenta alguns dos fatores que influenciam na resistência do concreto endurecido, por exemplo, o consumo de cimento e de água da mistura, o grau de adensamento, os tipos de agregados e de aditivos. Além disso, também expõe que a relação água-cimento determina a quantidade de vazios no concreto, e que quanto maior é o consumo de cimento e menor o de água, maior será a resistência à compressão. Inclusive a geometria dos agregados (se apresenta cantos vivos ou arredondados) influencia na resistência. Maiores explicações sobre a influência de cada parâmetro citado na resistência, pertencem ao campo da tecnologia do concreto, e podem ser obtidas nas obras de Mehta e Monteiro (2006) e Neville e Brooks (2013).

A combinação do concreto com o aço acaba fornecendo uma proteção às armaduras, pois envolvidas pelo concreto, é dificultada a interação com os agentes agressivos da atmosfera. Alguns dos fenômenos atmosféricos que influenciam no comportamento mecânico do aço são o gradiente de temperaturas (incêndio) e a corrosão. Dessa forma, o cobrimento, definido como a distância entre as faces das armaduras à superfície de concreto, se trata de um parâmetro de durabilidade, porque quanto maior o seu valor, maior será a distância do aço aos agentes agressivos e fenômenos atmosféricos, e, conseqüentemente, espera-se uma menor redução das propriedades mecânicas durante a vida útil da estrutura, resultando em um melhor desempenho. Em nível de projeto, na NBR 6118 (2014) o cobrimento é dimensionado através da classificação da estrutura conforme seu uso, pois diversos agentes agressivos podem influenciar em uma maior necessidade de isolamento do aço. Já a NBR 15200 (2012), apresenta o cobrimento como um parâmetro que visa reduzir a temperatura apresentada nas armaduras, a fim de atender ao TRRF.

Em geral, se adequadamente dimensionada, uma estrutura de concreto armado poderá resistir a maioria dos tipos de solicitação presentes em um projeto estrutural convencional. Visando contornar a desvantagem de baixa resistência à tração, o detalhamento das armaduras objetiva posicionar convenientemente o aço em regiões sujeitas às tensões de tração maiores que as máximas suportáveis pelo concreto simples. Portanto, verifica-se que o material concreto armado visa unir as vantagens citadas anteriormente à capacidade de resistir às elevadas tensões

de tração fornecidas pelas armaduras. Ademais, como apresentado por Araújo (2014), além de absorver os esforços de tração, as barras também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas, sendo o comportamento conjunto possível graças à aderência.

2.2 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O comportamento das estruturas de concreto armado quando sujeitas aos carregamentos é tipicamente não linear. Tal não linearidade é oriunda das não linearidades física e geométrica. A não linearidade geométrica se refere aos efeitos de variação de posição da estrutura, ou seja, o equilíbrio é atingido em uma configuração deformada. Já a não linearidade física, se trata da lei do comportamento do material, que conforme Araújo (2014), nas estruturas de concreto armado é uma consequência das relações não lineares entre tensão e deformação.

Conforme apresenta Matzenbacher (2011), as causas da lei não linear observadas no comportamento de estruturas de concreto armado podem ser explicadas pelos seguintes fatores: fissuração do concreto, plastificação do concreto e do aço, diferença entre a resistência à tração e compressão do concreto, não linearidade na relação tensão-deformação, fluência e retração do concreto, engrenamento dos agregados e efeito de pino das barras de aço. As causas são objeto de estudo da tecnologia do concreto. Para fins de análise e projeto de estruturas, a não linearidade é levada em consideração através das relações constitutivas não lineares e da análise da estrutura em uma configuração deformada.

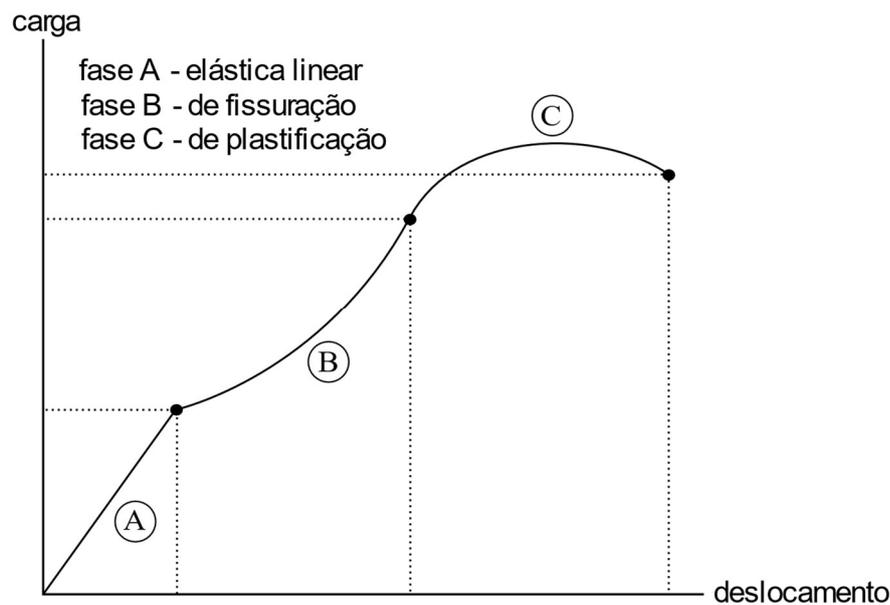
Na Figura 2.1 estão apresentadas as fases típicas que um elemento de concreto armado experimenta ao ser solicitado à flexão. Observam-se três regiões características: a fase A que apresenta comportamento elástico linear com o concreto não fissurado, a fase B, onde aparecem as fissuras, e a fase C, em que há a plastificação dos materiais.

De acordo com Leonhardt e Mönning (2008), nos elementos estruturais esbeltos, cuja deformação por corte é muito pequena em comparação à deformação por flexão, pode ser aplicada a hipótese de Navier-Bernoulli. Na prática, essa hipótese é válida para vigas, lajes e pilares. Dessa hipótese, surgem as seguintes observações:

- As seções permanecem planas após a deformação;

- As deformações das fibras são proporcionais à sua distância à linha neutra, apresentando variação linear;
- As fibras que se situam a uma mesma distância da linha neutra, sofrem as mesmas deformações.

Figura 2.1 – Diagrama carga-deslocamento típico de um elemento de concreto armado fletido



(fonte: elaborada pelo autor)

2.3 CRITÉRIOS DE PROJETO DA NBR 6118 (2014)

Os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto no Brasil são apresentados pela NBR 6118 (2014). Tais critérios podem ser entendidos como requisitos básicos, aplicáveis às estruturas de concretos normais, dos grupos I (resistência de 20 a 50 *MPa*) e II (resistência de 55 a 90 *MPa*). Além disso, a norma também apresenta alguns critérios específicos aplicados em cada etapa de análise, bem como apresenta algumas metodologias recomendadas para o dimensionamento de diferentes tipos de elementos. As explicações desta seção, são baseadas na NBR 6118 (2014) e nas demais normas referenciadas por ela.

2.3.1 Requisitos gerais

Durante a construção e serviço, uma estrutura de concreto deve atender aos seguintes requisitos mínimos de qualidade:

- Capacidade resistente: deve ser segura quanto à ruptura, suportando as ações de projeto impostas durante sua vida útil;
- Desempenho em serviço: não deve apresentar danos durante sua vida útil que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi concebida. Podem ser entendidos como requisitos desta classe a necessidade de limitar deslocamentos e fissuração;
- Durabilidade: está relacionada a capacidade de suportar as influências ambientais na localidade da construção, não sendo necessários reparos recorrentes e de alto custo durante a vida útil.

Os requisitos são atendidos através dos critérios de estados-limites que são divididos em dois grandes grupos, a saber, denominados, estado-limite último (ELU) e estado-limite de serviço (ELS). De forma geral, eles definem os limites para o comportamento desejado da estrutura cuja violação representaria um desempenho indesejado, quer seja de curta duração e passageiro ou mesmo duradouro e de consequências importantes para o uso ou mesmo equilíbrio e estabilidade. Para a determinação das ações a serem utilizadas nas análises de estados-limites, deve-se consultar a NBR 8681 (2003), intitulada “Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos”, em conjunto à NBR 6120 (2019), de título “Ações para o cálculo de estruturas de edificações”.

2.3.2 Estado-limite último

ELU como definido pela NBR 6118 (2014) está relacionado ao colapso, ou qualquer outra forma de ruína global ou parcial da estrutura. A ruptura pode se dar através de duas formas: por deformação plástica excessiva do aço e/ou ruptura por encurtamento do concreto.

No ELU são admitidas as seguintes hipóteses básicas para elementos lineares sujeitos às solicitações normais:

- Aplicação da hipótese de Navier-Bernoulli;
- A deformação na barra de aço é a mesma do concreto em seu entorno (aderência);
- Desconsideração da resistência do concreto à tração;
- Admitido que o alongamento máximo na armadura de tração é igual a 10 %;
- A distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama tensão-deformação parábola-retângulo idealizado.

Citam-se alguns exemplos de ELU para os quais as estruturas devem sempre ser verificadas:

- ELU da perda de equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura (no seu todo ou em parte), devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica;
- ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- ELU provocado por solicitações dinâmicas;
- ELU de colapso progressivo;
- ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo;
- ELU da capacidade resistente da estrutura considerando ações sísmicas;
- ELU de outros casos especiais diferentes dos supracitados.

2.3.3 Estado-limite de serviço

Um ELS está relacionado ao conforto dos usuários, durabilidade e aparência da estrutura. Além disso, não deve influenciar no bom funcionamento de máquinas e equipamentos. Alguns

exemplos comuns de atingimento de um ELS podem ser, por exemplo, flechas excessivas, fissuração exagerada, vibrações elevadas e recalques consideráveis.

Citam-se alguns exemplos de ELS para os quais as estruturas devem sempre ser verificadas:

- ELS de formação de fissuras;
- ELS de abertura de fissuras;
- ELS de deformações excessivas;
- ELS de descompressão (aplicável ao concreto protendido);
- ELS de descompressão parcial (aplicável ao concreto protendido);
- ELS de compressão excessiva (aplicável ao concreto protendido);
- ELS de vibrações excessivas.

2.3.4 Propriedades do concreto

Conforme apresentam Santos, Stucchi e Beck (2014), o valor característico à compressão do concreto, f_{ck} , é o que apresenta 5 % de probabilidade de ser excedido no sentido desfavorável, ou seja, que apresenta uma probabilidade de que 95 % dos valores sejam superiores a ele. Na prática, o f_{ck} é o parâmetro mecânico de maior interesse a ser especificado em um projeto estrutural e está diretamente relacionado à durabilidade, economia e segurança da estrutura.

A resistência de projeto do concreto à compressão, f_{cd} , é determinada pela Equação (1).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

Em que:

γ_c é o coeficiente de minoração da resistência, geralmente adotado igual a 1,4 para combinações normais.

No ELU, a NBR 6118 (2014) admite que se empregue o diagrama parábola-retângulo simplificado para o concreto em compressão. Na Figura 2.2 são apresentadas algumas curvas com diferentes valores de classe de resistência, para projeto, cuja expressão analítica é apresentada pela Equação (2).

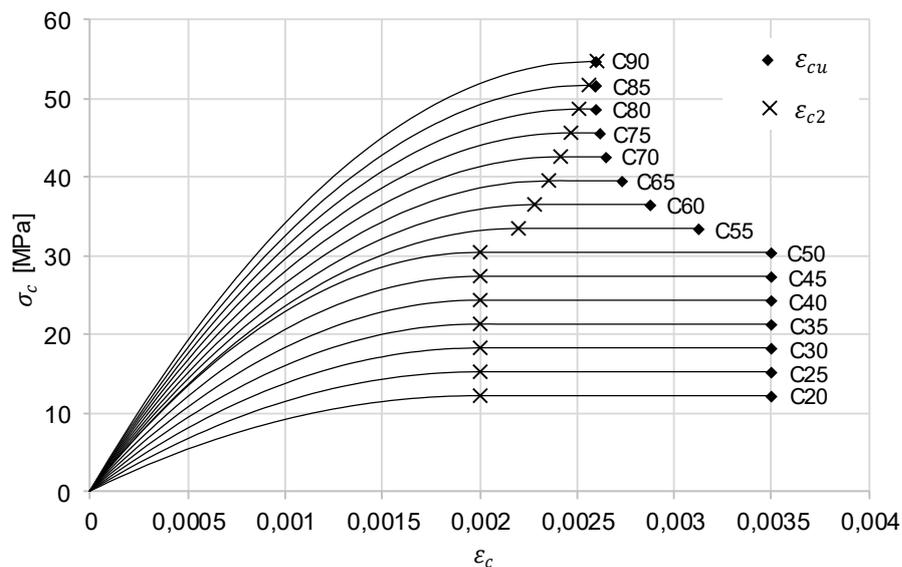
$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \begin{cases} \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa: } n = 2 \\ \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa:} \\ n = 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \end{cases} \quad (2)$$

Em que:

ε_{c2} é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_c é a deformação (variável independente da função).

Figura 2.2 – Diagramas tensão-deformação com variação da classe de resistência do concreto



(fonte: elaborada pelo autor)

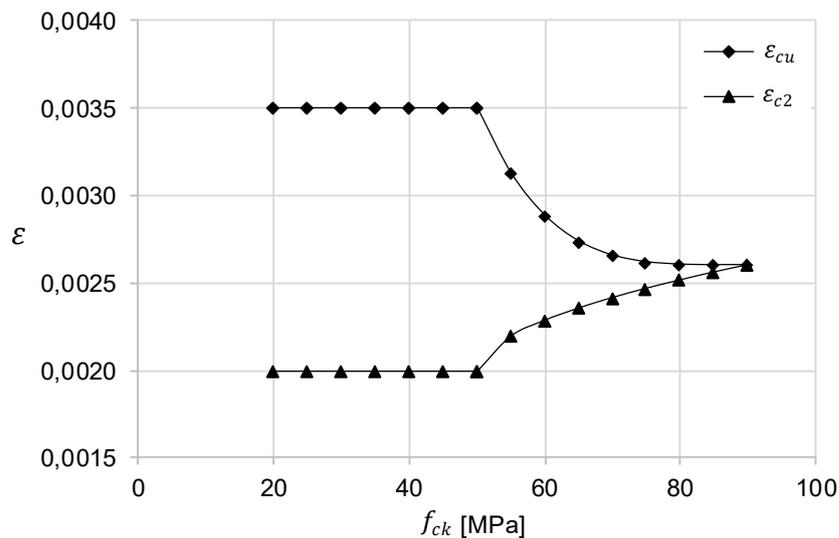
Observa-se na Figura 2.2 diferentes curvas obtidas pela metodologia recomendada pela norma para a modelagem da relação constitutiva unidimensional do concreto em compressão. As curvas correspondem ao espectro de resistências admitida nas estruturas de concreto (C20 a C90). Pode ser percebido que a partir da classe C50, o patamar uniforme vai se tornando menor com o aumento da classe de resistência, o que acaba influenciando nos esforços resistentes e na ductilidade, além, obviamente, do valor do pico de tensão.

Para concretos de classe até C50, os valores de ε_{c2} e ε_{cu} são 2 ‰ e 3,5 ‰, respectivamente. Já para os concretos do grupo II, os valores de ε_{c2} e ε_{cu} são obtidos a partir das Equações (3) e (4), respectivamente, devendo-se fornecer o valor de f_{ck} em Megapascal. Na Figura 2.3 é apresentado a variação dos valores de ε_{c2} e ε_{cu} .

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰}(f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad (4)$$

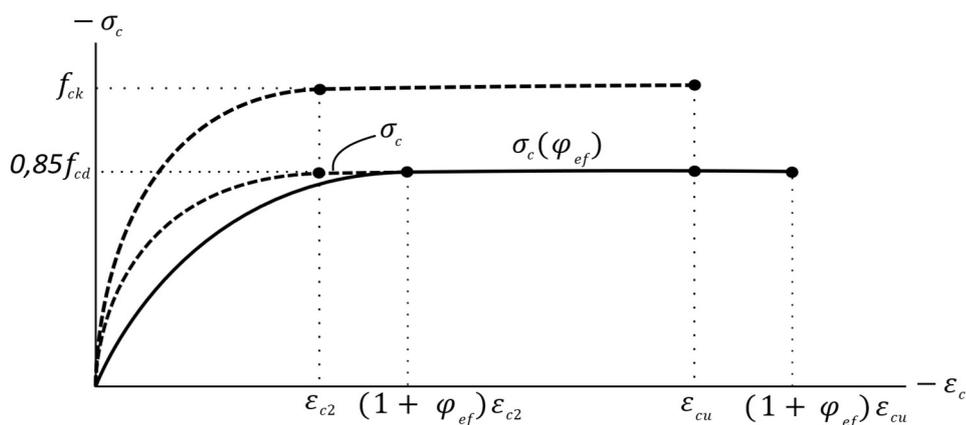
Figura 2.3 – Variação dos limites de deformação em função da classe de resistência do concreto



(fonte: elaborada pelo autor)

A fim de levar em consideração os efeitos da fluência (cargas de longa duração) no comportamento do concreto, emprega-se a teoria linear de fluência, efetuando-se uma correção no diagrama tensão-deformação através do coeficiente de fluência efetivo, φ_{ef} . Tal correção é ilustrada na Figura 2.4, que está baseada em Fusco (1981) e EN 1992-1-1 (2004). Essa mesma consideração dos efeitos da fluência foi empregada em Ribeiro, Loriggio e Real (2021) e (2022).

Figura 2.4 – Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto comprimido com consideração da fluência



(fonte: elaborada pelo autor)

Admitindo que a função de fluência seja independente da tensão aplicada, pode-se empregar a teoria linear da fluência. A aplicação é justificável nos casos em que as tensões no concreto sejam baixas, sendo oriundas da ação de esforços permanentes de serviço (CADAMURO JÚNIOR, 1997). Usualmente os valores de fluência podem ser obtidos através de ensaios experimentais, ou estimados através do procedimento apresentado no anexo A da NBR 6118 (2014). Caso não se saibam todos os parâmetros dos métodos anteriores, pode-se empregar os valores apresentados na Tabela 8.2 da norma. Observa-se que a teoria linear da fluência respeita ao item 15.8.3.2 da NBR 6118 (2014) e, por esse motivo, o diagrama apresentado na Figura 2.4 foi empregado em ELU.

Pastore (2020) diz que é de extrema importância a avaliação da fluência nos casos em que a sua consideração é obrigatória, pois seu efeito gera esforços adicionais em virtude dos deslocamentos decorrentes da mudança de curvatura sob carregamentos mantidos, além é claro de resultar em valores de deslocamentos maiores.

2.3.5 Propriedades do aço

Para o aço de amaduras passivas, deve-se utilizar um aço classificado pela NBR 7480 (2022). As categorias possíveis são CA-25, CA-50 e CA-60, cuja classificação corresponde ao valor da resistência característica de escoamento do aço, f_{yk} , sendo os algarismos correspondentes a tal valor, com unidade de medida em kN/cm^2 .

A resistência de projeto do aço, f_{yd} , é determinada pela Equação (5).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (5)$$

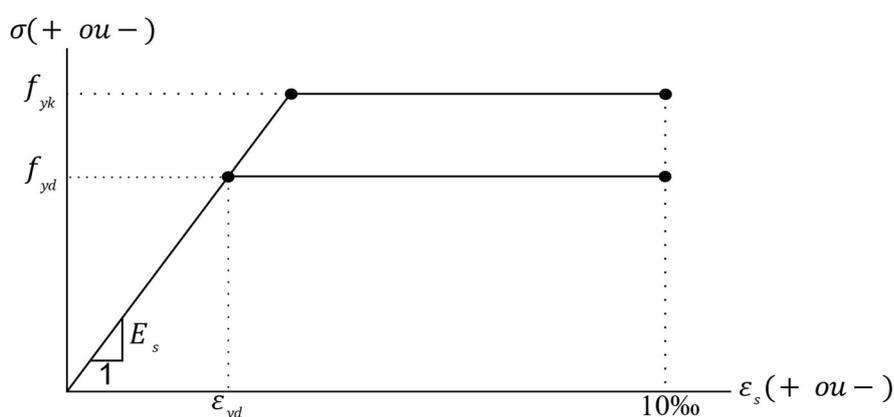
Em que:

γ_s é o coeficiente de minoração da resistência, geralmente adotado igual a 1,15 para combinações normais.

Quando não há ensaios ou valores fornecidos, a NBR 6118 (2014) permite que se admita para o valor do módulo de elasticidade, E_s , 210 GPa.

Para as armaduras passivas, a norma permite que se empregue o diagrama tensão-deformação simplificado apresentado na Figura 2.5. Essa relação constitutiva unidimensional, é válida tanto para tração, quanto compressão, e é caracterizada pelo trecho inicial linear e pelo patamar de escoamento plástico bem definido.

Figura 2.5 – Diagrama tensão-deformação idealizado do aço



(fonte: elaborada pelo autor)

2.3.6 Domínios de deformação

O modelamento à nível de seção transversal, que é a estratégia empregada neste trabalho, pode ser uma solução com boa precisão em elementos estruturais típicos de concreto armado como vigas, pilares e lajes sob flexão simples ou composta. Porém, há outras metodologias de modelamento que podem ser empregadas, mas que não serão exploradas nesta dissertação, tais

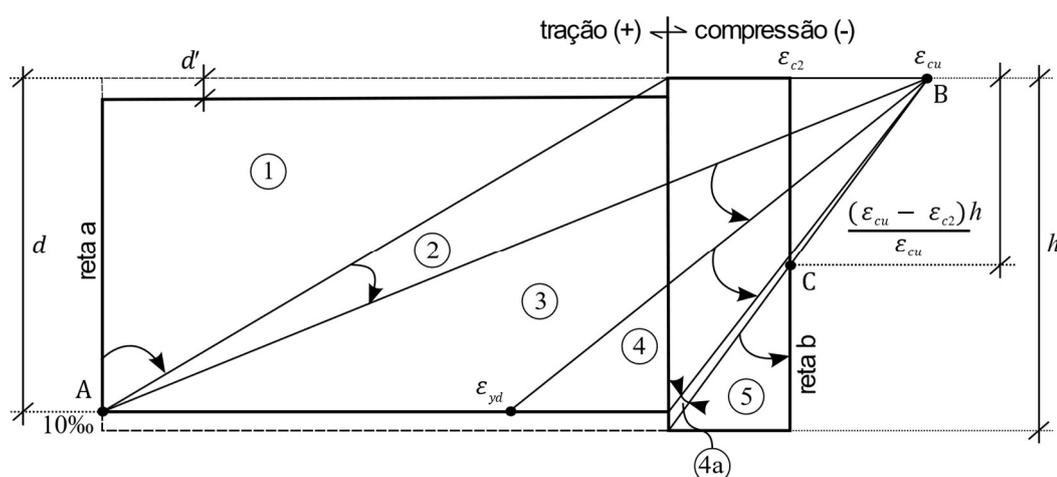
como os métodos numéricos de elementos finitos e de elementos de contorno com análises uni, bi ou tridimensionais.

Dentro do intervalo de deformações possíveis no ELU, a seção estará classificada em algum dos domínios de deformação ilustrados na Figura 2.6, que podem ser: reta a, 1, 2, 3, 4, 4a, 5 ou reta b, sendo estes domínios obtidos fazendo-se uma rotação em torno dos pontos A, B e C. Tais domínios, são representações de como uma seção pode estar deformada quando sujeita às solicitações normais. Admite-se que a ruína ocorrerá por ruptura do concreto e/ou deformação excessiva das armaduras, ocasionada por solicitações normais, sendo no caso mais geral uma flexão composta oblíqua. Definem-se os domínios como:

- Reta a: reta de tração uniforme (seção dimensionada como tirante). A seção inteira encontra-se tracionada e todos os pontos da seção apresentam deformação igual ao limite positivo de 10 ‰;
- Domínio 1: tração não uniforme sem compressão (flexo-tração), originada por uma força aplicada em um ponto diferente do centro de gravidade da seção. A linha neutra encontra-se fora da seção e como a resistência à tração do concreto é desprezada, somente o aço resiste aos esforços apresentando deformação igual ao limite positivo de 10 ‰ na armadura mais tracionada;
- Domínio 2: flexão simples ou composta. A linha neutra encontra-se na seção, sendo o equilíbrio atingido pela contribuição do concreto (sem ruptura) e do aço com deformação igual ao limite positivo de 10 ‰ na armadura mais tracionada;
- Domínio 3: flexão simples ou composta. Ocorre o atingimento da tensão máxima em ambos os materiais. A linha neutra encontra-se na seção, observando-se uma deformação igual a ϵ_{cu} no concreto e entre ϵ_{yd} e 10 ‰ no aço;
- Domínio 4: flexão simples ou composta. A linha neutra encontra-se na seção, observando-se uma deformação igual a ϵ_{cu} no concreto e, inferior a ϵ_{yd} no aço;
- Domínio 4a: flexão composta. A linha neutra encontra-se na seção, observando-se uma deformação igual a ϵ_{cu} no concreto com todas as armaduras comprimidas;

- Domínio 5: compressão não uniforme sem tração, originada por uma força aplicada em um ponto diferente do centro de gravidade da seção. A linha neutra encontra-se fora da seção, e observa-se uma variação na deformação em que na borda mais comprimida varia de ε_{c2} a ε_{cu} e na menos comprimida, de zero a ε_{c2} ;
- Reta b: reta de compressão uniforme. A seção inteira encontra-se comprimida e todos os pontos da seção apresentam deformação igual ao limite negativo de ε_{c2} .

Figura 2.6 – Domínios de dimensionamento de uma seção transversal



(fonte: elaborada pelo autor)

Vale observar que nos domínios 1, 2 e reta a a ruptura convencional será ocasionada por deformação plástica excessiva das armaduras. Já nos domínios 3, 4, 4a, 5 e reta b, a ruptura convencional será ocasionada por encurtamento-limite do concreto, observando-se uma ruptura frágil nos domínios 4, 4a, 5 e reta b. O domínio 3, também chamado de domínio com seção subarmada, é o mais vantajoso em termos econômicos, pois utiliza ao máximo a potencialidade dos materiais, empregando uma deformação igual ou superior à de escoamento nas armaduras e a deformação limite do concreto, pois a seção encontra-se parcialmente comprimida. Outra vantagem que pode ser citada, é que no domínio 3 a ruptura será dúctil (apresentando deformações que serão visíveis aos usuários da construção).

Conforme apresentado por Fusco (1981) no domínio 5 (situação de flexo-compressão com pequena excentricidade) a seção está inteiramente comprimida e a armadura que está menos comprimida acaba contribuindo para o equilíbrio do momento. Na prática, geralmente são os pilares os elementos estruturais que estão inseridos neste domínio de deformação (pois a

compressão pura é quase impossível devido às imperfeições físicas e geométricas presente nas estruturas). Ainda conforme o mesmo autor, os casos de flexão composta com grande excentricidade correspondem aos domínios 2, 3 e 4. Portanto, os domínios possíveis em uma flexo-compressão vão do 2 ao 5, sendo a excentricidade do carregamento o principal parâmetro envolvido na determinação do domínio.

2.4 CRITÉRIOS DE PROJETO DA NBR 6118 (2014) PARA PILARES

Como definido pela NBR 6118 (2014), os pilares são elementos lineares de eixo reto, geralmente dispostos na vertical, em que as forças de compressão são preponderantes, podendo apresentar na situação mais geral uma flexão composta oblíqua.

Em um projeto convencional de uma estrutura aporticada de concreto armado, podem ser encontrados pilares classificados em três situações distintas, que são: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto, cuja classificação leva em conta a maneira em que os esforços estão aplicados nas seções, caracterizando situações básicas de primeira ordem diversas (FUSCO, 1981).

Os pilares intermediários estão sujeitos a compressão centrada, pois as vigas e lajes que neles se apoiam, não sofrem interrupção na sua continuidade. Portanto, os momentos são contrabalanceados apresentando valores aproximadamente nulos. Essa ideia é aplicável nas situações em que exista uma simetria no carregamento do pilar.

Com relação aos pilares de extremidade, devido ao fato de interromperem as vigas e lajes em uma direção (na direção perpendicular à borda que estão inseridos), estão sujeitos à flexão composta normal (momento básico de primeira ordem em somente um eixo).

Já os pilares de canto, por interromperem as vigas e lajes nas duas direções, estão sujeitos a flexão composta oblíqua (momento básico de primeira ordem nos dois eixos principais da seção).

Na realidade, tratando-se de projeto, todos pilares serão dimensionados para uma situação de flexão composta oblíqua, pois sempre devem ser consideradas as excentricidades acidentais (de primeira e segunda ordem quando necessário), portanto, haverá uma decomposição vetorial do momento nos dois eixos principais da seção.

2.4.1 Critérios geométricos e disposições construtivas

2.4.1.1 Dimensões da seção

Não são admitidas dimensões menores que 19 *cm*, independente da forma da seção do pilar. Salvo casos especiais, admitem-se dimensões entre 14 *cm* e 19 *cm*, desde que se considere a aplicação de um coeficiente adicional, γ_n , que irá majorar os esforços de dimensionamento. O coeficiente γ_n é obtido através do emprego da Equação (6). Observa-se que para dimensões maiores que 19 *cm* se adota o valor unitário para γ_n .

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \geq 1,00 \quad (6)$$

Em que:

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros.

Outro critério relacionado à geometria, determina que nenhuma seção deve apresentar área inferior a 360 *cm*².

2.4.1.2 Cobrimento

O cobrimento nominal das armaduras é determinado através da soma do cobrimento mínimo e da tolerância de execução. A tolerância de execução visa levar em consideração os desvios dimensionais que poderão ocorrer devido ao controle de qualidade. Em geral, adota-se para a tolerância de execução um valor de 10 *mm*, podendo-se reduzir para 5 *mm* caso sejam empregados limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução da estrutura. Na Tabela 2.1 são apresentados os cobrimentos nominais para as classes de agressividade ambiental admitidas para uma tolerância de execução de 10 *mm*.

Além disso, o cobrimento nominal deve sempre apresentar uma dimensão superior ao diâmetro da barra ou diâmetro do feixe de barras (quando aplicável).

As classes de agressividade ambiental, utilizadas para a avaliação do cobrimento necessário, visam avaliar o risco de deterioração da estrutura, empregando-se para determinadas estruturas

sujeitas à ambientes mais agressivos maiores valores de cobrimento. A classificação quanto a agressividade pode ser observada na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 – Cobrimento nominal para uma tolerância de execução de 10 mm para estruturas de concreto armado

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da norma)			
	I	II	III	IV ^(b)
Cobrimento nominal [cm]				
Laje ^(a)	20	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50
Em contato com o solo ^(c)	30		40	50

- (a) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas exigências apresentadas no item 7.4.7.5 da norma, respeitando um cobrimento nominal maior ou igual a 15 mm;
- (b) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV;
- (c) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal maior ou igual a 45 mm;
- (d) Caso o concreto empregado seja de uma classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos apresentados nesta tabela podem ser reduzidos em até 5 mm;
- (e) Esta tabela foi construída considerando uma tolerância de execução de 10 mm. Caso seja empregado uma tolerância de 5 mm, pode ser feito o desconto de 5 mm nos valores apresentados.

(fonte: adaptado de NBR 6118, 2014)

Tabela 2.2 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^(a,b)	Pequeno
III	Forte	Marinha ^(a)	Grande
		Industrial ^(a,b)	
IV	Muito forte	Industrial ^(a,c)	Elevado
		Respingos de maré	

- (a) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura);
- (b) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes de estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove;
- (c) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(fonte: adaptado de NBR 6118, 2014)

2.4.1.3 Armaduras longitudinais

A taxa de armadura longitudinal, ρ , deve apresentar uma porcentagem de no máximo 8 % da área de concreto da seção transversal, devendo-se considerar inclusive a sobreposição de armaduras nas regiões de emenda (armadura dos tramos inferior e superior). Além disso, necessita atender ao limite inferior, cujo resultado é apresentado pela Equação (7), devendo-se sempre apresentar um valor superior a 0,4 %.

O diâmetro das barras não deve ser superior a um oitavo da menor dimensão da seção e nem inferior a 10 *mm*.

$$\rho_{min} = 0,15 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \nu \geq 0,40 \% \quad (7)$$

Em que:

ν é a força normal adimensional.

Devem ser posicionadas armaduras longitudinais em cada vértice da poligonal de concreto, atendendo ao critério limite de 40 *cm* para o espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais ou duas vezes a menor dimensão da seção.

O espaçamento, definido como a distância livre entre a face de duas barras, deve ser maior ou igual ao maior dos seguintes valores: 20 *mm*; diâmetro da barra, do feixe ou da luva ou 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Essa análise de espaçamento deve ser empregada somente fora das regiões de emendas.

2.4.1.4 Armaduras transversais

Neste trabalho, serão avaliados somente os efeitos de esforços normais nos pilares, pois os esforços são oriundos de uma flexo-compressão oblíqua, que resulta em uma força axial atuando conjuntamente com um momento que pode ter decomposição nos dois eixos principais da seção. Caso o pilar analisado apresente esforços tangenciais, a peça deverá ser avaliada também quanto aos estados-limites tangencias possíveis associados, devendo-se dimensionar as armaduras transversais para tais efeitos.

As barras longitudinais devem ser amarradas pelos estribos, a fim de manter fixa a posição durante a concretagem, servindo também de medida contra flambagem das armaduras. Além disso, os estribos também absorvem eventuais esforços transversais nas regiões de emendas por transpasse.

O diâmetro dos estribos não deve ser inferior a 5 mm e nem um quarto do diâmetro das armaduras longitudinais ou do diâmetro equivalente do feixe.

Empregando-se os estribos para atender aos requisitos construtivos e de segurança supracitados, deve-se empregar um espaçamento entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, menor ou igual ao menor dos seguintes valores: 20 cm ; menor dimensão da seção ou doze vezes o diâmetro da armadura longitudinal (para aço CA-50).

Os estribos poligonais garantem que não ocorra a flambagem das armaduras longitudinais localizadas em seus cantos, e, também, das armaduras localizadas até uma distância máxima de vinte vezes o diâmetro do estribo, partindo-se de um dos cantos, se nesse trecho máximo admissível não houver mais de duas barras (sem contar a do canto). Ou seja, deve-se verificar a distância máxima e se existe no máximo duas barras no trecho protegido. Caso as condicionantes não sejam atendidas, devem ser empregados estribos suplementares envolvendo as barras longitudinais desprotegidas.

2.4.2 Esbeltez e avaliação dos esforços locais de segunda ordem

Da análise global de segunda ordem de uma estrutura, são obtidos somente os esforços na extremidade das peças, devendo-se fazer uma análise local de cada elemento isoladamente do resto da estrutura. Essa análise objetiva verificar os efeitos locais de segunda ordem ao longo das peças comprimidas, que pode ser efetuada através do método geral ou por métodos simplificados em algumas situações.

2.4.2.1 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é uma quantidade física que avalia o quão suscetível uma barra é a sofrer flambagem. Dito de outra maneira, pode estimar com que facilidade uma coluna irá encurvar em relação ao eixo de maior dimensão. A NBR 6118 (2014) apresenta a Equação (8) para o

cálculo do índice de esbeltez. Com relação à esbeltez, os pilares podem ser classificados como curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (8)$$

Em que:

l_e é o comprimento equivalente do pilar que deve ser igual ao menor dos valores obtidos empregando-se as Equações (9) e (10). Caso o pilar seja engastado na base e livre no topo, o valor de l_e deve ser igual a $2l$, onde l é a distância entre os eixos dos elementos aos quais o pilar está vinculado;

i é o raio de giração da seção transversal.

$$l_e = l_0 + h \quad (9)$$

Em que:

l_0 é a distância entre as faces dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal, medida no plano de análise. Essa avaliação deve ser feita para os dois eixos.

$$l_e = l \quad (10)$$

O raio de giração, i , da seção transversal pode ser obtido pela Equação (11). Vale observar que essa equação apresenta o resultado particularizado para uma seção retangular.

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (11)$$

Damas (2015) indica que os pilares curtos não necessitam considerar os esforços de segunda ordem, pois o aumento dos esforços considerando a teoria de segunda ordem é irrelevante. Ainda conforme a mesma autora, nos pilares moderadamente esbeltos (com maior índice de esbeltez que os curtos) os efeitos oriundos de uma teoria de segunda ordem não podem ser

desprezados, entretanto, admitem-se teorias simplificadas para a sua avaliação. Já nos pilares muito esbeltos, os efeitos de segunda ordem tomam uma elevada importância na análise da estabilidade, portanto, não podem ser estudados por metodologias simplificadas, devendo-se nestes casos partir para uma abordagem mais rigorosa que leve em consideração as não linearidades (física e geométrica) de maneira não aproximada. Em geral, nas edificações convencionais, são encontrados pilares curtos ou moderadamente esbeltos.

Na NBR 6118 (2014) é apresentado o limite de esbeltez λ_1 que quantifica a partir de qual valor devem ser considerados os efeitos de segunda ordem. Os pilares que apresentarem valores de índice de esbeltez abaixo desse limite, podem desprezar os efeitos locais de segunda ordem. O valor de λ_1 é obtido a partir do emprego da Equação (12), observando-se que os fatores envolvidos são a excentricidade relativa de primeira ordem na extremidade onde ocorre o momento de primeira ordem de maior valor absoluto, vinculação do pilar e a forma do diagrama de momentos de primeira ordem. Sendo $35 \leq \lambda_1 \leq 90$.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (12)$$

Em que:

$\frac{e_1}{h}$ é a excentricidade relativa de primeira ordem na direção de análise;

α_b é um coeficiente que leva em consideração a vinculação e condições de carregamento.

O valor do coeficiente α_b para os casos de pilares biapoiados sem cargas transversais é obtido a partir do emprego a Equação (13), sendo $1,00 \geq \alpha_b \geq 0,40$.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (13)$$

Em que:

M_A e M_B são os momentos de extremidade do pilar, correspondentes à análise de primeira ordem nos casos de estruturas de nós fixos e os momentos totais (considerando-se os esforços de segunda ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. O valor de M_A será o maior

valor absoluto ao longo do pilar e M_B terá valor positivo se tracionar a mesma face que M_A , em caso contrário, terá valor negativo.

Para os pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura deve-se adotar $\alpha_b = 1,0$.

Já os casos de pilares em balanço, o coeficiente α_b é calculado pela Equação (14), sendo $1,00 \geq \alpha_b \geq 0,85$.

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (14)$$

Em que:

M_A é o momento de primeira ordem no engaste e M_C é o momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

Nos casos em que o momento apresentado seja menor que o mínimo, tanto para pilares biapoiados quanto em balanço, α_b deve apresentar valor unitário. O momento mínimo é apresentado na Equação (15) e tem o objetivo de avaliar o efeito das imperfeições locais nos pilares.

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (15)$$

Em que:

h é a dimensão do pilar na direção considerada, em metros.

Na Tabela 2.3 é apresentado um resumo das considerações para a verificação de pilares conforme sua esbeltez e dos métodos de avaliação aplicável para cada situação. Vale observar que o principal parâmetro de classificação é o índice de esbeltez.

Da análise da Tabela 2.3 verifica-se que o método geral é obrigatório para pilares com $\lambda > 140$, observando-se que o coeficiente de majoração das ações sofre um ajuste em função da esbeltez do pilar, devendo-se obrigatoriamente considerar a fluência para $\lambda > 90$. Além disso, para $\lambda < 90$ admite-se o emprego dos métodos simplificados de pilar-padrão com curvatura aproximada e pilar-padrão com rigidez aproximada que tratam a não linearidade geométrica de forma

aproximada. Para esbeltezes intermediárias em que $90 < \lambda \leq 140$ é admitido a aplicação do método do pilar-padrão desde que se utilize para a curvatura da seção crítica os valores obtidos em diagramas momento fletor-força normal-curvatura específicos para o caso. Por fim, a norma não admite que nenhum pilar apresente $\lambda > 200$.

Tabela 2.3 – Recomendações da NBR 6118 (2014) para pilares quanto as metodologias de projeto

Índice de esbeltez	Desprezar os efeitos locais de segunda ordem	Desprezar o efeito de fluência	Solicitações de projeto	Metodologias Simplificadas			Método Geral
				Pilar-padrão com curvatura aproximada	Pilar-padrão com rigidez adimensional	Pilar-padrão acoplado a diagramas N, M, 1/r	
$\lambda \leq \lambda_1$ (curto)	P	P	γ_f	P	P	P	P
$\lambda_1 < \lambda \leq 90$ (medianamente esbelto)	NP						
$90 < \lambda \leq 140$ (esbelto)		NP	NP	NP			
$140 < \lambda \leq 200$ (excessivamente esbelto)		$\gamma_f \cdot \gamma_{n1}^{(1)}$	NP	NP	NP		

P: Permitido;
NP: Não permitido;
(1): $\gamma_{n1} = 1 + \left[\frac{0,01(\lambda - 140)}{1,4} \right]$.

(fonte: adaptado de Pastore, 2020)

2.4.2.2 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Conforme apresentado pela NBR 6118 (2014) o método do pilar-padrão com curvatura aproximada é aplicável em pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica constante ao longo do seu eixo.

O momento total máximo é calculado a partir da Equação (16) na qual a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal e a não linearidade física, através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (16)$$

Em que:

$M_{1d,A}$ é o momento de projeto de primeira ordem do momento M_A ;

N_d é o esforço normal de projeto;

$\frac{1}{r}$ é a curvatura aproximada na seção crítica obtida pela Equação (17).

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (17)$$

Em que:

v é a força normal adimensional obtida pela Equação (18).

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (18)$$

Em que:

A_c é a área de concreto da seção.

2.4.2.3 Método do pilar-padrão com rigidez aproximada

Assim como o MCA, o MRA é aplicável em pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica constante ao longo seu eixo. Além disso, há a necessidade de a seção ser retangular.

O momento total máximo é calculado a partir da Equação (19) que faz uma majoração no momento de primeira ordem na qual a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal e a não linearidade física, através de uma expressão aproximada da rigidez.

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa / \nu}} \geq M_{1d,A} \quad (19)$$

Em que:

κ é a rigidez adimensional aproximada obtida através da Equação (20).

$$\kappa = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{N_d \cdot h} \right) \cdot \nu \quad (20)$$

Em que:

$M_{Rd,tot}$ é tomado igual a $M_{Sd,tot}$ em um processo de dimensionamento. Já em um processo de verificação, sendo a armadura conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$.

O procedimento descrito deve ser resolvido de forma iterativa, até que o resíduo de uma iteração com relação a iteração anterior atenda ao critério de parada previamente estabelecido.

Alternativamente, pode-se resolver o problema através de uma formulação direta para o caso de dimensionamento através das Equações (21) e (22).

$$A \cdot M_{Sd,tot}^2 = B \cdot M_{Sd,tot} + C = 0$$

$$\text{onde } \begin{cases} A = 5h \\ B = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \\ C = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \end{cases} \quad (21)$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4A \cdot C}}{2A} \quad (22)$$

2.4.2.4 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas momento fletor-força normal-curvatura

Este método foi introduzido por França (1991) e aplica-se aos casos em que $\lambda \leq 140$. É admitida a aplicação do método do pilar-padrão desde que sejam consideradas na determinação dos esforços locais de segunda ordem para a curvatura da seção crítica os valores obtidos de diagramas de momento fletor-força normal-curvatura específicas para o caso. Esse método, assim como os anteriores, é aproximado e aplicável em casos de seção e armadura constante ao longo da altura do pilar.

A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal e a não linearidade física, através da rigidez secante obtida através da linearização do diagrama momento fletor-força normal-curvatura.

2.4.2.5 Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua

Quando se tem uma flexão composta oblíqua em uma seção retangular e os dois eixos principais da seção apresentam $\lambda < 90$, podem ser aplicados os métodos aproximados de MCA e MRA nas duas direções, analisando-se isoladamente cada direção. Como a rigidez e a esbeltez podem ser diferentes nos dois eixos, os resultados da distribuição de momentos totais (primeira e segunda ordem) podem ser diferentes. Dessa forma, após obtida a distribuição dos momentos, deve-se verificar se a composição desses momentos resulta internamente à envoltória de momentos resistentes para a situação específica. Esta verificação pode ser efetuada em somente três seções, a saber, as duas de extremidade e uma intermediária em que se admite atuar concomitantemente os momentos totais de projeto nas duas direções principais.

2.4.2.6 Método geral

A NBR 6118 (2014) expõe que o método geral consiste na análise não linear de segunda ordem efetuada com a discretização adequada do elemento do pilar, considerando a relação momento-curvatura real em cada seção e considerando a não linearidade geométrica de maneira não aproximada. Portanto, tal método, apresenta resultados mais precisos que os obtidos com o emprego dos métodos simplificados. Essa metodologia torna-se obrigatória para $\lambda > 140$, podendo ser aplicada para qualquer valor de λ e para qualquer forma de seção transversal que respeite os critérios dimensionais e construtivos dos pilares. Além disso, a armadura, os esforços aplicados e as dimensões da peça podem ser variáveis ao longo do comprimento, o que torna o método aplicável em muitas situações de projeto.

Como apresentado por Scadelai (2004) o método envolve equações diferenciais que em geral não apresentam solução conhecida, portanto, é necessário o emprego de soluções aproximadas para o cálculo, por exemplo, os métodos iterativos de carregamento ou excentricidade incremental. Devido aos processos necessitarem um considerável esforço de cálculo, seu emprego deve ser feito a partir de uma aplicação numérico-computacional. Essencialmente, o

método busca avaliar o comportamento das estruturas de concreto armado, à medida que se dá um incremento gradual no carregamento ou na excentricidade da barra, avaliando-se a resposta por etapas.

O método geral pode ser aplicado através de incrementos progressivos, sendo possível dar diferentes abordagens na solução do problema, que podem ser:

- Método geral aplicando carregamentos progressivos: são realizados acréscimos de carga, e, para cada etapa, é calculado o deslocamento correspondente de uma determinada seção que corresponde ao deslocamento característico do efeito de segunda ordem (que serve para o cálculo da etapa posterior). Quando o valor de carregamento aproximar-se de uma assíntota, determina-se o valor do carregamento crítico. Neste tipo de análise é obtido o chamado diagrama carga x deslocamento;
- Método geral aplicando acréscimos de excentricidade: ao invés de excentricidade constantes e variação do módulo da força aplicada, utilizam-se cargas constantes e são variados os valores das excentricidades de primeira ordem. Quando o valor da excentricidade aproximar-se de uma assíntota, determina-se o valor da excentricidade crítica. Neste tipo de análise é obtido o chamado diagrama excentricidade x deslocamento;
- Método geral a partir do equilíbrio: esta é a abordagem empregada neste trabalho. É feita a verificação da segurança contra o estado-limite de instabilidade, a partir da análise da ação do carregamento de projeto ou excentricidade de projeto, para avaliar se os deslocamentos das seções analisadas correspondem a uma configuração estável de equilíbrio. Dessa forma, é verificado se o deslocamento em uma seção de referência corresponde a uma configuração estável, calculando-se somente um ponto do diagrama ação x deslocamento. Conforme aponta Scadelai (2004), pode-se dizer que o método geral consiste em se aplicar diversas vezes o método geral a partir do equilíbrio.

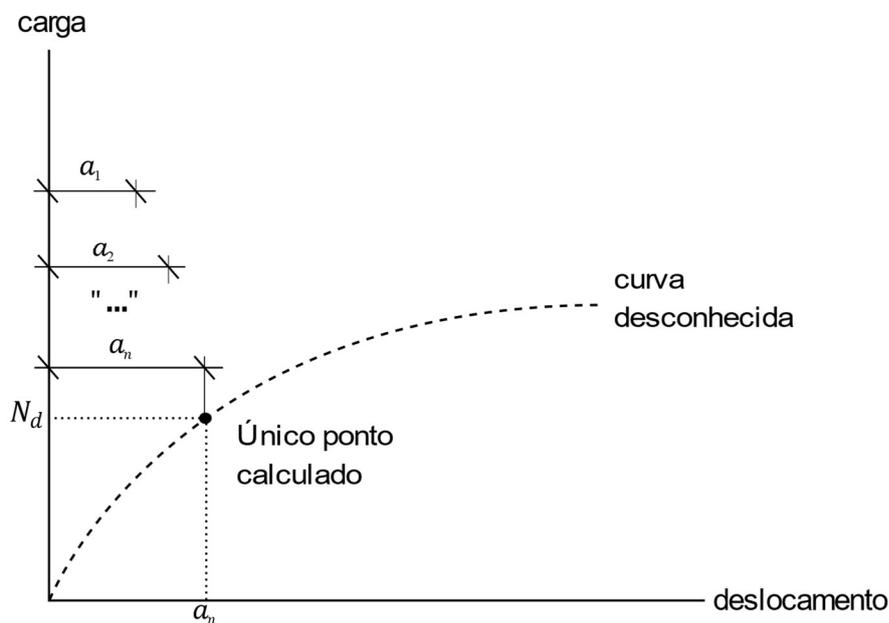
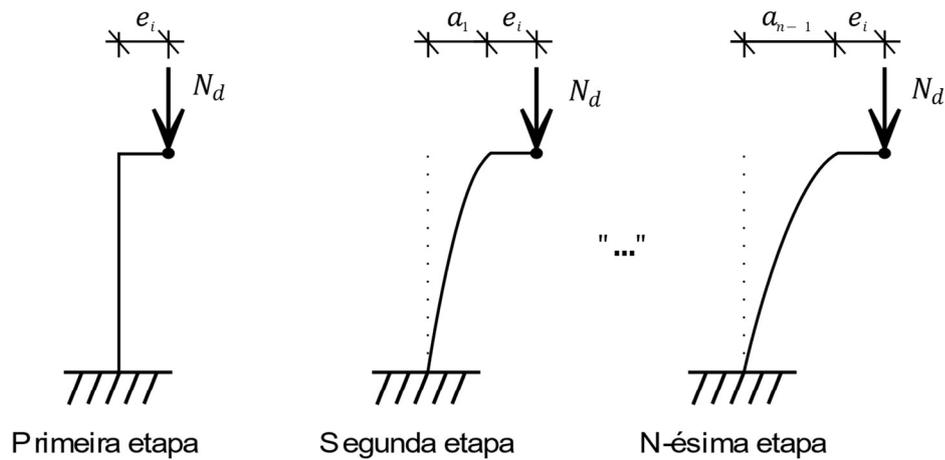
A Figura 2.7 ilustra esquematicamente o método do equilíbrio, onde inicialmente se faz a verificação para a configuração indeformada do pilar e nas etapas sucessivas são considerados os deslocamentos dos passos anteriores e avaliado a convergência assintótica do processo. Caso a sequência seja convergente, verifica-se a estabilidade e sabe-se que está abaixo da carga crítica, pois não foi atingido nenhum estado-limite.

A NBR 6118 (2014) preconiza que na análise estrutural com os efeitos de segunda ordem, para as combinações mais desfavoráveis das ações de projeto, não deva ocorrer a perda da estabilidade nem o esgotamento da capacidade resistente de cálculo. Para a análise da instabilidade, a avaliação da deformabilidade dos elementos deve ser realizada considerando uma tensão de pico do concreto igual a $1,10f_{cd}$ no diagrama tensão-deformação parábola-retângulo e, do aço, f_{yd} , com os coeficientes de ponderação utilizados para o estado-limite último. Essa consideração da tensão de pico do concreto para a avaliação da deformabilidade já inclui o efeito de carga mantida (Rüsch). Portanto, a norma exige duas verificações, uma feita à nível de seção transversal com uma tensão máxima igual a $0,85f_{cd}$, e, outra, com uma tensão de pico igual a $1,10f_{cd}$ para a análise dos deslocamentos do pilar e avaliação da ruptura por instabilidade, sendo a carga última de projeto a menor encontrada nas duas verificações.

Campos Filho (2014) argumenta que a aplicação do método exato a partir do equilíbrio segue as seguintes etapas:

- Calcular as solicitações ao longo do eixo do pilar, a partir de uma configuração deformada;
- Conhecidas as solicitações em uma seção, calcular a curvatura correspondente;
- Integrar as curvaturas das diferentes seções, ao longo do pilar, para obter os deslocamentos laterais.
- Através da analogia de Mohr, pode-se desenvolver a integração das curvaturas para determinação dos deslocamentos, a partir da identificação da semelhança entre a equação da linha elástica e a equação do relacionamento entre a carga aplicada, a força cortante e o momento fletor que possuem a mesma forma. Na seção de metodologia serão apresentadas as expressões empregadas que permitiram avaliar as curvaturas, os esforços de segunda ordem e os deslocamentos das seções.

Figura 2.7 – Procedimento de cálculo do método geral a partir do equilíbrio



(fonte: elaborada pelo autor)

2.4.2.7 Método do equilíbrio

A partir da experimentação, pode-se constatar que sob a ação de carregamentos crescentes, as barras retas axialmente comprimidas atingem um estado-limite, denominado instabilidade na compressão axial, em que a forma reta de equilíbrio é instável, sendo a forma estável de equilíbrio no regime elástico uma configuração fletida. A carga correspondente à tal estado-limite é denominada carga crítica, ou carga de flambagem. Caso se esteja analisando a barra acima do limite de proporcionalidade, ou seja, não existe mais a elasticidade linear do material, para uma carga acima da crítica, a mudança da forma do equilíbrio corresponde a um

comportamento instável e a forma fletida é impossível. Além disso, para os materiais estruturais, tais como o aço e o concreto, a instabilidade é um ELU, pois a barra apresenta deslocamentos consideráveis para cargas ligeiramente superiores à crítica, portanto, resultando na ruptura por flexão composta (FUSCO, 1981).

O método do equilíbrio consiste em verificar se para um dado carregamento os deslocamentos das seções (conforme a discretização empregada) resultam em uma situação de estabilidade. Dessa forma, em conjunto com o método geral, busca-se iterativamente calcular as solicitações (de segunda ordem) ao longo do pilar a partir da sua configuração deformada, atualizando os valores de curvaturas e deslocamentos a cada iteração, avaliando se o equilíbrio é mantido até a convergência do processo.

2.5 ESFORÇOS RESISTENTES NA FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

No caso de uma flexão composta oblíqua, uma seção de concreto armado sujeita às solicitações normais, irá apresentar esforços resistentes (normal e dois momentos) que podem ser obtidos por integração das tensões para uma dada condição de deformação, conforme apresentado pelas Equações (23), (24) e (25).

$$M_{Rx^*} = \int_{Ac} \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot y^* \cdot dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_s(\varepsilon_i) \cdot y_i^* \quad (23)$$

Em que:

x^* e y^* são os eixos baricêntricos rotacionados de um certo ângulo que faz com que o eixo x^* fique paralelo à linha neutra, com o sentido positivo do eixo y^* no sentido da fibra mais comprimida da seção;

Ac é a área de concreto comprimida. No ELU a NBR 6118 (2014) recomenda desprezar a área de concreto tracionada para o equilíbrio da seção;

σ_c é a tensão no concreto para uma dada deformação;

n é o número total de barras, que é empregado no somatório para considerar de forma discreta a parcela de esforço correspondente a cada barra;

A_{si} é a área de cada armadura;

σ_s é a tensão no aço para uma dada deformação.

$$M_{Ry^*} = \int_{Ac} \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot x^* \cdot dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_s(\varepsilon_i) \cdot x_i^* \quad (24)$$

$$N_R = \int_{Ac} \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_s(\varepsilon_i) \quad (25)$$

A integração da parcela dos esforços correspondentes ao concreto pode ser obtida por diversas metodologias, sendo as mais comuns, o processo das malhas, o processo da integração numérica e o processo da poligonal com integração numérica ou analítica.

O processo das malhas consiste em discretizar a seção em muitos elementos, de modo que a tensão em cada elemento possa ser idealizada constante, sendo os esforços obtidos pelo somatório dos pontos discretos. A qualidade desse processo é dependente do tamanho da discretização empregada.

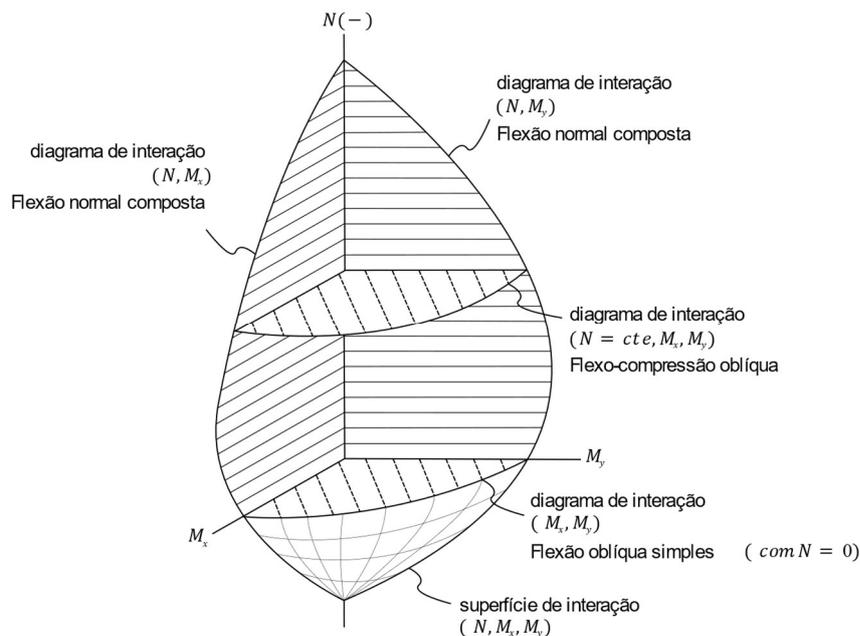
As integrais também podem ser solucionadas numericamente, caracterizando o processo de integração numérica, através da aplicação de pontos de Gauss em uma área retangular que circunscreva a seção, e, através de um esquema de integração gaussiano, a integral é resolvida de forma numérica. Conforme apontado por Cadamuro Júnior (1997) este método pode ser muito preciso, porém há um elevado custo computacional associado.

O processo da poligonal é o mais empregado na prática, citando-se os trabalhos de França (1984), Cadamuro Júnior (1997) e Campos Filho (2014) como exemplos de aplicação. Neste trabalho, foi empregado esse método, com integração analítica, que consiste basicamente em obter uma expressão fechada aplicando o teorema de Gauss-Green à superfície de análise, transformando a integral de área em uma integral de linha. Dessa forma, deve ser conhecida a expressão que define o diagrama tensão-deformação. Uma outra possibilidade, pode ser empregar um método numérico de integração, aplicável a qualquer diagrama tensão-deformação, mas que apresenta um custo computacional expressivo.

2.6 SUPERFÍCIES DE INTERAÇÃO

No caso de uma flexão composta oblíqua, os esforços resistentes em uma seção apresentarão componentes de momento fletor nos dois eixos principais da seção, além de apresentar também esforço normal. Da combinação desses esforços resistentes, que são resultado da geometria da peça, distribuição de armaduras e propriedades dos materiais, pode-se montar uma superfície de interação, que se trata de uma envoltória de possibilidades de esforços que serão admissíveis caso estejam dentro ou sobre a superfície. Um caso genérico de superfície de interação é apresentado na Figura 2.8 que representa as situações de ELU de equilíbrio (em que haverá o encurtamento máximo do concreto e/ou o alongamento plástico excessivo das armaduras) nessa seção.

Figura 2.8 – Superfície de interação genérica



(fonte: adaptado de Fusco, 1981)

3 ENGENHARIA DE INCÊNDIO APLICADA ÀS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O objetivo desta seção é dar uma ideia geral sobre a engenharia de incêndio aplicada às estruturas de concreto armado e apresentar a metodologia simplificada de verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio que será empregada nas análises de confiabilidade, além de apresentar os critérios normativos nacionais para as estruturas de concreto armado em situação de incêndio, sendo dado um enfoque nos pilares. As outras metodologias existentes, que permitem analisar os elementos estruturais sujeitos ao fogo, serão apresentadas de maneira simplificada.

3.1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios das construções, a ocorrência de um incêndio é uma preocupação. Mesmo sendo de rara ocorrência, esse evento deve ser considerado nos projetos, devendo-se atender aos critérios normativos aplicáveis, além de efetuar às análises pertinentes relacionadas à sua ocorrência. A grande dificuldade na previsão do comportamento das estruturas nessa situação, se dá pela elevada aleatoriedade das variáveis e imprevisibilidade dos possíveis cenários.

Em uma situação de incêndio, o princípio fundamental é de que a construção não colapse prematuramente, devendo-se atingir um determinado tempo de sobrevivência para que os ocupantes consigam deixar a edificação. A NBR 15200 (2012) apresenta o termo TRRF, que determina o tempo mínimo de resistência que um elemento estrutural deve resistir quando sujeito ao incêndio padrão, cujo objetivo é impedir que neste tempo sejam comprometidas as funções estruturais, além de impedir a propagação de chamas. Tais características, são denominadas funções de suporte e corta-fogo. Dessa forma, os elementos deverão ser analisados através das metodologias aplicáveis, devendo-se sempre atender ao TRRF. Quanto à determinação do TRRF, as metodologias pertinentes na determinação para cada tipo de construção encontram-se nas NBR 14432 (2001), NBR 9077 (2001) e NBR 15200 (2012).

Há diversas medidas de proteção que podem combater o incêndio, ou seus produtos (calor, chama e fumaça), tais como *sprinklers*, hidrantes e extintores. Neste trabalho, para as análises de confiabilidade, admite-se que o incêndio esteja totalmente desenvolvido, ou seja, parte-se da hipótese que tais medidas sejam inexistentes ou tenham falhado. Tais medidas de proteção podem ser classificadas em:

- Proteção passiva: trata-se de medidas que visam ganhar tempo para a evacuação da edificação. Citam-se como exemplos: a compartimentação, o controle de fumaça, a escolha de materiais, as saídas de emergência e a separação entre edificações;
- Proteção ativa: servem de complemento às medidas passivas, e é composta de equipamentos e instalações prediais, podendo ser de acionamento manual ou automático em uma situação de incêndio. Citam-se como exemplos: o controle de ocorrência de fumaça, a iluminação e sinalização de emergência, a detecção e alarme de incêndio e a extinção de incêndio (extintores e *sprinklers*).

Desde os primeiros estudos sobre o concreto armado exposto às altas temperaturas, realizados no século passado, foi possível observar que o material compósito possui um bom comportamento, graças à incombustibilidade e baixa condutividade térmica (BAMONTE e LOMONTE, 2015).

Com relação à modelagem do problema termoestrutural, sua análise pode ser dividida em um modelo matemático do incêndio, que consiste na análise térmica, e na análise estrutural. Os modelos matemáticos do incêndio podem ser obtidos por curvas padronizadas tais como a ISO 834 e ASTM E-119, curvas paramétricas, curvas de incêndios localizados, modelos de zona ou através de modelos de fluidodinâmica computacional. Já com relação à análise estrutural, pode ser desenvolvida para um elemento isolado, parte de um pórtico ou pórtico completo com a possibilidade de simulação de um colapso progressivo. Vale observar que as simulações mais realísticas do incêndio não são adequadas à uma análise de elementos isolados, assim como as curvas padronizadas não são adequadas para uma análise global da estrutura como no caso de um colapso progressivo, pois o nível de refinamento do modelo do incêndio não é compatível para assegurar a consistência da metodologia de análise estrutural (COSTA, 2008).

Tanto o aço, quanto o concreto, acabam perdendo eficiência em situação de incêndio, pois as propriedades mecânicas são reduzidas. Em geral, o entendimento das causas destes fenômenos

é complexo, pois estão relacionados a uma série de fenômenos físicos e químicos. Por simplicidade, pode-se dar uma abordagem normativa ao problema, tratando a resistência reduzida como uma função da temperatura, aplicando-se um coeficiente degradador que varia de um a zero, conforme será visto nas próximas seções.

3.2 MODELOS DE INCÊNDIO

Os efeitos térmicos, que em uma situação de incêndio correspondem a uma ação de caráter excepcional, são originados pelos fluxos de calor por radiação e por convecção nos elementos estruturais. O fluxo de calor por radiação é oriundo da variação de temperatura existente entre as chamas e a superfície dos elementos. Já o fluxo de calor por convecção, é originado da diferença de densidade entre os gases do ambiente. Dessa forma, o calor gerado por esses fenômenos será transferido à estrutura exposta ao ambiente com elevação de temperatura, e tais efeitos térmicos terão influência no equilíbrio da estrutura (COSTA, 2008).

Costa (2008) elenca que os principais fatores na avaliação da magnitude de um incêndio são:

- Carga de incêndio ou tipo de combustível: trata-se do material combustível que se encontra no compartimento. A NBR 14432 (2001) apresenta como a estimativa deste parâmetro pode ser feita;
- Geometria do compartimento: trata-se das dimensões físicas do compartimento sujeito ao fogo;
- Ventilação: originada pelas aberturas, por exemplo, portas e janelas;
- Propriedades térmicas dos materiais: parâmetros físicos.

A modelagem da temperatura do ambiente com o passar do tempo em uma situação de incêndio, objetiva quantificar os fenômenos térmicos e quando é feita através de uma expressão analítica, a curva tempo-temperatura pode ser classificada em: *(i)* curva de incêndio real, *(ii)* de incêndio natural ou *(iii)* de incêndio padrão. Os principais fatores dessas curvas são a taxa de aquecimento, a temperatura máxima do incêndio, a duração do incêndio e a fase de resfriamento (*fib* Bulletin 38, 2008).

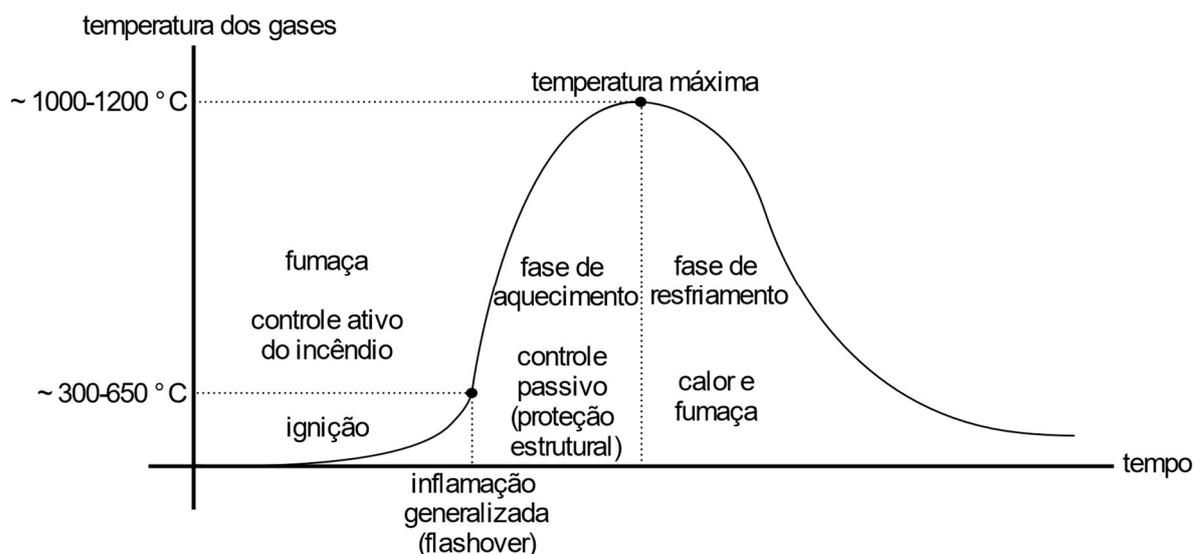
3.2.1 Curva de incêndio real

Como em situações reais, os parâmetros de carga de incêndio, geometria do compartimento, local de início do incêndio, condições climáticas, medidas de prevenção, medidas de proteção contra incêndio, ventilação e propriedades térmicas dos materiais podem assumir configurações quaisquer, logo, jamais serão observadas edificações com os mesmos parâmetros; portanto, pode-se dizer que há uma probabilidade quase nula de existirem dois incêndios iguais (SEITO *et al.*, 2008).

Uma curva temperatura-tempo típica de um incêndio real é apresentada na Figura 3.1, podendo-se observar as seguintes fases típicas:

- **Ignição:** início da inflamação, onde o incêndio inicia localizado com temperaturas ainda baixas, com o início da queima dos materiais, apresentando uma taxa de elevação de temperatura relativamente lenta. Nesta etapa, caso a edificação conte com medidas de proteção contra o incêndio, tais como detectores de calor e fumaça, chuveiros automáticos, brigada de incêndio *etc.*, e, o incêndio seja combatido, a estrutura não necessitará ser vistoriada (LIE, 1992). Caso o incêndio não tenha sido combatido, todo combustível presente no compartimento entrará em ignição através do calor acumulado, e se diz que o incêndio atingiu o ponto de *flashover*, em que há um aumento na taxa de elevação de temperatura, sendo o compartimento tomado pelas chamas;
- **Fase de aquecimento:** nesta etapa o incêndio já tomou grandes proporções e há um aumento de temperatura até atingir a temperatura máxima do incêndio, podendo-se atingir temperaturas acima dos 1000 °C em um incêndio compartimentado (PURKISS e LI, 2014). Esta etapa se estende até o momento em que todo o combustível do compartimento seja queimado, observando-se uma redução do oxigênio do ambiente, e se inicie o processo de resfriamento;
- **Fase de resfriamento:** observa-se uma redução da temperatura dos gases até que retornem a temperatura ambiente. Porém, devido à inércia térmica ainda será possível observar um aumento de temperatura nos elementos estruturais por alguns minutos (PURKISS e LI, 2014).

Figura 3.1 – Curva temperatura-tempo típica de um incêndio real



(fonte: adaptado de Lie, 1992)

3.2.2 Curva de incêndio padrão

Dada a dificuldade de avaliação de uma curva de incêndio real, pois existem muitas variáveis envolvidas, diversas curvas nominais foram propostas no intuito de padronizar o incêndio. Nessa abordagem, empregam-se equações simplificadas ou tabelas para qualquer compartimento independente das condições do incêndio.

Costa e Silva (2006) apresentam as curvas mais empregadas, que são: a curva-padrão (*standard curve*) para incêndios de materiais celulósicos, a curva “H” (*hydrocarbon curve*) para incêndios de hidrocarbonetos e a curva de incêndio externo (*external fire curve*) apropriada para situações em que o fogo pode se propagar para espaços abertos (como paredes e marquises).

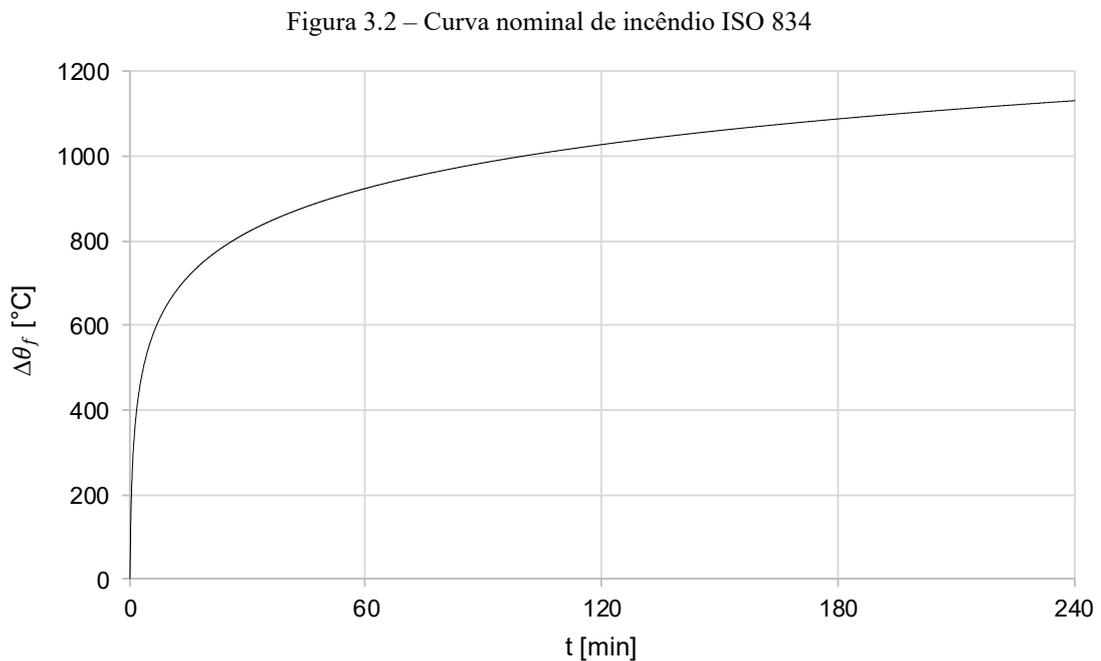
Neste trabalho, foi empregada a curva ISO 834, apresentada em ISO 834 (2014), que representa um incêndio típico em edifícios com combustível celulósico, sendo esta a curva recomendada pela NBR 15200 (2012). A variação da temperatura média dos gases em função do tempo de exposição para a curva ISO 834 é apresentada pela Equação (26), sendo sua representação gráfica apresentada na Figura 3.2. Na prática, esta é a curva mais empregada na verificação de estruturas de edificações mundialmente, e, por este motivo, diversos métodos experimentais e metodologias de cálculo são baseadas nela. Cabe observar que essa curva não apresenta fase de

resfriamento, e dada a modelagem matemática, por apresentar um crescimento logarítmico, seus valores de temperatura serão sempre crescentes.

$$\Delta\theta_f = 345 \log_{10}(480t + 1) \quad (26)$$

Em que:

t é o tempo de exposição, em horas.



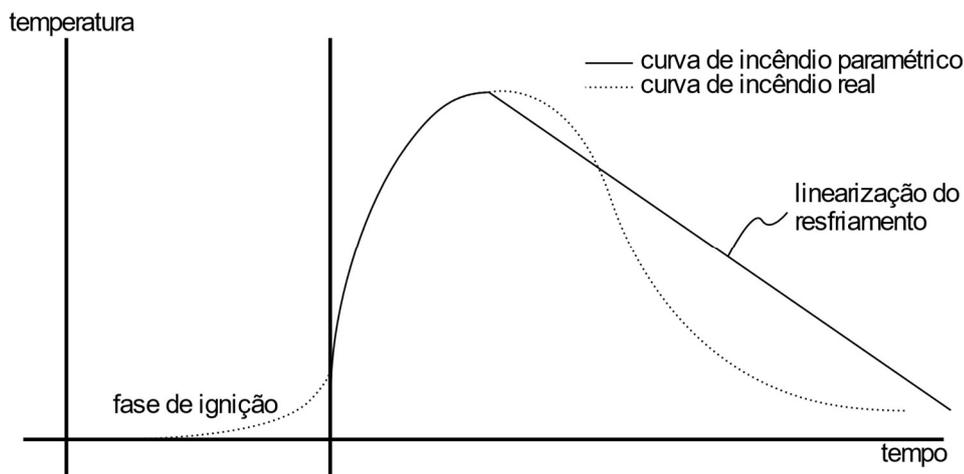
(fonte: elaborada pelo autor)

3.2.3 Curva de incêndio paramétrico

Como apresentado por Ferreira (2019), uma curva de incêndio paramétrico se trata de uma simplificação das condições de um incêndio real, pois é desconsiderada a fase de ignição (que não gera efeitos danosos à estrutura). Além disso, é feita uma linearização da fase de resfriamento. Dessa forma, essas curvas são mais realistas ao representar o incêndio, se comparado ao uso das curvas de incêndio padrão.

Uma comparação de curvas temperatura-tempo típicas de um incêndio real e de um paramétrico são apresentadas na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Comparação das curvas de incêndio paramétrico e real



(fonte: adaptado de Silva, 1997)

Silva (2004) afirma que as curvas paramétricas são adequadas aos métodos avançados de projeto, pois resultam em uma análise mais refinada dada a melhor representação da variação das temperaturas do ambiente.

Visando obter o mesmo efeito que o de um incêndio real, pode-se expor a estrutura a um dado tempo, denominado tempo efetivo, que teoricamente teria o mesmo efeito.

Neste tipo de curva, podem ser observados dois trechos, o de aquecimento e o de resfriamento linear dos gases. Não será apresentada nenhuma curva específica desta natureza, pois no presente trabalho não foi empregada essa abordagem. Para uma avaliação de algumas curvas disponíveis na literatura, recomenda-se a leitura de Costa (2008), Purkis e Li (2014) e Wickström (2016).

3.3 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

As estruturas de concreto armado são sensíveis à exposição ao fogo, pois os materiais têm suas resistências reduzidas com o aumento da temperatura, e, também, pela possibilidade de apresentarem o fenômeno denominado *spalling*, que se trata do lascamento das camadas superficiais de concreto. Devido à dificuldade de liberação dos vapores, podem surgir regiões com pressões elevadas que superam as máximas suportáveis, gerando desagregação dessa região do concreto. Esse fenômeno pode ser explosivo, e é influenciado principalmente pela

poropressão, tensões devidas ao gradiente de temperaturas, diferenças de dilatação e degradação química em temperaturas elevadas (WICKSTRÖM, 2016).

Devido à complexidade do *spalling*, não é possível prevê-lo com modelos matemáticos simples. Dessa forma, nos procedimentos apresentados nas próximas seções, será pressuposto que o *spalling* não ocorra. Para que isso seja coerente, as análises em situação de incêndio serão restritas a concretos de resistência normal, pois nestes, o efeito é menos provável, porque, de forma geral, são observados mais vazios em sua microestrutura.

Na realidade o *spalling* não é diretamente um modo de falha, mas pode levar a algum, devido à aceleração dos efeitos de diminuição de resistência e rigidez que ocorrerão face à exposição das barras de aço. Anderberg (1997) argumenta que se a sobrepressão gerada entre a combinação das tensões térmicas e estáticas ultrapassar o limite de tração do material, ocorrerá a fragmentação, que pode ser explosiva ou mais branda.

As condições de vinculação e continuidade dos elementos também afetam no comportamento da estrutura em situação de incêndio, pois podem ocorrer restrições à expansão além de poder ocorrer certa redistribuição de esforços.

3.3.1 Comportamento do aço

Atualmente, os modelos de previsão do comportamento sob altas temperaturas do aço são mais eficazes que os do concreto. De modo geral, a grande preocupação na situação de incêndio é evitar que as temperaturas nas armaduras de aço atinjam valores em que a resistência seja reduzida consideravelmente, devendo-se proteger as barras contra a exposição às temperaturas superiores a 300 °C, devido a redução da ductilidade do material (FLETCHER *et al.*, 2007). Para reduzir as temperaturas nas barras de aço, pode-se aumentar o cobrimento, ou, até mesmo, empregar algum revestimento na superfície de concreto.

Para o aço, assume-se que a temperatura crítica para armaduras passivas convencionais, em que o aço perderia a capacidade resistente, definida como a temperatura na qual apenas 60 % da resistência permanece e provavelmente ocorreria o colapso, é igual a 538 °C. Já para as armaduras de aço laminadas a quente com elevado teor de carbono, esta temperatura crítica é inferior a 427 °C (FITZGERALD, 1997).

3.3.2 Comportamento do concreto

Como apontado por Ferreira (2019), à temperatura ambiente, o material concreto apresenta um comportamento homogêneo, porém, em elevadas temperaturas, a heterogeneidade é observada, o que dificulta a previsão exata do comportamento. A pasta de cimento hidratada, expande somente em temperaturas iniciais do incêndio, apresentando contração acima do 300 °C. Lomba (2011) afirma que a heterogeneidade no concreto armado ocorre devido às transformações físicas, químicas e mineralógicas, que ocorrem acima dos 100 °C.

O comportamento dos concretos preparados predominantemente com agregados silicosos ou calcários, como apresentado por Mehta e Monteiro (2006), apresentam as seguintes características:

- Silicosos: observa-se uma maior expansão volumétrica por cerca dos 500 °C. Por volta dos 573 °C, observa-se a transformação dos cristais de quartzo α em quartzo β . Após essa mudança de fase, a expansão segue por volta de 0,85 %;
- Calcários: as expansões são semelhantes às dos silicosos somente depois dos 700 °C, por conta dos efeitos da descarbonatação. A dilatação térmica diferencial é menor que nos silicosos, pois se tem uma menor diferença entre os coeficientes de dilatação térmica entre agregado e matriz. Por conta da calcinação do agregado, ocorrerá um retardo na elevação da temperatura devido ao calor absorvido, e será observado uma isolação da superfície, pois o material calcinado apresentará menor massa específica. Como produto da calcinação, também ocorrerão fragmentação dos agregados, lascamentos e liberação de gás carbônico.

A Tabela 3.1 apresenta informações reproduzidas de Klein Júnior (2011), apresentando um resumo do comportamento físico-químico do concreto sob altas temperaturas.

Tabela 3.1 – Alterações físico-químicas no concreto em altas temperaturas

Temperatura aproximada [°C]	Efeitos no concreto
20 - 80	Perda lenta de água nos capilares com redução das forças de coesão. Nesta etapa há um aumento da hidratação do cimento
100	Aumento considerável da permeabilidade
80 - 200	Aumento da taxa de perda de água capilar e água livre
80 - 850	Perda da água unida quimicamente
150	Pico do primeiro estágio de decomposição dos hidratos de silicato de cálcio (CSH)
+ 300	Elevação considerável da porosidade e microfissuração
350	Ruptura de alguns agregados (do tipo seixo rolado)
374	Temperatura limite para a qual não poderá haver água livre
400 - 600	Dissociação do Ca(OH)_2 em CaO e H_2O
573	Expansão dos cristais de quartzo (agregados silicosos)
700	Dissociação do CaCO_3 em CaO e CO_2
720	Segundo pico da decomposição do CSH
800	Degradação dos agregados calcários
1060	Alguns elementos constituintes do concreto começam a sofrer fusão

(fonte: baseado em Klein Júnior, 2011)

3.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

De modo geral, a metodologia prescritiva para verificação de elementos de concreto em situação de incêndio, parte da determinação de uma característica limite, que pode ser um tempo ou temperatura limite.

A NBR 6118 (2014) considera que as estruturas estejam em um ambiente com temperatura igual a 20 °C. Visando considerar os efeitos das altas temperaturas, pode-se aplicar em conjunto às recomendações da NBR 6118 (2014) as diretrizes das NBR 14432 (2001) e NBR 15200 (2012). Nessas normas, que consideram as estruturas em situação de incêndio, estão contidas as recomendações referentes às propriedades dos materiais, métodos de cálculo e exigências de resistência ao fogo.

Na NBR 15200 (2012), é indicado que suas diretrizes são aplicáveis aos concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que 2000 kg/m^3 , e inferior a 2800 kg/m^3 , para concretos do grupo I. Para concretos de classe superior à C50, é recomendado o emprego do EN 1992-1-2 (2004).

3.4.1 Recomendações da NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) indica que não está no seu escopo a declaração dos requisitos exigíveis para evitar os estados-limites gerados por ações devidas ao fogo, informando a necessidade de consulta da NBR 15200 (2012).

Com relação às combinações últimas excepcionais, que podem representar uma situação de incêndio, recomenda-se que em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, com os valores representativos, sendo as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com os valores reduzidos de combinação.

3.4.2 Recomendações da NBR 15200 (2012)

Em conjunto à NBR 6118 (2014), a norma NBR 15200 (2012) verifica a segurança do dimensionamento das estruturas de concreto em situação de incêndio, servindo também às estruturas de concreto pré-moldado, que não serão estudadas nesta dissertação.

De maneira geral, os requisitos de proteção contra incêndio têm como objetivo, reduzir o risco de incêndio, controlar o fogo em estágio iniciais, limitar a área exposta ao fogo, criar rotas de fuga aos usuários da edificação, facilitar as operações de combate ao incêndio e evitar a ruína prematura da estrutura.

Como objetivos gerais da verificação na situação de incêndio, é afirmado que se deve limitar o risco à vida humana, da vizinhança e da propriedade exposta ao fogo, através da demonstração do atingimento das funções corta-fogo (isolamento térmico e estanqueidade à passagem de chamas) e de suporte (evitando tanto um colapso global, quanto um local progressivo). As duas funções citadas, devem ser verificadas sob condições excepcionais de ações, no ELU, admitindo plastificações e ruínas locais que não comprometam a estrutura de forma global.

Uma outra forma de apresentar o TRRF, pode ser a ação correspondente ao incêndio padrão, que é representada pelo intervalo de tempo de exposição ao incêndio padrão. Dessa exposição, cada elemento estrutural apresentará uma distribuição de temperatura, que resulta na alteração de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos, e na

alteração das propriedades mecânicas dos materiais. Tais alterações resultam em uma alteração na capacidade dos elementos estruturais.

Geralmente os esforços devidos ao aquecimento são desprezados, pois à medida que a temperatura no elemento estrutural aumenta, a rigidez diminui, porém a capacidade de adaptação plástica aumenta de maneira proporcional, justificando a não consideração de esforços adicionais.

Para a determinação do carregamento a ser empregado na combinação excepcional, para a avaliação no ELU, podem ser consideradas as seguintes questões:

- Pode-se traduzir a ação do incêndio através da redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos;
- Pode-se desprezar os esforços decorrentes de deformações impostas, devido às grandes deformações na situação de incêndio;
- Pode-se empregar o fator de redução ψ_2 no lugar do fator de combinação ψ_0 , dada a baixa probabilidade de ocorrência de um incêndio. Esses coeficientes são apresentados na NBR 15200 (2012), sendo recomendada a sua leitura para uma explicação mais detalhada.

As estruturas devem ser projetadas para a situação de temperatura ambiente e dependendo de suas características e uso devem ser verificadas em situação de incêndio. Com relação aos métodos para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, a norma recomenda as metodologias apresentadas nas seções a seguir.

3.4.3 Método tabular

O método tabular é o mais simples e direto, pois pode ser aplicado sem programas de computador mais avançados ou ensaios experimentais, que acaba sendo na prática o método mais empregado pelos projetistas.

Na realidade, nenhuma verificação é necessária, devendo-se somente atender às dimensões mínimas apresentadas nas tabelas da norma, para cada tipo de elemento e do TRRF. Além disso,

as dimensões devem estar em consonância às diretrizes apresentadas pela norma NBR 6118 (2014).

As dimensões mínimas apresentadas pelas tabelas determinam a distância necessária entre o centro de gravidade das armaduras de flexão e a face de concreto exposta ao fogo, além das dimensões das seções transversais de pilares, espessura de lajes e largura de vigas.

A norma apresenta apenas critérios a serem atendidos pelas armaduras longitudinais, pois experimentalmente constatou-se que na situação de incêndio geralmente a ruptura ocorre devido à flexão ou flexo-compressão.

3.4.4 Métodos simplificados

Os métodos simplificados partem da verificação dos esforços, devendo-se garantir que o valor da resistência de cálculo seja maior que o valor da solicitação de cálculo na situação de incêndio.

Conforme a NBR 15200 (2012), pode-se admitir a solicitação de cálculo na situação de incêndio como sendo igual a 70 % da solicitação de cálculo em situação normal (à temperatura ambiente), para as combinações de ações que não incluam o vento. Nessa hipótese, é desprezada qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio.

Já o esforço resistente, pode ser obtido da mesma maneira que o obtido para a temperatura ambiente, desde que sejam consideradas as devidas reduções nas propriedades mecânicas dos materiais devido à exposição ao fogo, além de levar em consideração os devidos coeficientes de ponderação para uma verificação em situação excepcional. A distribuição de temperaturas deve ser obtida através de algum programa específico ou conforme algum método apresentado na literatura técnica. Neste trabalho, empregou-se o método de Wickström para a determinação da distribuição de temperaturas.

Conforme apresentado por Albuquerque (2012), após a determinação dos fatores de redução, deve-se adotar tanto para o concreto como para o aço uma resistência média em situação de incêndio, que é obtida distribuindo uniformemente a perda de resistência do material. Para o concreto, a perda de resistência deve ser avaliada na região comprimida (pois a região tracionada é desprezada em ELU), e para o aço, na amadura.

Em outras normas e na literatura podem ser encontrados alguns métodos simplificados que podem ser empregados ao invés do descrito no parágrafo anterior. Citam-se como exemplos os métodos DTU (DTU, 1974), PCI (GUSTAFERRO e MARTIN, 1977), ISE (ISE, 1978), das faixas (HERTZ, 1981) e das isotermas de 500 °C. Nesta dissertação, será empregado o método das isotermas de 500 °C.

3.4.5 Método avançado

Deve apresentar análises mais realísticas, devendo-se representar o melhor possível o problema. Dessa forma, essa classe de método deve ser capaz de representar os esforços indiretos (originados pelas deformações térmicas restringidas), a ação térmica nas propriedades dos materiais e na rigidez, e os efeitos de *spalling*, perda de aderência, entre outros que podem resultar em diferentes modos de colapso (ALBUQUERQUE, 2012).

Como exposto na norma, deve-se considerar a combinação de ações na situação de incêndio conforme apresentado pela NBR 8681 (2003), a redistribuição de esforços, a distribuição de temperatura conforme o TRRF, levando-se em conta todas as não linearidades envolvidas.

De modo a atender aos requisitos, normalmente são empregados métodos numéricos-computacionais, tais como o método de elementos finitos, que permite realizar a análise termoestrutural. Ainda, tais métodos, devem ser validados preferencialmente por ensaios experimentais.

3.4.6 Método experimental

O método experimental, emprega ensaios experimentais para a avaliação da resistência ao fogo. Normalmente, essa avaliação é feita somente em casos especiais, podendo-se considerar um valor maior que os calculados pelas outras metodologias, caso seja comprovada uma resistência superior. Este método é o mais dispendioso, dada a dificuldade de sua execução, além dos custos envolvidos.

3.4.7 Propriedades do concreto armado em altas temperaturas

Diversas propriedades termomecânicas do concreto armado em altas temperaturas sofrem modificações com relação aos valores em temperatura ambiente. Podem ser citadas mudanças na condutividade térmica, no calor específico, na massa específica e na deformação térmica específica do aço e do concreto. Dada a abordagem normativa simplificada do presente trabalho, a avaliação dessas quantidades não foi necessária, entretanto, em modelagens mais complexas dos fenômenos termomecânicos, essas variações não podem ser desprezadas. Recomenda-se a leitura de Costa (2008), Lemos (2011), Albuquerque (2012) e Ferreira (2019) para a avaliação das variações desses parâmetros.

Nas próximas seções serão apresentados os coeficientes redutores de resistência e rigidez para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos e para aços de armaduras passivas laminados a quente e a frio.

3.4.7.1 Fatores de redução do concreto

Com o aumento da temperatura, a resistência característica à compressão do concreto é diminuída, em função de um coeficiente redutor. Este efeito é descrito matematicamente pela Equação (27).

$$f_{ck,\theta} = \kappa_{c,\theta} \cdot f_{ck} \quad (27)$$

Em que:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

$f_{ck,\theta}$ é a resistência característica à compressão do concreto em função da temperatura;

$\kappa_{c,\theta}$ é o coeficiente redutor da resistência característica à compressão do concreto, variável conforme a temperatura.

Os valores de $\kappa_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcáreos podem ser obtidos pela Tabela 3.2, podendo-se fazer uma interpolação linear para obter valores intermediários. A NBR 15200 (2012) apresenta os valores para agregados predominantemente silicosos, recomendando o EN 1992-1-2 (2004)

para a determinação dos valores para concretos preparados com outros agregados, que, neste caso, foi usado para a determinação dos concretos com agregados predominante calcários.

Tabela 3.2 – Valores de $\kappa_{c,\theta}$ para concretos de massa específica normal preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários

Temperatura no concreto [°C]	$\kappa_{c,\theta}$	
	Agregado silicoso	Agregado calcáreo
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	0,95	0,97
300	0,85	0,91
400	0,75	0,85
500	0,60	0,74
600	0,45	0,60
700	0,30	0,43
800	0,15	0,27
900	0,08	0,15
1000	0,04	0,06
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

(fonte: adaptado de NBR 15200, 2012 e EN 1992-1-2, 2004)

3.4.7.2 Diagrama tensão-deformação do concreto

O diagrama tensão-deformação para o concreto comprimido em temperaturas elevadas é apresentado pela Equação (28).

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \cdot \frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (28)$$

Em que:

$\sigma_{c,\theta}$ é a tensão à compressão do concreto em função da temperatura, em Megapascal;

$f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão do concreto em função da temperatura, em Megapascal;

$\varepsilon_{c,\theta}$ é deformação linear específica do concreto em função da temperatura (variável independente da função), adimensional;

$\varepsilon_{c1,\theta}$ é a deformação linear específica do concreto correspondente à resistência máxima do concreto em função da temperatura, adimensional.

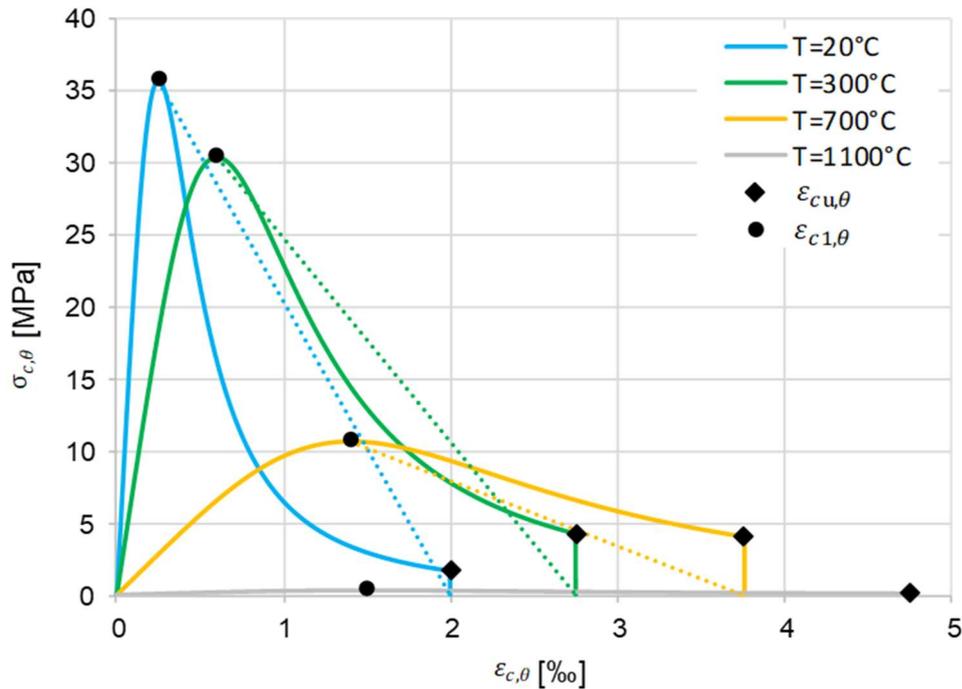
O diagrama é caracterizado por um ramo inicial ascendente até atingir o valor de pico (dando como entrada a deformação $\varepsilon_{c1,\theta}$), seguido de um ramo descendente que vai até o valor de deformação linear específica última do concreto em altas temperaturas, $\varepsilon_{cu,\theta}$. Alternativamente, o ramo que vai do valor de pico até a deformação última, pode ser modelado por uma reta. Na Tabela 3.3 são apresentados os valores de $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ em função da temperatura elevada e na Figura 3.4 são apresentadas algumas curvas de projeto de diagramas tensão-deformação do concreto para valor de f_{ck} igual a 50 MPa para alguns valores de temperatura.

Tabela 3.3 – Determinação de $\varepsilon_{c1,\theta}$ e $\varepsilon_{cu,\theta}$ em função da temperatura

Temperatura no concreto [°C]	$\varepsilon_{c1,\theta}$ [‰]	$\varepsilon_{cu,\theta}$ [‰]
20	0,25	2,00
100	0,35	2,25
200	0,45	2,50
300	0,60	2,75
400	0,75	3,00
500	0,95	3,25
600	1,25	3,50
700	1,40	3,75
800	1,45	4,00
900	1,50	4,25
1000	1,50	4,50
1100	1,50	4,75
1200	1,50	-

(fonte: adaptado de NBR 15200, 2012)

Figura 3.4 – Relação constitutiva do concreto comprimido em função da temperatura



(fonte: elaborada pelo autor)

3.4.7.3 Fatores de redução do aço

Com o aumento da temperatura, a resistência característica à compressão e à tração do aço para armaduras passivas é diminuída, em função de um coeficiente redutor. Este efeito é descrito matematicamente pela Equação (29).

$$f_{yk,\theta} = \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk} \quad (29)$$

Em que:

f_{yk} é a resistência característica do aço à temperatura ambiente;

$f_{yk,\theta}$ é a resistência característica do aço em função da temperatura;

$\kappa_{s,\theta}$ é o coeficiente redutor da resistência característica do aço, variável conforme a temperatura.

O módulo de elasticidade do aço das armaduras passivas também sofre redução com o aumento de temperatura, sendo a obtenção do valor corrigido realizado a partir da Equação (30).

$$E_{s,\theta} = \kappa_{sE,\theta} \cdot E_s \quad (30)$$

Em que:

E_s é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;

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

$\kappa_{sE,\theta}$ é o coeficiente redutor do módulo de elasticidade do aço, variável conforme a temperatura.

Os valores de $\kappa_{s,\theta}$ e $\kappa_{sE,\theta}$ para aços CA-50 e CA-60 podem ser obtidos pela Tabela 3.4, podendo-se fazer uma interpolação linear para obter valores intermediários. Assim como em Lemos (2011) e Ferreira (2019), adota-se para o aço os valores de redução da resistência característica correspondente somente aos casos de tração, pois como afirmado por Costa (2008), os valores de redução para a compressão servem de artifício para evitar uma ruptura frágil no concreto. Como as características mecânicas do aço em compressão são oriundas de ensaios à tração, podem ser empregados os mesmos valores de $\kappa_{s,\theta}$ em tração para compressão, nas análises simplificadas, sem maiores perdas à segurança estrutural (SCHLEICH, 2005).

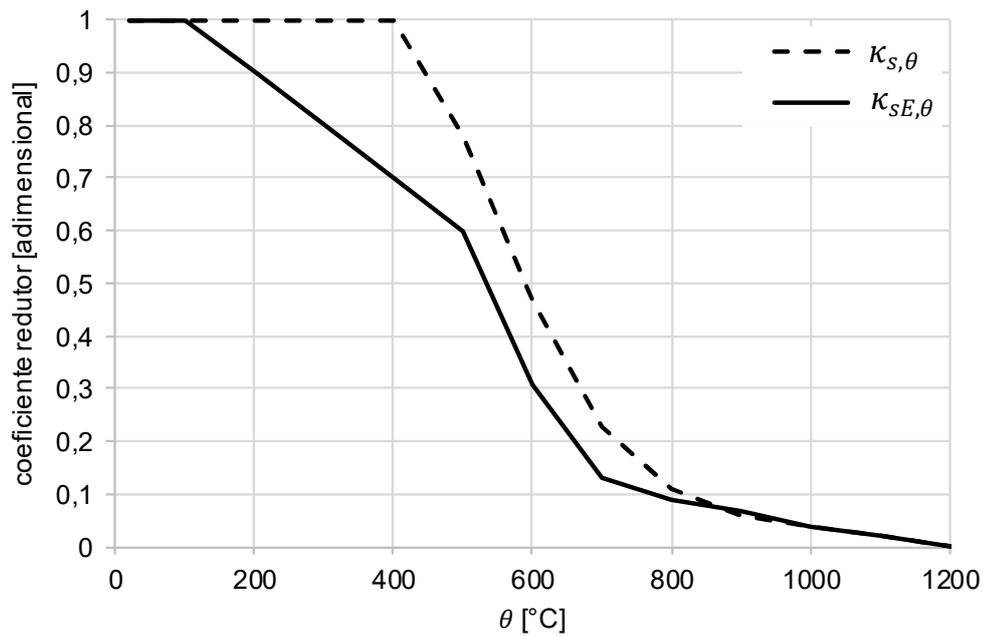
Tabela 3.4 – Valores de $\kappa_{s,\theta}$ e $\kappa_{sE,\theta}$ para aços de amaduras passivas

Temperatura na armadura [°C]	$\kappa_{s,\theta}$			$\kappa_{sE,\theta}$	
	Tração		Compressão	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: adaptado de NBR 15200, 2012)

Fazendo-se uma interpolação dos valores do fator de redução de aços laminados a quente (CA-50) tracionados e do coeficiente de redução do módulo de elasticidade do aço de aços laminados a quente, que serão os coeficientes empregados nesta dissertação, chegam-se as Equações (31) e (32). Na Figura 3.5 está representado graficamente como se dá a variação das Equações (31) e (32) dentro da faixa de variação de 20 a 1200 °C.

Figura 3.5 – Representação da variação de $\kappa_{s,\theta}$ e $\kappa_{sE,\theta}$ para aços laminados a quente



(fonte: elaborada pelo autor)

$$\left\{ \begin{array}{l} \kappa_{s,\theta} = 1,0; 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 400^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{s,\theta} = 1,88 - 0,0022\theta; 400^{\circ}\text{C} < \theta \leq 500^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{s,\theta} = 2,33 - 0,0031\theta; 500^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{s,\theta} = 1,91 - 0,0024\theta; 600^{\circ}\text{C} < \theta \leq 700^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{s,\theta} = 1,07 - 0,0012\theta; 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 800^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{s,\theta} = 0,51 - 0,0005\theta; 800^{\circ}\text{C} < \theta \leq 900^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{s,\theta} = 0,24 - 0,0002\theta; 900^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{array} \right. \quad (31)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \kappa_{SE,\theta} = 1,0; 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 1,10 - 0,0010\theta; 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 500^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 2,05 - 0,0029\theta; 500^{\circ}\text{C} < \theta \leq 600^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 1,39 - 0,0018\theta; 600^{\circ}\text{C} < \theta \leq 700^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 0,41 - 0,0004\theta; 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 800^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 0,25 - 0,0002\theta; 800^{\circ}\text{C} < \theta \leq 900^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 0,34 - 0,0003\theta; 900^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1000^{\circ}\text{C} \\ \kappa_{SE,\theta} = 0,24 - 0,0002\theta; 1000^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200^{\circ}\text{C} \end{array} \right. \quad (32)$$

3.4.7.4 Diagrama tensão-deformação do aço

O diagrama tensão-deformação multilinear para o aço em temperaturas elevadas é apresentado pela Equação (33). Vale observar que se trata de uma função definida por trechos, sendo os limites de deformação os critérios de validade de cada expressão. Podem ser observados quatro estágios distintos, sendo observado no primeiro trecho um comportamento linear, no segundo, elasto-plástico com encruamento do material, no terceiro, o escoamento, e no último, o decréscimo da tensão até a ruptura. As deformações $\varepsilon_{y,\theta}$, $\varepsilon_{t,\theta}$ e $\varepsilon_{u,\theta}$ são adotadas iguais a 0,02, 0,15 e 0,20, respectivamente, para aços de alta ductilidade (CA 25/50).

$$\sigma_{s,\theta} = \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}; \text{ se } 0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta} \\ f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{s,\theta})^2}; \text{ se } \varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta} \\ f_{y,\theta}; \text{ se } \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta} \\ f_{y,\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right) \right]; \text{ se } \varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{u,\theta} \\ 0; \text{ se } \varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta} \end{array} \right. \quad (33)$$

Em que:

$E_{s,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço em função da temperatura, obtida pelo produto entre $\kappa_{SE,\theta}$ e E_s ($E_{s,\theta} = \kappa_{SE,\theta} \cdot E_s$);

E_s é o módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente;

$f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço em função da temperatura, obtida pelo produto entre $\kappa_{s,\theta}$ e f_{yk} ($f_{y,\theta} = \kappa_{s,\theta} \cdot f_{yk}$);

f_{yk} é a resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente;

$f_{p,\theta}$ é a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade do aço em função da temperatura, obtida pelo produto entre $\kappa_{p,\theta}$ e f_{yk} ($f_{p,\theta} = \kappa_{p,\theta} \cdot f_{yk}$);

$\kappa_{p,\theta}$ é o coeficiente redutor da resistência do aço de armadura ativa, variável conforme a temperatura;

$\varepsilon_{p,\theta}$ é obtido pela razão entre $f_{p,\theta}$ e $E_{s,\theta}$ ($\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{s,\theta}$);

Sendo os parâmetros a , b e c definidos por:

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right) \quad (34)$$

$$b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2 \quad (35)$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})} \quad (36)$$

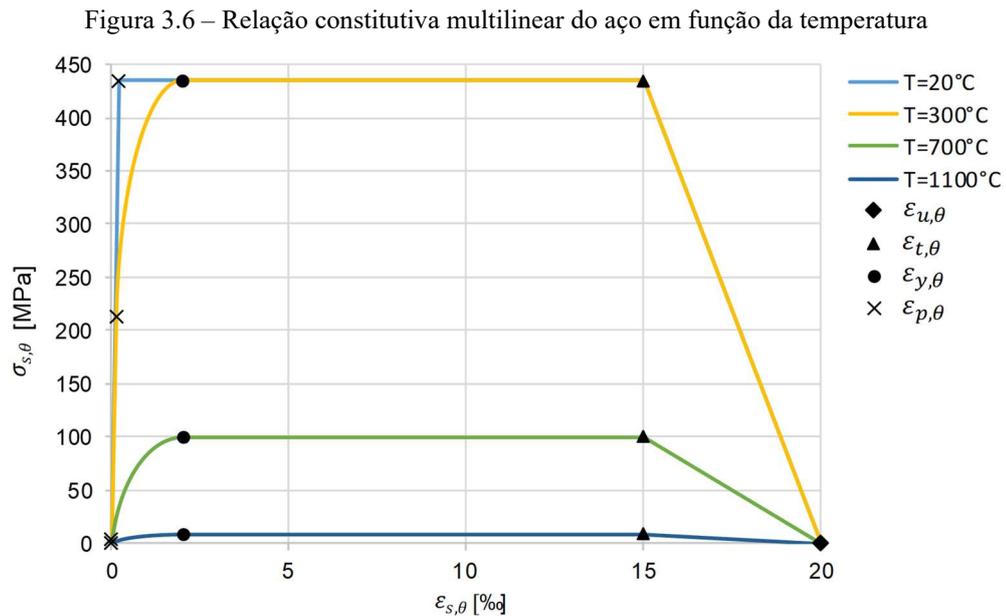
Na Tabela 3.5 são apresentados os valores de $\kappa_{p,\theta}$ para aços de armadura passiva.

Tabela 3.5 – Valores de $\kappa_{p,\theta}$ para aços de armadura passiva

Temperatura no aço [°C]	$\kappa_{p,\theta}$	
	CA-50	CA-60
20	1,00	1,00
100	1,00	0,96
200	0,81	0,92
300	0,61	0,81
400	0,42	0,63
500	0,36	0,44
600	0,18	0,26
700	0,07	0,08
800	0,05	0,06
900	0,04	0,05
1000	0,02	0,03
1100	0,01	0,02
1200	0,00	0,00

(fonte: adaptado de NBR 15200, 2012)

Na Figura 3.6 são apresentadas algumas curvas de projeto de diagramas tensão-deformação do aço para valor de f_{yk} igual a 500 MPa para alguns valores de temperatura.



(fonte: elaborada pelo autor)

3.4.8 Recomendações da NBR 14432 (2001)

A NBR 14432 (2001) tem o objetivo de apresentar os critérios normativos a serem atendidos pelos elementos estruturais e de compartimentação, em uma situação de incêndio, considerando as condições de exposição ao incêndio padrão. Usualmente, a estrutura deve manter-se íntegra evitando tanto um colapso global, quanto um, local progressivo. Com relação aos elementos de compartimentação, os critérios de estanqueidade e isolamento objetivam possibilitar a fuga dos ocupantes, segurança das operações de combate ao incêndio, além de visar a minimização de danos às outras construções. Em regra, é considerado a severidade ou potencial destrutivo do incêndio, que é avaliado em função do tipo de ocupação, área, profundidade do subsolo, altura da edificação e facilidade de acesso para combate ao fogo, para a determinação dos critérios de resistência ao fogo.

A norma apresenta as metodologias que são empregadas para avaliar o atendimento dos elementos quanto ao TRRF, que podem ser através da aplicação de materiais de proteção capazes de garantir a resistência ao fogo, ou então através da verificação da segurança estrutural.

3.5 VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO POR METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS

Para um estudo completo sobre as metodologias de verificação de elementos de concreto armado em situação de incêndio, recomenda-se a leitura da tese de Costa (2008). Nas próximas seções, serão abordadas as metodologias simplificadas empregadas nesta dissertação.

3.5.1 O método de Wickström

Este método possibilita representar o campo de temperatura em seções de concreto, sujeitas à um fluxo uni ou bidimensional de calor, com o passar do tempo, através de equações analíticas. O método foi desenvolvido a partir do ajuste de uma série de análises por elementos finitos de seções de concreto expostas ao fogo, que possibilita a avaliação das temperaturas tanto nas barras de aço quanto no concreto. Sabendo-se a composição do concreto, a temperatura é estimada através da distância do ponto de análise às superfícies expostas e do tempo de

exposição. A temperatura média dos gases no ambiente é estimada pela curva de incêndio adotada na análise, obtida através do tempo de exposição.

As equações apresentadas em Wickström (1986) foram obtidas através da aplicação do método dos elementos finitos com o código TASEF-2, e, foi observado que para seções regulares os resultados obtidos através das expressões analíticas foram muito próximos aos resultados numéricos. Uma explicação completa sobre o método pode ser obtida em Wickström (2016).

Em Eamon e Jensen (2012) é apresentada uma comparação entre alguns resultados de temperatura em uma viga de concreto armado ao longo do tempo obtidos pelo método de Wickström e por um modelo em elementos finitos que considera a condutividade térmica dos materiais, a influência da evaporação de água e as condições de contorno térmica não lineares. São mostradas duas curvas, uma para temperaturas próximas aos cantos e outra para temperaturas nas regiões centrais, mostrando que o método de Wickström, embora simplificado, prevê com bastante precisão as temperaturas em seções de concreto armado.

O aumento de temperatura para um fluxo de calor unidimensional (com um lado de exposição), representado na Figura 3.7(a), é dado pela Equação (37).

$$\Delta\theta_x = n_x \cdot n_w \cdot \Delta\theta_f \quad (37)$$

Em que:

n_x representa a relação entre o aumento da temperatura na superfície e de um ponto no interior da seção;

n_w representa a relação entre a elevação de temperatura da superfície exposta e a temperatura do ambiente;

$\Delta\theta_f$ é o gradiente da temperatura do ambiente obtido pela curva de incêndio empregada.

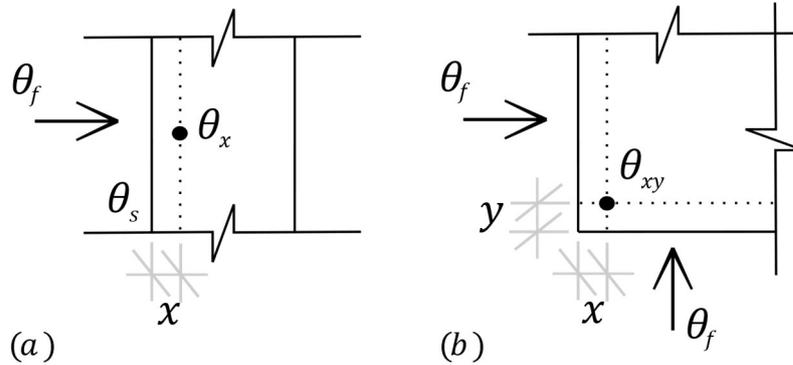
Já para o fluxo bidimensional, cuja situação está ilustrada na Figura 3.7(b), tem-se o aumento de temperatura dado pela Equação (38).

$$\Delta\theta_{xy} = (n_w(n_x + n_y - 2n_x \cdot n_y) + n_x \cdot n_y)\Delta\theta_f \quad (38)$$

Em que:

n_x e n_y representam as relações entre o aumento da temperatura na superfície e de um ponto no interior da seção.

Figura 3.7 – Fluxos de calor uni e bidimensional em seções de concreto



(fonte: elaborada pelo autor)

A relação n_x (ou n_y substituindo-se x por y) é dada pela Equação (39).

$$n_x = 0,18 \ln u_x - 0,81 \quad (39)$$

Onde:

$$u_x = \frac{a}{a_c} \cdot \frac{t}{x^2} \quad (40)$$

Em que:

a é a difusividade térmica do concreto em questão e a_c é um valor de referência igual a $0,417 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. O parâmetro a é determinado em função da densidade do concreto, tipo de agregado, temperatura, dentre outros fatores, cuja estimativa pode ser feita como apresentado em Purkiss e Li (2014). Neste trabalho adotou-se o valor de a igual ao de a_c ;

x é a distância do ponto, em metros;

t é o tempo, em horas.

A relação n_w é definida pela Equação (41).

$$n_w = 1 - 0,0616t^{-0,88} \quad (41)$$

3.5.2 Método das isotermas de 500 °C

Este é um método aproximado, proposto por Anderberg (1978), que pode ser aplicado na verificação de seções sujeitas à flexão simples ou composta, sujeitas a qualquer curva de incêndio, desde que a distribuição de temperaturas na seção seja semelhante a obtida considerando o incêndio padrão. Dessa forma, trata-se do único método simplificado aplicável tanto a curva ISO 834, quanto às curvas naturais. Pressupõem-se que o concreto aquecido até 500 °C não seja afetado significativamente pela temperatura, sendo necessário somente a avaliação dos efeitos da temperatura nas armaduras, desprezando-se na análise as regiões de concreto com temperatura superior a 500 °C (COSTA, 2008).

Cabe observar que na prática, a resistência de concretos acima de 500 °C não é aproximadamente nula, entretanto, alguns experimentos empíricos considerando diferentes tipos de exposição ao incêndio e carregamentos, apresentaram resultados satisfatórios (ANDERBERG, 1978).

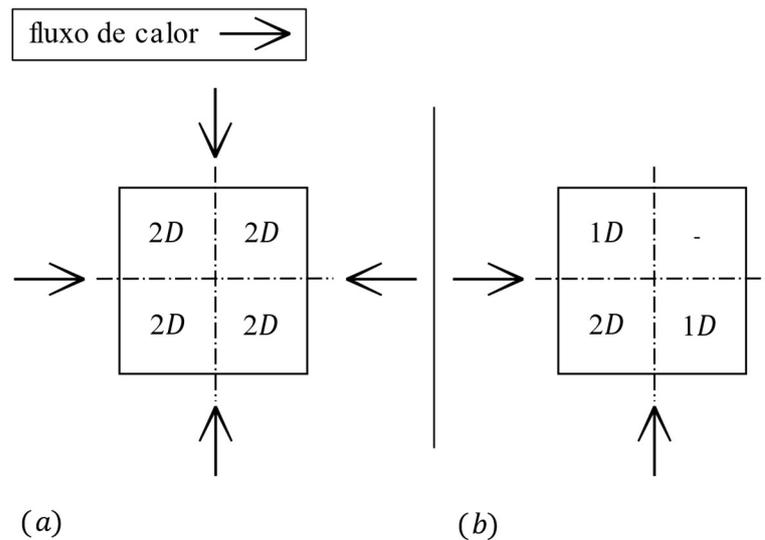
Admite-se que o concreto da seção resultante apresente a mesma resistência à compressão e módulo de elasticidade que à temperatura ambiente. Já as barras de aço, devem ter suas propriedades mecânicas ajustadas para a temperatura obtida no centro de gravidade de cada barra (KLEIN JÚNIOR, 2011).

Como a incidência do fluxo de calor se dá pelas faces, as áreas que eventualmente serão desprezadas serão superficiais, sendo a seção resultante correspondente a uma área fictícia de cálculo. Na Figura 3.8 estão apresentadas duas possibilidades de incidência de calor em uma seção que visam representar algumas situações que pilares de uma edificação podem estar expostos. A Figura 3.8(a) apresenta a incidência de um fluxo de calor em quatro faces de um pilar retangular e a Figura 3.8(b), duas. As indicações de 1D e 2D, referem-se ao campo de temperatura na seção, que pode ser uni ou bidimensional nos quadrantes analisados.

Utilizando o método de Wickström para calcular as distâncias da isoterma de 500 °C com relação às faces expostas, chegam-se as Equações (42) e (43). Essas distâncias estão ilustradas nas Figuras 3.9 e 3.10 para situações com duas e quatro faces expostas ao fogo, respectivamente,

onde estão representadas as poligonais efetivas da seção reduzida de concreto que será levada em consideração na verificação. Cabe observar que a aproximação por uma poligonal para representar os cantos é a favor da segurança, sendo esse procedimento apresentado em Purkiss e Li (2014).

Figura 3.8 – Representação da distribuição das temperaturas nas seções com suas faces expostas ao incêndio

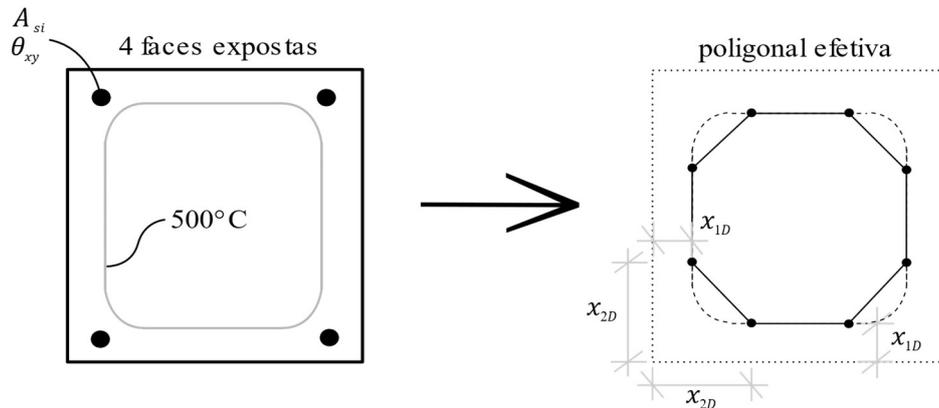


(fonte: elaborada pelo autor)

$$x_{1D} = \sqrt{\frac{\frac{a}{a_c} t}{\exp\left(4,5 + \frac{480}{0,18n_w \Delta\theta_f}\right)}} \quad (42)$$

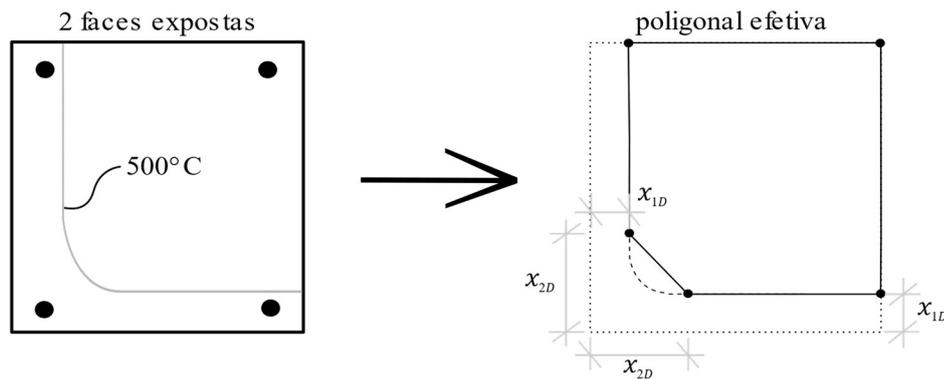
$$x_{2D} = \sqrt{\frac{\frac{a}{a_c} t}{\exp\left[4,5 + \frac{n_w - \sqrt{n_w^2 - (2n_w - 1) \frac{480}{\Delta\theta_f}}}{0,18(2n_w - 1)}\right]}} \quad (43)$$

Figura 3.9 – Aproximação da isoterma de 500 °C por uma poligonal com quatro faces expostas



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 3.10 – Aproximação da isoterma de 500 °C por uma poligonal com duas faces expostas



(fonte: elaborada pelo autor)

Klein Júnior (2011) alerta que o método foi desenvolvido originalmente para elementos submetidos à flexão simples, em que se observa normalmente uma ruptura comandada pelo escoamento do aço. Decidiu-se empregar neste trabalho ao caso de flexão composta, pois é um procedimento permitido pelo EN 1992-1-2 (2004).

Uma possibilidade de refinamento do método, apresentada por Costa (2008), consiste em considerar multicamadas, por exemplo, empregar dois limites de temperatura, 400 °C e 600 °C, desprezando as regiões periféricas da seção com temperatura superior a 600 °C, assumindo que o concreto apresente 70 % da resistência à temperatura ambiente para $400\text{ °C} \leq \theta \leq 600\text{ °C}$ e, 90 % para $\theta < 400\text{ °C}$.

3.6 MÉTODO PROPOSTO PARA A ESTIMATIVA DA CONFIABILIDADE DE PILARES SUJEITOS AO FOGO

A verificação em situação de incêndio de um elemento por métodos simplificados é análogo à situação de projeto à temperatura ambiente, desde que sejam considerados os efeitos da temperatura sobre os materiais.

Costa (2008) afirma que os procedimentos básicos empregados em métodos simplificados para a verificação de elementos de concreto armado em situação de incêndio são:

- Determinar a temperatura no ambiente (temperatura média dos gases para a curva de incêndio empregada);
- Determinar a temperatura nas barras de aço e no concreto;
- Reduzir a seção transversal, desprezando-se a região superficial do concreto com temperatura superior a certo limite (quando o método empregado admitir esta hipótese);
- Reduzir as características mecânicas do aço e do concreto em função da temperatura elevada;
- Calcular a resistência da seção reduzida, com os mesmos procedimentos que para a situação normal, porém com as propriedades mecânicas ajustadas. Permite-se que a armadura fique fora da seção reduzida. Cabe observar que esta é somente uma abstração, pois fisicamente as barras de armadura estariam protegidas pelo concreto que as envolve;
- Comparar os valores resistentes da seção degradada na situação de incêndio com os valores das solicitações.

Nesta dissertação, a abordagem proposta consiste em empregar a curva ISO 834 para modelar a temperatura média dos gases ao longo do incêndio, que em conjunto ao método de Wickström permite a obtenção da temperatura no concreto e nas barras de aço. A partir do método das isotermas de 500 °C, desprezam-se as regiões superficiais de concreto e então com os critérios da NBR 15200 (2012) a resistência mecânica dos materiais é reduzida em função da temperatura, empregando-se para o aço o diagrama tensão-deformação multilinear apresentado. Em conjunto aos procedimentos indicados, faz-se a análise dos pilares como seriam feitos à temperatura ambiente, através do método do equilíbrio em conjunto com o método geral, sendo

o resultado comparado ao valor da solicitação na situação de incêndio, que considera o carregamento de utilização em um instante arbitrário. O modelo de carregamento na situação de incêndio será apresentado em detalhes nas próximas seções. Os esforços oriundos das deformações foram desprezados, pois são muito reduzidos na situação de incêndio devido às grandes deformações plásticas (NBR 15200, 2012). Além disso, não foi previsto a possibilidade de ocorrência do *spalling*, portanto, foram avaliados somente os concretos do grupo I, pois a ocorrência do *spalling* é menos provável nestes concretos.

4 TEORIA DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL E INCERTEZAS

Nesta seção, será apresentada a ideia geral da teoria de confiabilidade estrutural e como as incertezas influenciam nas quantidades de interesse (respostas) em sistemas civis/mecânicos. Um breve histórico dos principais desenvolvimentos nesta área será apresentado e por fim serão expostas as técnicas de avaliação de confiabilidade empregadas nesta dissertação.

4.1 INTRODUÇÃO

A teoria de confiabilidade de componentes e sistemas particularizada à engenharia estrutural dá origem à área de estudo nomeada confiabilidade estrutural, cujo objetivo principal é a avaliação do grau de confiança que determinada estrutura apresenta.

Conforme apresentado por Beck (2014), em sistemas de engenharia com falhas raras ou não observáveis, a confiabilidade determina o grau de confiança de que o sistema não falhe dentro de um período de referência para algumas condições de operação previamente definidas. Ainda conforme o mesmo autor, a probabilidade de falha representa a probabilidade de que o sistema falhe, por não atender às especificações de projeto. Tal violação de projeto pode ser descrita por uma condição limite previamente estabelecida, denominada função de estado limite. Posto de outra forma, o que se busca é avaliar frente às incertezas a probabilidade da ocorrência de violações da função de estado limite, cuja violação corresponde a um cenário de falha da estrutura, ou condição indesejável de utilização.

As análises probabilísticas representam uma mudança de paradigma nas simulações de engenharia, pois as variáveis de entrada do problema são tomadas como incertas, levando-se em conta a aleatoriedade natural dos processos envolvidos, diferentemente das análises determinísticas em que as entradas são definidas por um único valor. Portanto, a resposta também apresentará uma certa aleatoriedade, sendo necessário uma interpretação estatística dos resultados.

Dentre as incertezas envolvidas em um problema estrutural, podem ser citadas as incertezas sobre a geometria, as propriedades dos materiais, os carregamentos e até mesmo o modelo de cálculo empregado na análise.

Para uma análise por métodos de simulação, por exemplo, Monte Carlo, devido à necessidade de avaliar a influência das incertezas, diversas realizações são necessárias para a convergência estatística da solução, sendo necessário uma maior quantidade de simulações tanto quanto mais raro for uma violação da função de estado limite. Portanto, fica evidente neste procedimento que o custo computacional se torna um fator preponderante, pois dependendo do problema e da sua modelagem matemática, a estimativa da probabilidade de falha por métodos de simulação pode se tornar proibitiva, ou possível somente atualmente com técnicas de computação de alto desempenho. Outra possibilidade para contornar essa situação é o emprego de métodos analíticos de transformação, metamodelos, técnicas de redução de variância, ou, até mesmo, recorrer a modelos mais simplificados para representar a função de estado limite.

Na prática, não é possível a comparação das taxas de falhas previstas pelos modelos com falhas medidas em estruturas reais, pois as taxas de falhas em estruturas civis são muito baixas e em geral desconhecidas, além de serem encontrados poucos dados na literatura, pois os detalhes das investigações de falhas estruturais com frequência são mantidos em sigilo. Também, na maior parte dos trabalhos atuais, estuda-se a confiabilidade de elementos isolados, o que pode não representar de forma real o comportamento completo da estrutura. À exceção das estruturas pré-moldadas, as estruturas em geral são únicas e quando em serviço estão sob condições bem específicas, de forma que avaliar a taxa de falha baseada em dados observados não seria possível, visto que cada observação seria referente a condições distintas e os casos de falha não representariam situações idênticas de estruturas idênticas em geometria, material e considerações de vinculação. Uma outra idealização, trata-se da função de estado limite, que pode não estar representando todos os modos de falha possíveis da estrutura em questão. Nessa perspectiva, a teoria de confiabilidade estrutural pode ser empregada para a avaliação da confiabilidade inerente à uma metodologia de projeto, além de poder comparar normas diversas e avaliar quais parâmetros tem maior importância na probabilidade de falha, para que algum cuidado maior seja dado a alguma das variáveis de projeto, devendo-se tomar o cuidado ao extrapolar os resultados estimados de confiabilidade, acreditando que essas taxas de falhas estimadas serão as que poderão ser obtidas na prática.

4.2 BREVE HISTÓRICO

Um dos primeiros pesquisadores a discutir sobre a segurança das estruturas ressaltando a necessidade da avaliação das incertezas foi Freudenthal (1947). Neste trabalho, foi proposto

que a probabilidade de falha poderia ser obtida pela integração do hipervolume formado pelas distribuições das variáveis aleatórias de entrada do problema, dessa forma, questionando os métodos de projeto praticados até então, principalmente quanto à determinação dos coeficientes de segurança.

Após esse trabalho inicial, diversos outros estudos baseados em análises estatísticas foram propostos, podendo-se verificar alguns dos principais em Shinozuka (1983). De modo geral, pode ser observado até meados de 1960 uma simplicidade nos problemas, com os primeiros desenvolvimentos teóricos que culminaram nas noções iniciais da necessidade probabilística da determinação dos coeficientes de segurança.

Cornell (1969) apresenta o índice de confiabilidade, definido como a razão entre a média e o desvio padrão da função de estado limite, que se tornou um dos parâmetros indicativos de confiabilidade mais consagrados no meio técnico.

Já em Hasofer e Lind (1974), há uma nova proposta do índice de confiabilidade, sendo definido como a menor distância entre a média das variáveis aleatórias e a hipersuperfície de falha no espaço normalizado.

Rackwitz e Fiessler (1978) merece destaque especial, pois foi o primeiro trabalho a apresentar um algoritmo eficiente para a avaliação da confiabilidade estrutural, que considera as funções de distribuição de probabilidades das variáveis de entrada, bem como suas médias e desvio padrão.

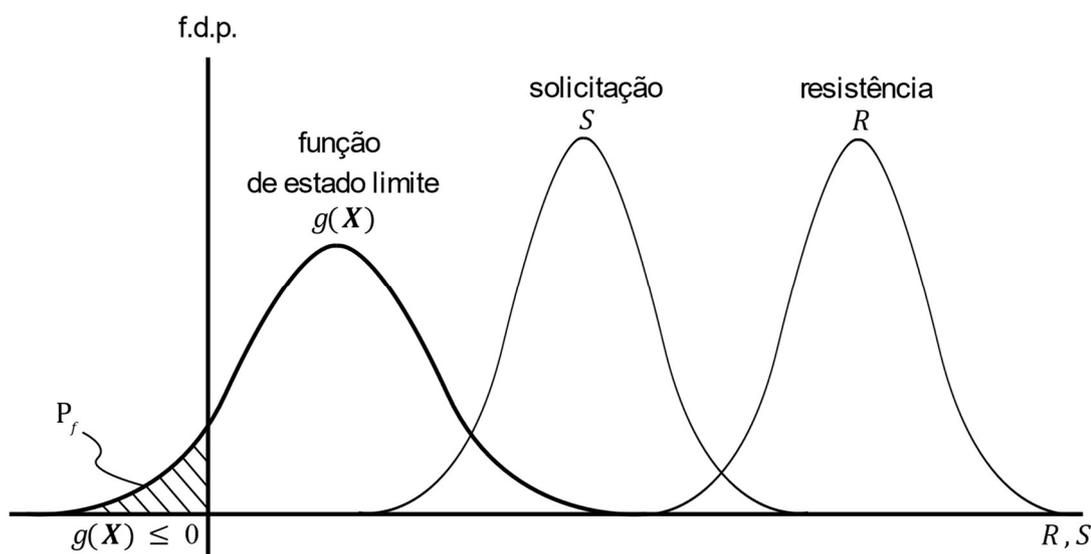
4.3 O PROBLEMA BÁSICO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Thoft-Christensen e Murotsu (1986) apresentam que o problema básico da confiabilidade estrutural consiste em avaliar se a resistência é superior à demanda, dentro do período de vida útil da estrutura, sendo o resultado descrito em termos probabilísticos, pois há incertezas em ambas as parcelas. Essa diferença entre a resistência e a demanda pode ser definida como uma função de estado limite ou função de falha.

Uma equação de estado limite, $g(\mathbf{X})$, no contexto da confiabilidade estrutural, que associa variáveis aleatórias de resistência, R , e solicitação, S , por meio de um vetor $\mathbf{x} = \{R, S\}$, pode ser representada matematicamente pela Equação (44). Na Figura 4.1 é apresentado

graficamente o conceito da função de estado limite, além de apresentado também a noção intuitiva/gráfica da probabilidade de falha.

Figura 4.1 – Função de estado limite



(fonte: elaborada pelo autor)

$$g(\mathbf{X}) = R - S = 0 \quad (44)$$

Com relação aos conceitos abordados no capítulo de estruturas de concreto armado, tais funções de estado limite podem ser os ELS e/ou os ELU. Neste trabalho será considerado o ELU, sendo este critério definido como a equação de estado limite, que corresponde ao colapso dos elementos estruturais analisados.

Observa-se que se $g(\mathbf{X})$ apresentar um valor menor ou igual a zero, este ponto estará localizado sobre o domínio de falha, e, caso contrário, estará no domínio de segurança. Dessa forma, a Equação (44) fornece o limite da superfície formada pela equação de estado limite entre os domínios de segurança e falha. Com a determinação desses domínios, pode-se determinar a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade, que são os parâmetros mais comumente empregados para uma estimativa da segurança. Além disso, pode-se definir a confiabilidade do sistema como sendo o evento complementar da probabilidade de falha.

A probabilidade de falha pode ser obtida pela Equação (45). Essa expressão avalia uma integral n-dimensional (dependente da quantidade de variáveis aleatórias), em que a função a ser integrada representa a função densidade de probabilidades conjunta de todas as variáveis do

problema. O resultado da integração é um hipervolume limitado pela função de estado limite que representa a propensão à violação da função de estado limite.

$$P_f = \int_{g(\mathbf{X}) \leq 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (45)$$

Outra forma de obtenção da probabilidade de falha pode ser através Equação (46) que se trata de uma integral entre as distribuições de demanda e resistência.

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(s) \cdot f_s(s) ds \quad (46)$$

Em que:

$F_R(s)$ representa a probabilidade de uma ruptura em que a resistência seja menor ou igual a um valor específico de solicitação ($R \leq s$);

$f_s(s)ds$ representa a probabilidade de S apresentar um valor no intervalo entre s e $s + ds$, sendo ds um infinitésimo.

Como apresentado por Melchers e Beck (2018), nem sempre é simples a obtenção da probabilidade de falha através do processo de integração, por esse motivo, o índice de confiabilidade foi definido, como sendo baseado na média e no desvio padrão das variáveis aleatórias, de modo que a média da distribuição de $g(\mathbf{X})$ seja menor ou igual a zero de uma certa quantidade de desvios padrões.

Thoft-Christensen e Baker (1982) apresentam que o índice de confiabilidade indica uma medida geométrica da probabilidade de falha, como sendo a menor distância da origem do espaço normalizado das variáveis de projeto até a região de falha.

Definindo-se a função margem de segurança, M , como sendo a diferença entre R e S , apresentada na Equação (47), e partindo-se da hipótese que R e S apresentem distribuição de probabilidades gaussianas e sejam estatisticamente independentes, chega-se à conclusão de que a distribuição de M também será gaussiana, apresentando como média e variância os resultados das Equações (48) e (49), respectivamente.

$$M = R - S \quad (47)$$

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (48)$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (49)$$

Através da transformação de Hasofer e Lind, que se trata de padronizar M através da variável aleatória m , de média nula e desvio padrão unitário, como apresentado na Equação (50), observa-se que quando a margem de segurança for nula, ter-se-á o início da região de falha, chegando-se à Equação (51).

$$m = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad (50)$$

$$m = -\frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (51)$$

A partir dos conceitos e idealizações apresentados para M , pode-se estimar o índice de confiabilidade e a correspondente probabilidade de falha pelas Equações (52) e (53), respectivamente. A Tabela 4.1 apresenta a correspondência entre alguns valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha, onde pode ser observado a alta não linearidade existente entre os dois indicativos de confiabilidade.

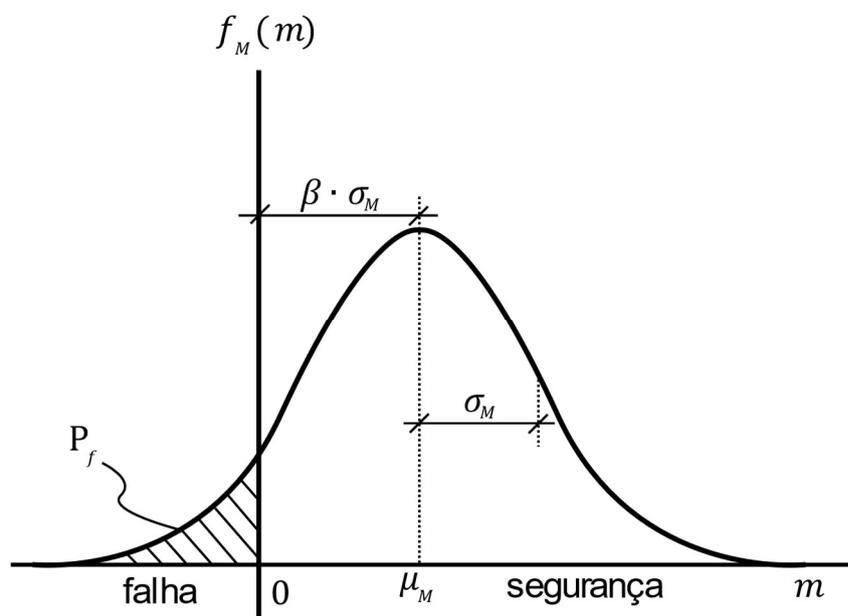
$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (52)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (53)$$

A representação dos resultados das Equações (52) e (53) para a variável aleatória m é apresentada na Figura 4.2, onde é possível observar que a probabilidade de falha é dependente

do índice de confiabilidade, pois um aumento no valor do índice de confiabilidade representa uma redução na região de falha (DAMAS, 2015).

Figura 4.2 – Função margem de segurança



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 4.1 – Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha

P_f	β
10^{-1}	1,28
10^{-2}	2,33
10^{-3}	3,09
10^{-4}	3,71
10^{-5}	4,26
10^{-6}	4,75

(fonte: elaborada pelo autor)

Como indicativo da ordem de grandeza da probabilidade de falha em estruturas civis, Lopes (2007) afirma que os valores se situam entre 10^{-3} e 10^{-5} falhas por ano.

4.4 MÉTODOS DE CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS

Quanto aos métodos de confiabilidade em estruturas, Madsen, Krenk e Lind (1986), apresentam a seguinte classificação:

- Nível 0 – Método das tensões admissíveis: analisa as estruturas no regime elástico linear, fazendo-se uma comparação da tensão máxima obtida para o carregamento máximo esperado com a tensão admissível. Através da aplicação de um coeficiente de segurança (constante), a tensão admissível é obtida pela razão entre a tensão limite e o coeficiente de segurança;
- Nível 1 – Método dos estados-limites: são empregados coeficientes parciais de segurança, no intuito de minorar as resistências e majorar as solicitações. Determinam-se os valores característicos, que são os que apresentam uma certa probabilidade de serem excedidos no sentido desfavorável, e, após, são aplicados os coeficientes de segurança para tornar em valores de cálculo, os valores característicos. Este nível de método também é conhecido como semi-probabilístico, pois o nível de confiabilidade é obtido indiretamente. Esse é o método atualmente empregado nas normativas nacionais;
- Nível 2 – Método do índice de confiabilidade: admite-se que as variáveis aleatórias apresentem distribuição gaussiana, pois não são conhecidas suas distribuições. Deve-se conhecer a média e alguma medida de dispersão para a caracterização das variáveis de projeto, além de conhecer a correlação entre pares de variáveis. A análise é realizada através do índice de confiabilidade, obtido para o ponto de projeto;
- Nível 3 – Método da probabilidade de falha: neste caso, são conhecidas as funções de densidade de probabilidades das variáveis, além de serem conhecidos os parâmetros estatísticos que as definem. A estimativa da confiabilidade é obtida através da probabilidade de falha;
- Nível 4 – Método da minimização dos custos envolvidos ao longo da vida útil: faz-se o uso da otimização estrutural, pois neste caso busca-se uma condição de otimalidade, visando minimizar o custo ao longo da vida útil.

4.5 TIPOS DE INCERTEZA

Segundo Melchers e Beck (2018), as incertezas podem ser de natureza diversa, podendo-se classificar em:

- Incertezas físicas: resultado da aleatoriedade presente nas quantidades físicas do sistema. Podem ser relacionadas às dimensões, propriedades dos materiais e valores das ações. Para Ang e Tang (2006) a incerteza física pode ser reduzida, caso mais dados estejam disponíveis, porém, nunca poderá ser eliminada;
- Incertezas de cunho fenomenológico: está relacionado ao que não se conhece. Ocorrem devido à existência de eventos não previsíveis. Cabe destacar que sempre poderá haver fenômenos físicos que podem conduzir a modos de falha desconhecidos e não previstos;
- Incertezas de modelagem: ocorrem devido às hipóteses simplificadoras e simplificações do modelo empregado para a avaliação da função de estado limite, devido a sua incapacidade de representar fielmente o comportamento real. Conforme apresenta Gomes (2001), pode estar relacionado ao emprego de novos materiais ou técnicas construtivas. Thoft-Christensen e Baker (1982) apresentam que as incertezas de modelo têm uma grande importância na estimativa da confiabilidade e não devem ser desprezadas;
- Incertezas devido a fatores humanos: quando a ação humana interfere no sistema, seja intencionalmente ou não;
- Incertezas estatísticas: ocorrem devido à erros estatísticos quando algum parâmetro é extraído de populações finitas, ou seja, são incertezas relacionadas à inferência, e é resultado da falta de informação.

Observa-se que com mais dados a disposição, alguns tipos de incerteza podem ser reduzidas, porém, todas incertezas jamais poderão ser completamente entendidas. Portanto, falar-se em confiabilidade exata não faz sentido, pois sempre haverá uma parcela considerável de desconhecimento sobre o comportamento de um sistema estrutural. Gomes (2001) apresenta o conceito de confiabilidade formal, que faz sentido empregar quando se deseja comparar a confiabilidade de sistemas com mesmas incertezas.

4.6 O ERRO DO MODELO

O erro do modelo, é uma incerteza que nem sempre é muito bem avaliada e recebe a devida atenção, que surge devido à incapacidade de se caracterizar completamente o comportamento

do sistema através de um modelo. Fürst (2020) afirma que a incerteza do modelo, pode ser representada como uma variável aleatória, que pode ser obtida pela comparação entre ensaios de laboratório e os resultados obtidos pela avaliação do modelo (em uma análise determinística). Além disso, o autor apresenta em sua dissertação uma avaliação da influência do erro de modelo na estimativa da confiabilidade, através de erros de modelo multiplicativos, chegando à conclusão de que nem mesmo com a correção dos modelos de predição foi possível que se obtivessem resultados semelhantes em termos de confiabilidade obtidos por teorias diferentes, neste caso específico, por expressões analíticas de norma e elementos finitos. Isso ressalta a importância de mais investigações sobre o tema para que essa incerteza possa ser devidamente considerada nas avaliações de confiabilidade em estruturas.

Em uma outra dissertação, nas conclusões, Santos (2012), argumenta que os modelos de resistência para elementos lineares de concreto armado projetados conforme as recomendações normativas da NBR 6118 (2007), que foi atualizada pela sua versão de 2014, conduziram a resultados conservadores e tendenciosos para os casos estudados nesse trabalho.

Em Sudret (2007), é exposto que as incertezas do modelo podem ser oriundas da consideração de um número finito de variáveis físicas do problema, ou, até mesmo, da idealização da modelagem matemática do problema que pode não estar detalhando adequadamente a interrelação entre as variáveis.

Ang e Cornell (1974) apresentam que o erro do modelo pode ser aplicado considerando uma variável multiplicativa, cujo objetivo é corrigir a predição do modelo a partir da multiplicação do resultado por uma variável aleatória, que estatisticamente através de sua média tende a corrigir o viés do modelo, e, através do coeficiente de variação será avaliada a precisão dos resultados. Além do erro de modelo multiplicativo, há a possibilidade de avaliar a incerteza da modelagem através da consideração de uma variável aleatória aditiva, porém, não apresenta muita validade em problema estruturais, pois, em geral, os modelos matemáticos de avaliação da resistência consideram coeficientes parciais ou fatores de ponderação multiplicativos (MAES, 1996).

4.7 ÍNDICE ALVO

Ainda não se tem na bibliografia um valor alvo definitivo para o índice de confiabilidade (ou probabilidade de falha), pois não se sabe qual a probabilidade de falha real das estruturas, dada a indisponibilidade de dados, além de ser desconhecida a relação entre a confiabilidade do modelo obtida para elementos isolados (procedimento atual de estimativa de confiabilidade) com a confiabilidade da estrutura completa. Visando fornecer um valor indicativo e almejado, diversas propostas de índices de confiabilidade alvo foram apresentadas, cujo objetivo é apresentar um valor que seja entendido como o que conduz uma segurança suficiente dada as consequências de uma possível falha. Dessa forma, as propostas atuais identificam as consequências de uma falha e o custo relativo da medida de segurança para um certo período de retorno e propõem um valor que deva ser atendido em projeto. Porém, nem todas as propostas de índice alvo apresentam claramente a metodologia que levou a sua determinação, o que deve ser melhor investigado, pois o conjunto de estatísticas que se usa para fazer a análise de confiabilidade deve ser compatível com o índice alvo empregado. Uma proposta de calibração de índice alvo para as normas brasileiras é apresentada em Santiago *et al.* (2019).

No *fib* Bulletin 65/66 (2012), são apresentados os dados da Tabela 4.2, em que são propostos alguns valores alvo para o índice de confiabilidade, considerando as possíveis consequências de falha em termos de risco a vida, perdas econômicas e inconveniência social. Os resultados estão divididos entre os ELU e ELS, dado o grau das suas consequências. Além disso, deve-se ressaltar que essa norma versa sobre estruturas de concreto, sendo os seus valores indicativos recomendados para estruturas dúcteis e de concreto, portanto, esses valores não devem ser extrapolados para outros tipos de estruturas.

Tabela 4.2 – Índices alvo para ELU e ELS sugeridos pelo *fib* Bulletin 65/66 (2012)

Consequências	Estado-limite	Índice alvo	Período de retorno
Irreversíveis	ELS	1,5	50 anos
		3,0	1 ano
Baixas	ELU	3,1	50 anos
		4,1	1 ano
Médias		3,8	50 anos
		4,7	1 ano
Altas		4,3	50 anos
		5,1	1 ano

(fonte: adaptado de *fib* Bulletin 65/66, 2012)

O Joint Committee on Structural Safety (JCSS) é um grupo de trabalho internacional que foi criado com o objetivo de aumentar o conhecimento relacionado à segurança estrutural, trazendo à comunidade seus avanços através das suas publicações. No JCSS (2001), também são apresentados alguns valores sugeridos de índice de confiabilidade alvo, com relação a um período de retorno de 1 ano, conforme apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Índices alvo para ELU e ELS sugeridos pelo JCSS (2001) para um período de retorno anual

Custo relativo da medida de segurança	Estado-limite	Índice alvo	Consequências da falha
Alto	ELU	3,1	Baixas
		3,3	Moderadas
		3,7	Altas
	ELS	1,3	Irreversíveis
Médio	ELU	3,7	Baixas
		4,2	Moderadas
		4,4	Altas
	ELS	1,7	Irreversíveis
Baixo	ELU	4,2	Baixas
		4,4	Moderadas
		4,7	Altas
	ELS	2,3	Irreversíveis

(fonte: adaptado de JCSS, 2001)

A ISO 2394 (1998), apresenta alguns valores sugeridos de índice de confiabilidade, apresentados na Tabela 4.4, que estão relacionados à segurança e desempenho de construções em geral para um período de retorno igual a 50 anos.

Tabela 4.4 – Índices alvo sugeridos pela ISO 2394 (1998)

Consequências da falha	Custo relativo da medida de segurança		
	Alto	Moderado	Baixo
Muito baixas	0,0	1,3	2,3
Baixas	1,5	2,3	3,1
Moderadas	2,3	3,1	3,8
Altas	3,1	3,8	4,3

(fonte: adaptado de ISO 2394, 1998)

Como neste trabalho não foi empregado nas análises de confiabilidade, para as variáveis de projeto, estatísticas consistentes com algum índice alvo que tenha passado por um processo de

calibração, optou-se por empregar somente como valor indicativo um índice de confiabilidade alvo de 3,8 para as análises em temperatura ambiente, que corresponde a uma situação de ELU, para um período de retorno igual a 50 anos, com falhas com consequências médias, como apresentado no *fib* Bulletin 65/66 (2012). Esse é o mesmo valor empregado em Scherer (2018) e Oliveira (2018). Vale destacar que este valor pode ter interpretações diversas baseados nos critérios de classificação de cada uma das referências normativas apresentadas.

Até então, há pouca pesquisa que trate dos níveis de segurança almejados durante a exposição ao fogo de elementos de concreto armado. Mesmo nas normas NBR 15200 (2012) e EN 1992-1-2 (2004) não é indicado qual seria esse valor alvo desejado. Embora existam algumas metodologias simplificadas para a determinação do índice de confiabilidade alvo de elementos de concreto armado na situação de incêndio, como a que será apresentada nas próximas seções, estudos de calibração do risco para as normas brasileiras de projeto de estruturas em situação de incêndio devem ser conduzidos, levando-se em consideração dados estatísticos para representar a frequência de ocorrência de incêndios, além de levar em conta a existência de dispositivos de combate a incêndios, o tipo de ocupação do edifício, a perda de vidas e os custos envolvidos no caso de um incêndio, para que numa etapa posterior, os coeficientes parciais de segurança possam ser calibrados para atender à confiabilidade desejada.

4.8 TÉCNICAS DE AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE

Essencialmente, como apresentado por Sagrilo (1994), as técnicas de avaliação da confiabilidade podem ser classificadas em métodos de integração numérica, analíticos, de simulação e mistos ou híbridos.

Para a solução da integral da Equação (45), necessita-se do conhecimento da função conjunta de densidade de probabilidades das variáveis envolvidas, além do conhecimento do domínio de integração. Na prática, a integração exata para sistemas convencionais não se torna possível, dada a impossibilidade de determinação da função conjunta de densidade de probabilidades. Dessa forma, torna-se necessário o emprego de técnicas de transformação (analíticas), ou de simulação para a estimativa da confiabilidade para contornar essa situação. Também podem ser empregados metamodelos para representar de forma simplificada a resposta do sistema, entretanto, neste trabalho, nenhuma técnica dessa natureza foi empregada.

Como apresenta Beck (2014), a função conjunta de densidade de probabilidades deve ser construída com base em informação existente, através da avaliação das funções de distribuição marginais, além de levar em consideração a correlação entre pares de variáveis, quando aplicável.

Nos métodos de transformação, é realizada uma transformação nas variáveis para torná-las normais padrões reduzidas. Citam-se como técnicas de transformação o *First Order Second Moment* (FOSM), o FORM e o *Second Order Reliability Method* (SORM).

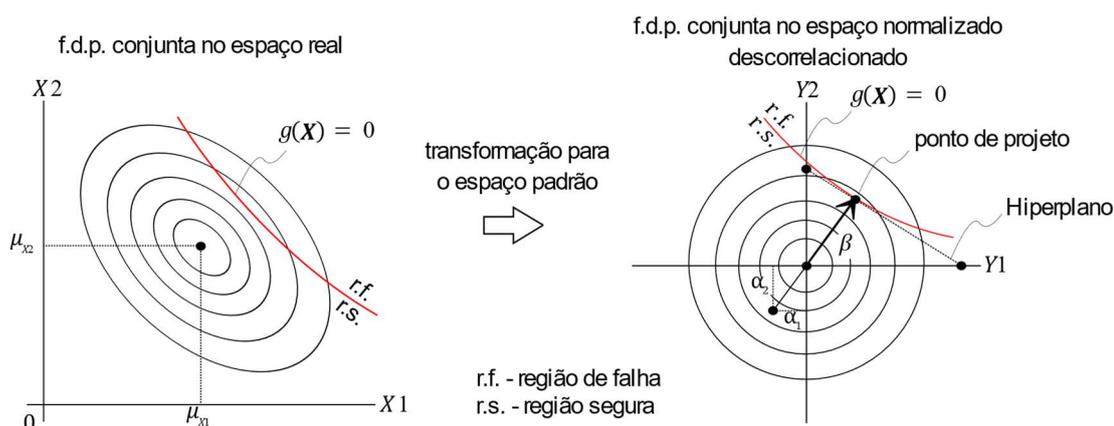
Já as técnicas de simulação, objetivam reproduzir o comportamento de determinado sistema, através de experimentos numéricos aleatórios, levando-se em conta a variabilidade de cada uma das variáveis de entrada. Portanto, os resultados, apresentarão uma certa aleatoriedade, cuja análise estatística servirá de estimativa da confiabilidade do sistema em questão.

A seguir, será dada uma ênfase especial aos métodos empregados neste trabalho, sendo recomendado a leitura de Tichý (1993) e Melchers e Beck (2018) para um conhecimento mais amplo das técnicas disponíveis para a estimativa da confiabilidade de sistemas estruturais.

4.8.1 FORM

Todos os métodos de transformação partem da transformação das variáveis do espaço original para variáveis normais padrão reduzidas. Além disso, no FORM, as variáveis podem apresentar distribuições quaisquer no espaço real, além de poder apresentar correlação. Essencialmente, o FORM se trata de um problema de otimização matemática, em que se busca a menor distância entre o ponto de origem do sistema de coordenadas transformadas e a equação de estado limite, sendo este ponto denominado ponto de projeto, que representa o ponto mais provável de falha. A representação gráfica do método está ilustrada na Figura 4.3. Para a determinação desse ponto, é feita uma linearização da função de estado limite através de uma expansão em série de Taylor truncada no termo de primeira ordem, através de um hiperplano, o que pode gerar uma certa imprecisão dependendo da forma da função de estado limite, sendo a favor da segurança para funções convexas em torno do ponto de projeto e contra para funções côncavas (NOWAK e COLLINS, 2012).

Figura 4.3 – Representação do FORM



(fonte: elaborada pelo autor)

Cabe observar que a representação da Figura 4.3 serve somente para duas variáveis de projeto, pois para mais variáveis, ter-se-ia um hipervolume n-dimensional (com o número de dimensões igual ao número de variáveis de projeto) que não pode ser representado graficamente.

A transformação para o espaço normal pode ser feita utilizando distribuições normais equivalentes através da transformação de Nataf, conforme será apresentado adiante.

O procedimento de cálculo é iterativo e a cada iteração tem-se um novo valor β^* que representa a menor distância atual, que vai sendo atualizado até que se atenda ao critério de convergência preestabelecido, sendo este valor, quando atendido o critério de convergência, chamado de índice de confiabilidade, β . Dessa forma, objetiva-se minimizar o valor de β^* atendendo a restrição de $g(X) = 0$. Para a solução desse problema de otimização, o algoritmo mais empregado é o apresentado por Hasofer e Lind (1974) que foi posteriormente aprimorado por Rackwitz e Fiessler (1978). Vale observar que outros algoritmos, por exemplo, de programação quadrática sequencial e método dos gradientes projetados também podem ser empregados.

4.8.1.1 Transformação de Nataf

Conhecendo-se as funções de densidade de probabilidades marginais de cada variável aleatória, além do coeficiente de correlação entre pares de variáveis, no espaço real, faz-se a transformação apresentada pela Equação (54), do vetor X do espaço real ao vetor Y do espaço normal padrão não correlacionado. Assim, é construído um modelo para a função densidade de

probabilidades conjunta, a partir das marginais e da correlação entre pares de variáveis aleatórias, sendo o mesmo compatível com a transformação para o espaço normal padrão.

Para que se possa trabalhar com as variáveis no espaço reduzido e para que todas tenham o mesmo tipo de distribuição, procede-se à transformação de equivalência entre as probabilidades de distribuições quaisquer, em distribuições normais equivalentes, definidas por novas médias e desvios padrões. Igualando-se a probabilidade $P[\{X \leq x_i\}] = F_X(x_i)$ entre uma distribuição qualquer e a probabilidade de uma normal que seja equivalente, assim como a $f_X(x_i)$, pode-se chegar às expressões que definem quais devem ser as novas médias e desvios para essa distribuição normal equivalente.

$$\mathbf{y} = \mathbf{\Gamma}\mathbf{\Sigma}^{-1}(\mathbf{x} - \mathbf{M}) \quad (54)$$

Em que:

\mathbf{M} é o vetor com as médias normais equivalentes das variáveis aleatórias do espaço real, obtido pela Equação (56);

$\mathbf{\Sigma}$ é a matriz diagonal com os desvios padrões normais equivalentes das variáveis aleatórias do espaço real, obtida pela Equação (57);

$\mathbf{\Gamma}$ é uma matriz obtida pela Equação (55).

$$\mathbf{\Gamma} = \mathbf{L}^{-1} \quad (55)$$

Em que:

\mathbf{L} é a matriz triangular inferior resultante da fatoração de Cholesky da matriz de correlação no espaço físico, $\mathbf{Y}, \mathbf{L}\mathbf{L}^T = chol(\mathbf{R})$.

$$\mu_{X_i}^{NE} = x_i - \sigma_{X_i}^{NE} \Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i)) \quad (56)$$

$$\sigma_{X_i}^{NE} = \frac{\phi\{\Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i))\}}{f_{X_i}(x_i)} \quad (57)$$

Uma vez que o coeficiente de correlação é definido no espaço real, e as análises e definições são feitas no espaço reduzido (por exemplo a fatoração de Cholesky da matriz de coeficientes de correlação no espaço reduzido), há a necessidade da transformação da matriz de correlação no espaço real para o espaço reduzido. Isto pode ser feito a partir da integração numérica como definido em Nataf (1962), ou aproveitando-se de fatores multiplicativos obtidos por expressões previamente desenvolvidas a partir destas integrações feita de forma paramétrica, como aquelas descritas em Liu e Der Kiureghian (1986). Na Equação (58) é apresentado a aplicação do coeficiente F que faz a correção no coeficiente de correlação quando variáveis não gaussianas forem correlacionadas, a fim torná-las normais equivalentes.

$$\rho_{X_i X_j}^{NE} = F \cdot \rho_{X_i X_j} \quad (58)$$

Reescrevendo a Equação (54), pode-se obter:

$$Y = J(X - M) \quad (59)$$

Em que:

J é Jacobiano da transformação dado por:

$$J = \frac{\partial Y}{\partial X} = \Gamma \Sigma^{-1} \quad (60)$$

4.8.1.2 Processo iterativo de busca do ponto de projeto

A expressão recursiva para a busca do ponto de projeto é apresentada pela Equação (64), sendo o processo iterativo apresentado em 8 passos:

1. Deve-se escolher um ponto inicial do espaço real que geralmente é o vetor das médias, e então calculam-se os coeficientes de correlação normais equivalentes através da Equação (58);

2. Calculam-se as médias e os desvios padrões normais equivalentes para o ponto inicial através das Equações (56) e (57), respectivamente. Com essas médias e desvios padrões calculados, monta-se o vetor \mathbf{M} e a matriz $\mathbf{\Sigma}$;
3. Transforma-se o ponto inicial para o espaço normal não correlacionado através da transformação de Nataf (Equação (59));
4. Avalia-se a função de estado limite $g(\mathbf{X})$, o Jacobiano (Equação (60)) e o gradiente da função de estado limite no ponto \mathbf{Y} , tomando-se $g(\mathbf{Y}) \equiv g(\mathbf{X})$.
5. Emprega-se o processo iterativo da Equação (64) para avaliar um novo ponto ($k + 1$);
6. Avalia-se o índice de confiabilidade através da Equação (61):

$$\beta^* = \|\mathbf{Y}^{k+1}\| \quad (61)$$

7. Avalia-se um novo ponto \mathbf{X}^{k+1} no espaço real através da Equação (62):

$$\mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + (\mathbf{J}^{-1})^T (\mathbf{Y}^{k+1} - \mathbf{Y}^k) \quad (62)$$

8. Define-se o ponto \mathbf{X}^{k+1} do passo anterior como um novo ponto inicial, voltando-se ao passo 2, até que a desigualdade apresentada na Equação (63) seja atendida. Nesse caso, o valor obtido do processo iterativo será índice de confiabilidade e a estimativa da probabilidade de falha será obtida empregando-se a Equação (53).

$$\frac{\|\mathbf{Y}^{k+1}\| - \|\mathbf{Y}^k\|}{\|\mathbf{Y}^{k+1}\|} \leq tol \quad (63)$$

Em que:

tol é a tolerância adotada.

$$\mathbf{Y}^{k+1} = \frac{1}{\|\nabla g(\mathbf{Y}^k)\|^2} [\nabla g(\mathbf{Y}^k)^T \mathbf{Y}^k - g(\mathbf{Y}^k)] \nabla g(\mathbf{Y}^k) \quad (64)$$

Em que:

$g(\mathbf{Y}^k)$ é o valor da função de estado limite no ponto \mathbf{Y}^k ;

$\nabla g(\mathbf{Y}^k)$ é o gradiente da função de estado limite no ponto \mathbf{Y}^k .

4.8.1.3 Sensibilidade das variáveis

Outro resultado obtido no processo de otimização são as medidas de sensibilidade correspondente ao fator de importância das variáveis, que indica a importância de cada variável de projeto na confiabilidade do sistema, ou seja, o quão importante é esta variável para aumentar ou diminuir a probabilidade de falha. Na Equação (65) é apresentado o fator de importância, sendo o subíndice i correspondente a cada variável de projeto.

$$I_i = \alpha_i^2 \quad (65)$$

Em que:

α_i é o cosseno diretor entre o eixo da variável no espaço reduzido e o vetor normal a superfície de falha no ponto de projeto. Pode-se obter α_i através da Equação (66).

$$\alpha_i = \frac{\nabla g(\mathbf{x}^*)_i}{\|\nabla g(\mathbf{x}^*)\|} \quad (66)$$

As variáveis de projeto que apresentarem um cosseno diretor próximo de zero podem ser desconsideradas da análise probabilística (sendo tratada como uma variável determinística), pois sua importância na probabilidade de falha é muito baixa.

4.8.2 Simulação direta por Monte Carlo

As simulações probabilísticas consistem em experimentos numéricos que visam representar a aleatoriedade de processos naturais. Para uma aplicação em engenharia estrutural, objetiva-se avaliar numericamente algum sistema que, em diversas situações poderia ser analisado experimentalmente, mas por motivos econômicos ou até mesmo por dificuldade de execução do experimento, opta-se por avaliar o problema de forma numérica. Devido ao fato de o experimento ser realizado tantas vezes quantas forem necessárias, até a convergência estatística

dos resultados, é necessário o conhecimento, ou, que sejam admitidos os parâmetros estatísticos necessários para a caracterização das variáveis aleatórias de entrada do problema.

Real (2000) afirma que a simulação de Monte Carlo envolve as seguintes etapas:

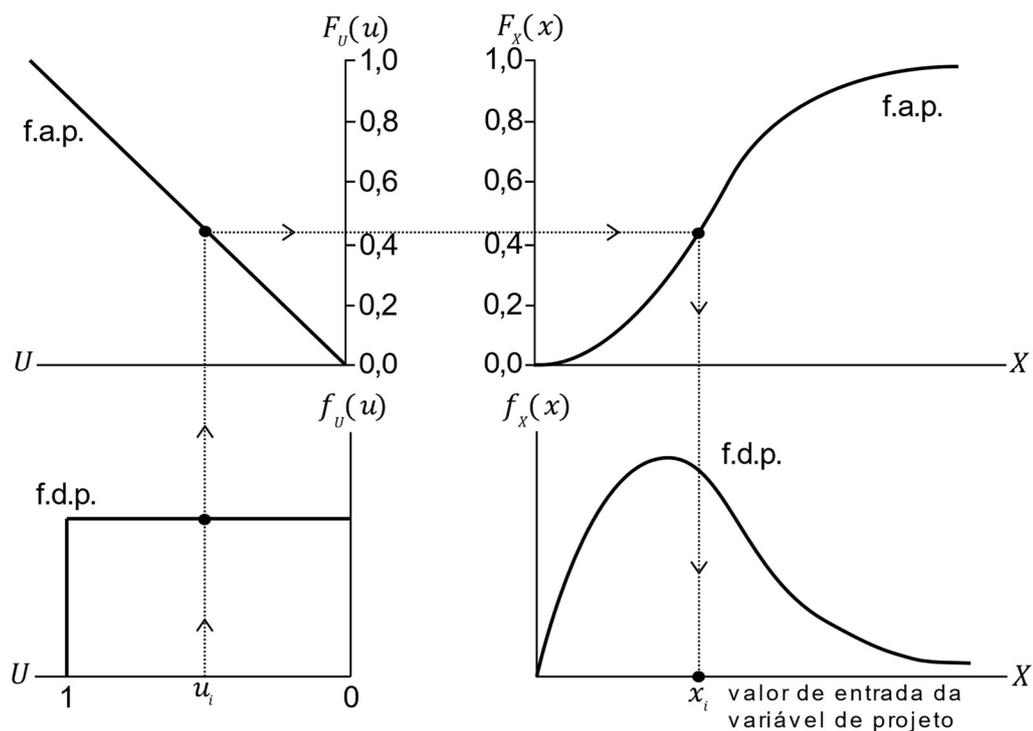
- Definição do sistema (problema que será analisado de maneira probabilística);
- Geração das variáveis aleatórias de projeto (para cada simulação um vetor de variáveis aleatórias deve ser gerado, com resultados de entrada para cada variável aleatória, seguindo as distribuições empregadas);
- Realização do experimento (avaliação da função de estado limite para cada conjunto de entrada das variáveis de projeto);
- Análise estatística do resultado do sistema;
- Avaliação da convergência x custo computacional do método.

Com relação à geração dos valores das variáveis aleatórias para serem empregadas em cada simulação, Haldar e Mahadevan (2000) apresentam a possibilidade de geração pela técnica de transformação inversa, que está ilustrada na Figura 4.4.

Como pode ser observado na Figura 4.4, deve-se gerar aleatoriamente um valor entre 0 e 1, nomeado u_i , através de uma distribuição uniforme, cujo valor é igual à sua própria distribuição acumulada, ou seja, $F_U(u_i) = u_i$. Sendo X_i uma variável aleatória de projeto, o seu valor a ser empregado em determinada simulação será igual a acumulada inversa do valor u_i , ou seja, $x_i = F_X^{-1}(u_i)$.

Cada análise pode ser chamada de realização, sendo seus dados de entrada gerados aleatoriamente, baseados em suas respectivas distribuições de probabilidades, resultando em situações diversas para a resposta do sistema, ou seja, a resposta também apresentará certa variabilidade que retratará como as incertezas se propagam no modelo de avaliação da função de estado limite.

Figura 4.4 – Transformação inversa



(fonte: adaptado de Haldar e Mahadevan, 2000)

Uma estimativa da probabilidade de falha pelo método de Monte Carlo bruto pode ser obtida através da razão entre o número de violações da função de estado limite e o número total de simulações. Cabe destacar que na prática esse método não é empregado, pois podem ser empregadas outras técnicas em conjunto ao método direto que acabam necessitando de uma menor quantidade de avaliações da função de estado limite até o atingimento do critério de convergência estatística. Podem ser citadas algumas técnicas avançadas de simulação que não serão abordadas nesta dissertação, mas que podem ser úteis para avaliação de sistemas com um elevado custo computacional e/ou falhas raras, tais como, a amostragem por importância adaptativa com centralização da distribuição sobre o centro de massa dos eventos de falha (BUCHER, 1988); *subset simulation* (AU e BECK, 2001) e simulação direcional (MELCHERS e BECK, 2018 e Esposito, 2016).

4.8.2.1 Estimadores da probabilidade de falha

A probabilidade de falha para a função de estado limite pelo método direto de Monte Carlo é apresentada na Equação (67).

$$P_f = \int_{\{\mathbf{x}|g(\mathbf{x})\leq 0\}} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})d\mathbf{x} = \int_{\mathbf{X}} I[g(\mathbf{x})] \cdot f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})d\mathbf{x} \quad (67)$$

Em que:

$f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ é a função de densidade de probabilidades conjunta das variáveis;

$I[g(\mathbf{x})]$ é uma função indicadora que apresentará valor igual a 1 caso a avaliação da função de estado limite apresente falha e 0 caso a função de estado limite apresente valor maior que zero.

Conforme apresenta Gomes (2001), a integral da função de densidade de probabilidades conjunta, apenas no domínio de falha, apresentada na Equação (67), pode ser aproximada pela Equação (68), que consiste em avaliar a integral sobre todo o domínio, ponderando-se pela função indicadora. Dessa forma, em pontos que apresentem um valor de função de estado limite positivo, a função indicadora irá anular essa parcela da soma total.

$$\hat{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N I[g(\mathbf{x}^k)] \quad (68)$$

Em que:

N é o número total de simulações;

\mathbf{x}^k é a realização do vetor de variáveis aleatórias da k-ésima simulação.

Admitindo-se que cada simulação represente um processo de Bernoulli, então, o número de falhas total das simulações poderá ser idealizado por uma distribuição binomial, sendo os estimadores aproximados do desvio padrão da probabilidade de falha e do coeficiente de variação da probabilidade de falha apresentados pelas Equações (69) e (70), respectivamente.

$$\hat{\sigma}_{P_f} \cong \sqrt{\frac{(1 - \hat{P}_f)\hat{P}_f}{N}} \quad (69)$$

$$\delta_{\hat{P}_f} = \frac{\hat{\sigma}_{P_f}}{\hat{P}_f} = \sqrt{\frac{1 - \hat{P}_f}{N \cdot \hat{P}_f}} \quad (70)$$

Vale destacar que os valores obtidos pelas Equações (68), (69) e (70) são aproximações dos valores teoricamente exatos, por esse motivo, apresentam o símbolo estatístico de estimador.

4.8.2.2 Amostragem por hipercubo latino

O método de amostragem por hipercubo latino, proposto por McKay, Beckman e Conover (1979), é um método estatístico de geração de parâmetros para distribuições multidimensionais, em que cada variável aleatória do problema é dividida em intervalos, de modo tornar a distribuição nos intervalos equiprováveis sendo cada faixa amostrada uma única vez. Portanto, é reduzida drasticamente a quantidade de pontos a serem amostrados em comparação à outras técnicas de amostragem.

Olsson, Sandberg e Dahlblom (2003) apresentam a Equação (71) que fornece a matriz \mathbf{U} que serve para geração das amostras a partir da Equação (72).

$$\mathbf{U} = \frac{1}{n_{si}}(\mathbf{P} - \mathbf{R}) \quad (71)$$

Em que:

n_{si} é o número de pontos da amostra;

n^* é o número de variáveis de projeto;

\mathbf{P} é uma matriz em que cada uma de suas n^* colunas é uma permutação aleatória de 1 até n_{si} .

A quantidade de linhas é igual ao número de pontos da amostra;

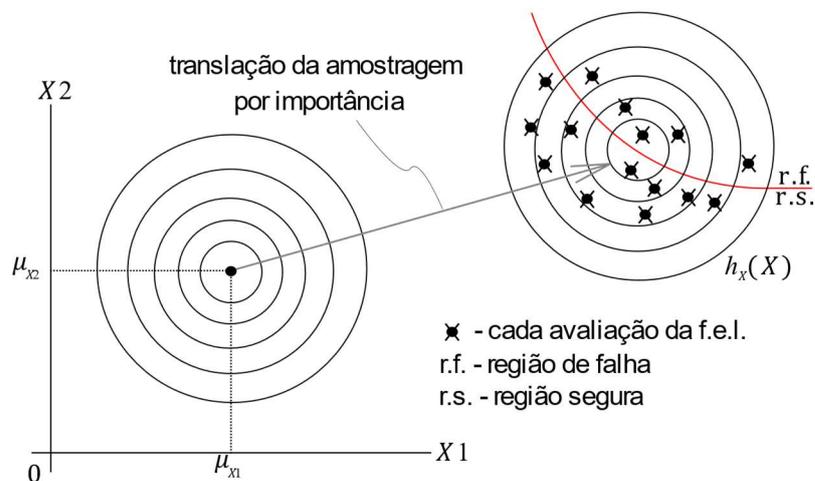
\mathbf{R} é uma matriz de ordem $(n_{si} \times n^*)$, com os coeficientes iguais a números aleatoriamente distribuídos entre 0 e 1.

$$x_{ij} = F_{x_j}^{-1}(u_{ij}) \quad (72)$$

4.8.3 Amostragem por importância utilizando pontos de projeto

Em sistemas com falhas raras, o custo computacional envolvendo métodos de simulação pode se tornar proibitivo. Uma das soluções possíveis pode ser empregar o método de amostragem por importância, obtido através da aplicação de uma função de amostragem, $h_X(\mathbf{x})$, que translada os pontos simulados para próximos da região de falha. Uma ilustração do método é apresentada na Figura 4.5.

Figura 4.5 – Amostragem por importância



(fonte: elaborada pelo autor)

Dividindo-se e multiplicando-se a Equação (67) por $h_X(\mathbf{x})$, chega-se à Equação (73), que representa o valor esperado da função $I[g(\mathbf{x})] \cdot \frac{f_X(\mathbf{x})}{h_X(\mathbf{x})}$ com respeito à amostragem $h_X(\mathbf{x})$. Tal valor esperado, pode ser estimado pela Equação (74).

$$P_f = \int_X I[g(\mathbf{x})] \cdot \frac{f_X(\mathbf{x})}{h_X(\mathbf{x})} \cdot h_X(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} \quad (73)$$

$$\hat{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N I[g(\mathbf{x}^k)] \cdot \frac{f_X(\mathbf{x}^k)}{h_X(\mathbf{x}^k)} \quad (74)$$

Em que:

N é o número total de simulações;

\mathbf{x}^k é o vetor das variáveis para a k-ésima simulação.

Através de uma função peso de amostragem, denominada w_i , apresentada na Equação (75), faz-se uma ponderação para cada simulação de modo a avaliar a influência do deslocamento dos pontos amostrados para próximos ao domínio de falha.

$$w_i = \frac{f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}^k)}{h_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}^k)} \quad (75)$$

Dessa forma, a probabilidade de falha poderá ser estimada a partir da Equação (76), ressaltando que para uma amostragem por importância eficiente, a função $h_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ deverá ser escolhida de modo a resultar em um valor de w_i menor que a unidade.

$$\hat{p}_f = \frac{\sum w_i \cdot I[g(\mathbf{x}^k)]}{N} \quad (76)$$

De modo geral, poderá ser observado uma aceleração no processo de convergência, caso o coeficiente de variação das variáveis na distribuição de importância for de duas a três vezes maior que a original. O estimador aproximado do coeficiente de variação da probabilidade de falha é determinado conforme a Equação (77).

$$\hat{\delta}_{\hat{p}_f} = \frac{1}{P_f \sqrt{N(N-1)}} \sqrt{\sum_{k=1}^N [I[g(\mathbf{x}^k)] \cdot w_i]^2 - \frac{1}{N} \left[\sum_{k=1}^N I[g(\mathbf{x}^k)] \cdot w_i \right]^2} \quad (77)$$

4.8.4 Amostragem adaptativa

O método de simulação de Monte Carlo com amostragem por importância adaptativa surge como uma possibilidade para se conseguir mais rapidamente uma diminuição no coeficiente de variação do estimador da probabilidade de falha, e, conseqüentemente, necessitar de uma menor quantidade de avaliações da função de estado limite para a convergência estatística do problema. As técnicas adaptativas partem da ideia de se empregar dados anteriores para a determinação da localização da distribuição de amostragem, que vai sendo alterada ao longo da

análise. De modo geral, a função densidade de probabilidades tem sua correlação e dispersão alteradas e/ou é transladada de modo a melhor representar a fronteira da função de estado limite.

Melchers (1990) afirma que o centro da distribuição de amostragem de um ciclo de simulações pode ser adotado igual ao ponto que apresentou a maior função de densidade de probabilidades em um ciclo anterior. A Equação (78) apresenta um estimador para a probabilidade de falha que emprega a possibilidade de atualizações na função de amostragem.

$$\hat{P}_f = \frac{1}{\sum_{k=1}^{nadp} ns_k} \sum_{k=1}^{nadp} \sum_{j=1}^{ns_k} I[g(x^j)] \quad (78)$$

Em que:

$nadp$ é o número de vezes em que a função de amostragem é atualizada;

ns_k é o número de simulações realizadas com cada função de amostragem.

4.8.5 Variáveis antitéticas

A técnica de variáveis antitéticas pode ser empregada para diminuir a variância do valor médio estimado entre os diferentes ciclos de simulação. O método consiste em introduzir uma correlação negativa entre pares de amostras pertencentes à mesma distribuição de probabilidade (HAMMERSLEY e MORTON, 1956).

Como apresentado por Ang e Tang (1984), gera-se um conjunto de números aleatórios $U = \{u_1, u_2, \dots, u_n\}$ e o seu o seu complemento $\bar{U} = \{1 - u_1, 1 - u_2, \dots, 1 - u_n\}$. Desse modo, poderá ser gerado um terceiro estimador não tendencioso da probabilidade de falha, P_f^C , através de dois estimadores não tendenciosos, P_f^A e P_f^B , como apresentado pela Equação (79).

$$P_f^C = \frac{P_f^A + P_f^B}{2} \quad (79)$$

A variância desse estimador da probabilidade de falha pode ser obtida pelo emprego da Equação (80).

$$VAR[P_f^C] = \frac{1}{4}(VAR[P_f^A] + VAR[P_f^B] + 2 \cdot COV[P_f^A, P_f^B]) \quad (80)$$

Devido à geração das amostras complementares, haverá uma correlação negativa indicada pelo valor negativo da covariância entre as estimativas da probabilidade de falha, que irá reduzir a variância do estimador P_f^C .

Ainda como apresentado por Santos (2014), essa técnica pode apresentar resultados expressivos quando combinado com outras técnicas, por exemplo, a amostragem por importância.

4.9 CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Nesta seção, serão apresentados os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias empregadas tanto nos problemas à temperatura ambiente, quanto na situação de incêndio. Os demais parâmetros que não foram classificados como variáveis aleatórias, foram tratados como determinísticos, ou seja, apresentaram o mesmo valor em todas as simulações de um mesmo problema. Além disso, foi considerado que as variáveis aleatórias não apresentam correlação.

Dada a inexistência de dados na literatura, as estatísticas das variáveis aleatórias em situação de incêndio serão consideradas equivalentes às estatísticas das variáveis aleatórias em temperatura ambiente. Essa mesma hipótese foi empregada nos trabalhos de Eamon e Jensen (2012a) e (2012b), Eamon e Jensen (2013) e Coelho (2018).

4.9.1 Resistência à compressão do concreto

Assim como nos trabalhos de Real (2000), Gomes (2001), Barbosa (2017) e Scherer (2018), que tratam de estruturas de concreto à temperatura ambiente, empregou-se uma distribuição de probabilidades gaussiana para a representação da resistência do concreto em compressão, sendo a média e o desvio padrão obtidos através das Equações (81) e (82), respectivamente.

$$\mu_{F_c} = F_{cm} = 1,17f_{ck} \quad (81)$$

$$\sigma_{F_c} = 0,15e^{[-0,036(f_{ck}-20)]\mu_{F_c}} \quad (82)$$

Em que:

f_{ck} deve estar em Megapascal para o cálculo de σ_{f_c} .

As expressões de F_{cm} e σ_{F_c} foram extraídas de Leite e Gomes (2021). Observa-se que a expressão do desvio padrão está considerando um coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto ($V_{F_c} = \sigma_{F_c}/F_{cm}$) variável, que diminui à medida que a resistência à compressão aumenta. Dessa forma, pode-se representar a variabilidade das resistências que está associado ao controle de produção.

A resistência do concreto à tração foi desprezada, pois a NBR 6118 (2014) recomenda sua desconsideração para o dimensionamento das seções em ELU.

4.9.2 Tensão de escoamento do aço

Para a tensão máxima de escoamento para o aço, foi adotado uma distribuição de probabilidades log-normal, seguindo-se os trabalhos de Machado (2001) e Barbosa (2017). Como apresentado por esses autores, a distribuição log-normal se adequada de forma mais satisfatória para esta variável aleatória, sendo seus parâmetros estatísticos de média e desvio padrão obtidos pelas Equações (83) e (84), respectivamente.

$$\mu_{F_y} = F_{ym} = 1,09f_{yk} \quad (83)$$

$$\sigma_{F_y} = 0,05\mu_{F_y} \quad (84)$$

Devido ao fato de somente serem analisados pilares sujeitos à ELU oriundos de solicitações normais, as armaduras para os efeitos tangenciais não foram consideradas, e, portanto, foi empregado um aço do tipo CA-50 (com $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$), conforme as recomendações da NBR 6118 (2014).

Em comparação ao concreto, o aço apresenta uma menor variabilidade na determinação da resistência, pois apresenta um maior controle de qualidade na fabricação do material.

4.9.3 Dimensões da seção transversal

A altura do pilar foi tratada como um parâmetro determinístico, portanto, a variabilidade das quantidades dimensionais ficou restrita à seção transversal, sendo consideradas como variáveis aleatórias as dimensões de base, B , e altura, H , da seção, além da distância entre o centro de gravidade das armaduras às faces de concreto, D' .

Uma interpretação alternativa pode ser dada ao posicionamento das barras, sendo considerado o cobrimento como variável aleatória. Como a diferença entre a dimensão da seção e D' , acrescida de metade do diâmetro da barra, é igual ao cobrimento, e, D' apresentará uma certa variabilidade, logo o cobrimento também apresentará uma certa variabilidade.

Conforme apresentado por Barbosa (2017), as variações dimensionais em um elemento de concreto podem ser devido à má qualidade de formas e estruturas de escoramento, falta de controle na concretagem e ineficiência no processo de vibração do concreto.

A média dos parâmetros dimensionais foi adotada igual ao valor nominal de projeto. Já para o desvio padrão, adotou-se o valor de $0,5\text{ cm}$, como apresentado em Damas (2015).

4.9.4 Carregamento permanente

A parcela permanente do carregamento representa as cargas que não têm uma variação significativa ao longo da vida útil da estrutura, sendo para sua modelagem adotada a distribuição de probabilidades gaussiana, seguindo-se os trabalhos de Barbosa (2017) e Scherer (2018). Conforme apresentado por Galambos *et al.* (1982) e Diniz e Frangopol (2003), a média e o desvio padrão do carregamento permanente podem ser obtidas pelas Equações (85) e (86), respectivamente.

$$\mu_G = 1,05F_{Gk} \quad (85)$$

Em que:

F_{Gk} é o valor característico do carregamento permanente.

$$\sigma_G = \mu_G \cdot V_G \quad (86)$$

Em que:

V_G é o coeficiente de variação do carregamento permanente, adotado igual a 0,10.

4.9.5 Carregamento de utilização em temperatura ambiente

Para as estruturas em temperatura ambiente, emprega-se a distribuição de extremos para 50 anos, conforme apresentado nesta seção. O carregamento de utilização apresenta uma maior variabilidade durante a vida útil, pois apresenta mais incertezas, além de ser compilado a partir do registro de valores máximos de ocorrência. Dessa forma, a modelagem se torna mais adequada através da distribuição do tipo extremo I de Gumbel. A média e o desvio padrão do carregamento de utilização podem ser obtidas pelas Equações (87) e (88), respectivamente. (GALAMBOS *et al.*, 1982).

$$\mu_{Q,50} = F_{Qk} \quad (87)$$

Em que:

F_{Qk} é o valor característico do carregamento de utilização.

$$\sigma_{Q,50} = \mu_{Q,50} \cdot V_{Q,50} \quad (88)$$

Em que:

$V_{Q,50}$ é o coeficiente de variação da carga de utilização, adotado igual a 0,25.

4.9.6 Carregamento de utilização em situação de incêndio

Para as estruturas em situação de incêndio, conforme apresentado em Coelho (2018), deve-se transformar a estatística de carregamento de utilização máximo correspondente a uma vida útil de 50 anos em uma carga em um instante arbitrário ao longo do tempo (carregamento de

serviço), coerente com um carregamento em situação de incêndio. Assim como para o carregamento de utilização em temperatura ambiente, emprega-se a distribuição do tipo extremo I de Gumbel, sendo a média e o desvio padrão da carga de utilização em um instante arbitrário obtidas pelas Equações (89) e (90), respectivamente.

$$\mu_{Q,1} = 0,24\mu_{Q,50} \quad (89)$$

Em que:

$\mu_{Q,50}$ é a média do carregamento de utilização em temperatura ambiente para uma distribuição de extremos para 50 anos.

$$\sigma_{Q,1} = \mu_{Q,1} \cdot V_{Q,1} \quad (90)$$

Em que:

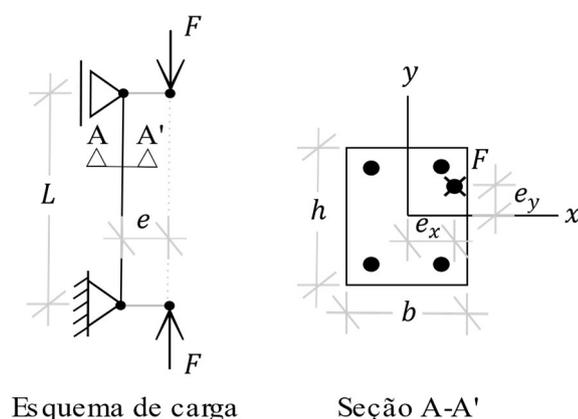
$V_{Q,1}$ é o coeficiente de variação da carga de utilização para um instante arbitrário ao longo do tempo, adotado igual a 0,65, conforme apresentado em Coelho (2018).

4.9.7 Erro da modelagem

4.9.7.1 Caso de carga normal excêntrica à temperatura ambiente

Para o caso de carga normal excêntrica à temperatura ambiente, com o pilar idealizado birotulado nos dois eixos, ilustrado na Figura 4.6, pode-se estimar o erro da modelagem empregando a mesma estratégia que Magalhães (2014), Barbosa (2017) e Deuschle (2019). Vale observar que neste caso, o momento e a carga normal serão perfeitamente correlacionados, com o momento de primeira ordem constante ao longo do pilar, podendo no caso de flexão composta oblíqua, apresentar distribuição de momentos nos dois eixos principais da seção.

Figura 4.6 – Problema de flexão composta oblíqua gerada por carga excêntrica



(fonte: elaborada pelo autor)

Como apresentado por Magalhães (2014), as diferenças entre os resultados numéricos e experimentais se dá por variações proporcionadas pelo modelo computacional, pela variabilidade das variáveis aleatórias, além da variabilidade existente no processo experimental.

A avaliação da incerteza da modelagem é feita através da comparação entre os resultados experimentais com os numéricos, sendo o coeficiente de variação do erro do modelo estimado através da Equação (91).

$$V_{modelo} = \sqrt{(V_{exp/mod})^2 - (V_{lote})^2 - (V_{ensaio})^2} \quad (91)$$

Em que:

$V_{exp/mod}$ é o coeficiente de variação da razão entre as cargas numérica e experimental. Esse valor é obtido a partir da comparação de uma série de ensaios com os seus respectivos correspondentes numéricos;

V_{lote} é o coeficiente de variação da resistência devido a variabilidades das variáveis no lote. Adotado igual a 0,044 como apresentado por Magalhães (2014). Esse parâmetro considera os coeficientes de variação da resistência à compressão e à tração do concreto, tensão de escoamento do aço, e dos módulos de elasticidade do concreto e do aço;

V_{ensaio} é o coeficiente de variação dos resultados dos ensaios oriundos das condições dos experimentos realizados. Para este valor, empregou-se 0,04 como apresentado por Magalhães (2014). Este parâmetro considera as condições de laboratório.

O erro do modelo é idealizado com distribuição gaussiana, sendo a sua média próxima da unidade, obtida pela Equação (92).

$$\mu_{modelo} = \frac{\mu_{exp/mod}}{\mu_{lote} \cdot \mu_{ensaio}} \quad (92)$$

Em que:

$\mu_{exp/mod}$ é a média obtida entre as cargas numérica e experimental;

μ_{lote} e μ_{ensaio} são as médias do lote e dos ensaios, que podem ser adotadas igual a unidade.

Por fim, a variável aleatória de erro de modelo, E_{modelo} , que apresenta distribuição gaussiana, média igual a μ_{modelo} , e coeficiente de variação igual a V_{modelo} , poderá ser aplicada multiplicando a estimativa de resistência do modelo nos casos de carga normal excêntrica à temperatura ambiente.

4.9.7.2 Demais casos

Para os demais casos, quando há a ocorrência do incêndio, não se torna possível a aplicação da abordagem vista para a estimativa do erro de modelo através de ensaios experimentais, pois a estratégia apresentada é válida somente para ensaios à temperatura ambiente. Nestes casos, a incerteza relacionada a modelagem é aplicada através de duas variáveis aleatórias multiplicativas, uma correspondente à resistência, θ_R , e a outra, à solicitação, θ_S .

Seguindo-se os trabalhos de Santos, Stucchi e Beck (2014), Oliveira (2018) e Coelho (2018), empregam-se para essas variáveis aleatórias uma distribuição log-normal, com média unitária e desvio padrão igual a 0,05.

4.9.8 Temperatura

A temperatura média dos gases no ambiente, μ_T , é admitida com uma variável aleatória com distribuição normal nas análises ao longo do incêndio. Essa variável aleatória só é empregada quando está ocorrendo o incêndio, sendo considerado nas simulações à temperatura ambiente uma temperatura constante de 20 °C.

Essa variável apresenta uma variabilidade muito grande, porque a temperatura é influenciada pelos tipos de materiais presentes no ambiente (carga de incêndio), área do compartimento, ventilação, características do incêndio, entre outras características do ambiente, que em geral são parâmetros de difícil determinação, por isso a grande aleatoriedade.

A média de T é admitida igual a temperatura estimada para um dado tempo, podendo-se empregar, por exemplo, as curvas de incêndio padronizadas ASTM E119 ou ISO 834. Já para o coeficiente de variação, Eamon e Jensen (2013) apresentam que em geral os valores se situam entre 0,44 e 0,51 para situações típicas. Neste trabalho, empregou-se V_T igual a 0,45.

5 ALGORITMO EMPREGADO

O objetivo desta seção é apresentar o algoritmo FLEXOR que permite a verificação de pilares de concreto armado sujeitos à flexão composta oblíqua, e a formulação envolvida para determinar o estado deformado e os deslocamentos das seções. Além disso, são comparados alguns resultados numéricos com experimentais apresentados na literatura para avaliar a robustez do algoritmo e estimar o erro da modelagem. Após, é apresentada a extensão do FLEXOR ao caso probabilístico considerando a ocorrência de um incêndio. Por fim, é feita uma comparação entre o FORM e o MCAIA para as análises probabilísticas.

5.1 DETERMINÍSTICO

O principal algoritmo empregado nesta dissertação, permite realizar a verificação e o dimensionamento de pilares de concreto armado solicitados por flexão composta oblíqua. Tal algoritmo, nomeado FLEXOR, é resultado dos estudos apresentados na dissertação de Cadamuro Júnior (1997). Portanto, recomenda-se a leitura dessa dissertação para um entendimento completo e pormenorizado do algoritmo, pois será dado um enfoque nas funcionalidades e questões relacionadas às aplicações deste trabalho.

Neste trabalho, o FLEXOR foi modificado para considerar também os concretos do grupo II. Dessa forma, foi feita a consideração dos diagramas tensão-deformação para o concreto comprimido, acima de 50 *MPa*, através da abordagem do somatório de polinômios, além de serem considerados os valores limite de deformação para o diagrama parábola retângulo recomendados pela NBR 6118 (2014).

O FLEXOR considera as não linearidades física e geométrica, aplicando o método do equilíbrio em conjunto com o método geral, conforme as recomendações da NBR 6118 (2014). A generalidade do algoritmo é tal, que permite avaliar pilares de qualquer esbeltez, com seções de concreto, armadura e esforços solicitantes de primeira ordem variáveis ao longo da altura do pilar. Com esta abordagem, é possível representar pilares usuais de um edifício de concreto armado nas situações de projeto.

Dada a possibilidade de avaliação de qualquer esbeltez, deve-se considerar o efeito da fluência em algumas situações. No código, este efeito é avaliado através do coeficiente de fluência efetivo da teoria linear de fluência.

No caso de verificação, como a posição e área das armaduras já são conhecidas, busca-se verificar a estabilidade pelo método do equilíbrio através de um procedimento iterativo. Os momentos de segunda ordem de uma iteração são somados aos momentos de primeira em uma nova iteração e utilizados para calcular os deslocamentos transversais, que por sua vez irão alterar os valores dos momentos de segunda ordem. De modo geral, este processo é desenvolvido até que se atinja a convergência ou, então, um ELU, podendo-se avaliar se a falha ocorre em nível de seção transversal ou devido à instabilidade.

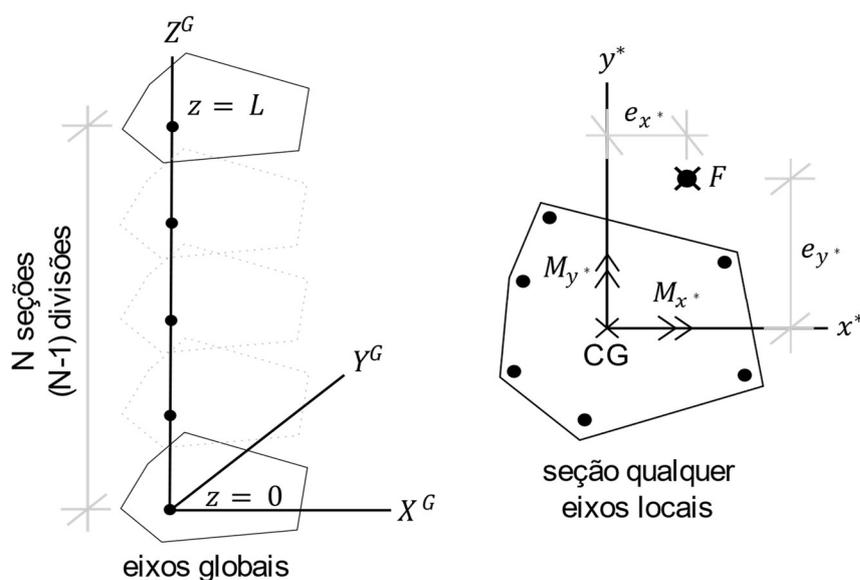
Nesta abordagem de emprego do método geral, calculam-se as curvaturas, os deslocamentos transversais e os momentos de segunda ordem nas seções da discretização. Além disso, como hipótese simplificadora, admite-se que a curvatura varia linearmente entre duas seções consecutivas. Por isso, quanto mais seções forem empregadas, melhores serão os resultados.

A determinação dos deslocamentos transversais é feita através de uma dupla integração numérica da equação diferencial da curvatura ao longo do comprimento do pilar, sendo na primeira integração obtidas as rotações. Esse procedimento faz com que os deslocamentos calculados apresentem uma variação cúbica. Com os deslocamentos transversais, são calculados os momentos fletores de segunda ordem, que serão os dados principais necessários ao processo iterativo.

Na Figura 5.1 está apresentado como é feita a discretização de um pilar para o emprego do algoritmo. O pilar é discretizado em N seções ao longo da altura. Cada seção pode apresentar tanto uma forma poligonal como uma disposição de armaduras quaisquer, podendo até mesmo apresentar vazios na poligonal. Observa-se que a poligonal é feita através de linhas ligando os vértices (pontos), devendo-se percorrer os nós no sentido anti-horário (trigonométrico). Caso se queria um vazio, deve-se percorrer o sentido horário. Além disso, o último nó deve ser igual ao primeiro para completar a poligonal.

Na Tabela 5.1 contém uma transcrição da descrição dos passos do algoritmo de verificação conforme apresentado em Cadamuro Júnior (1997).

Figura 5.1 – Ilustração de uma discretização genérica



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 5.1 – Resumo dos passos do processo iterativo para verificação da estabilidade de pilares pelo método do equilíbrio em conjunto com o método geral

Passo	Descrição
0	Inicialmente faz-se a entrada de dados, onde deve-se informar as propriedades e lei do comportamento dos materiais, geometria do problema e solicitações de primeira ordem
1	Calculam-se os momentos fletores totais que solicitam cada seção transversal, somando-se o momento solicitante com o momento de segunda ordem calculado. Na primeira iteração o momento de segunda ordem é nulo
2	Com os momentos fletores totais (soma do de primeira ordem com o de segunda ordem), calcula-se a curvatura majorada adimensional (θ), direção da linha neutra (α) e altura da seção transversal na direção perpendicular a da linha neutra (h_α) em todas as seções
3	Caso alguma das seções atinja o ELU de equilíbrio, haverá o encerramento do processo e será detectada a ruptura
4	Calculam-se as curvaturas ($\frac{1}{r_\alpha}$) em todas as seções
5	Calculam-se os deslocamentos transversais de todas as seções (com relação aos dois eixos)
6	Calculam-se os momentos de segunda ordem de todas as seções (com relação aos dois eixos)
7	Se os deslocamentos transversais calculados, em todas as seções, forem iguais (a menos de um certo critério de convergência) aos da iteração anterior, o pilar será estável e o processo estará encerrado
8	Caso o deslocamento em alguma seção divergir, o processo será encerrado e o pilar não será estável (ELU de instabilidade)
9	Caso os passos 7 e 8 não sejam atendidos, volta-se ao passo 1 com um novo valor para o momento de segunda ordem

(fonte: adaptado de Cadamuro Júnior, 1997)

As hipóteses simplificadoras adotadas para o emprego deste algoritmo são:

- Aderência perfeita entre os materiais (aço e concreto);
- Inexistência de tensões e deformações iniciais;
- Manutenção da forma da seção: a seção se desloca transversalmente somente por translação e não tem sua forma alterada por deformações;
- Navier-Bernoulli: a distribuição de deformações é linear ao longo da seção. Assim, as seções transversais perpendiculares ao eixo do pilar que inicialmente eram planas, permanecem planas e normais ao eixo deformado;
- Pequenos deslocamentos: admite-se que os deslocamentos da seção são pequenos com relação ao comprimento do pilar, portanto, a rotação será muito menor que a unidade. Esta idealização conduz a uma simplificação na expressão da curvatura, conforme apresentado na Equação (93).

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2w(z)}{dz^2} \quad (93)$$

Em que:

$w(z)$ é a função do deslocamento do eixo do pilar em função da altura.

5.1.1 Formulação teórica

Serão apresentadas as principais equações empregadas no algoritmo, sendo recomendado a verificação da dedução das mesmas em Cadamuro Júnior (1997).

Tanto os esforços resistentes, como os solicitantes, devem ser referenciados com relação ao centro de gravidade da seção bruta de concreto.

5.1.1.1 Equações de compatibilidade de deformações

Como é admitido que as deformações apresentem uma variação linear, o estado deformado resulta em uma equação de plano, sendo necessário o conhecimento de pelo menos três

parâmetros para a sua determinação. No FLEXOR, determina-se a deformação do ponto correspondente ao centro de gravidade da seção, ε_{CG} , a inclinação da linha neutra, α , e a curvatura majorada adimensional, θ , apresentada pela Equação (94). α é definido como sendo o ângulo que faz com que o eixo x^* baricêntrico fique paralelo à linha neutra, medido no sentido trigonométrico. A Figura 5.2 apresenta a representação dos parâmetros envolvidos na determinação do estado deformado da seção.

$$\theta = 1000h_{\alpha} \cdot \frac{1}{r_{\alpha}} = 1000h_{\alpha} \cdot \frac{\varepsilon_2/1000 - \varepsilon_1/1000}{y_2^* - y_1^*} = h_{\alpha} \cdot \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{y_2^* - y_1^*} \quad (94)$$

Em que:

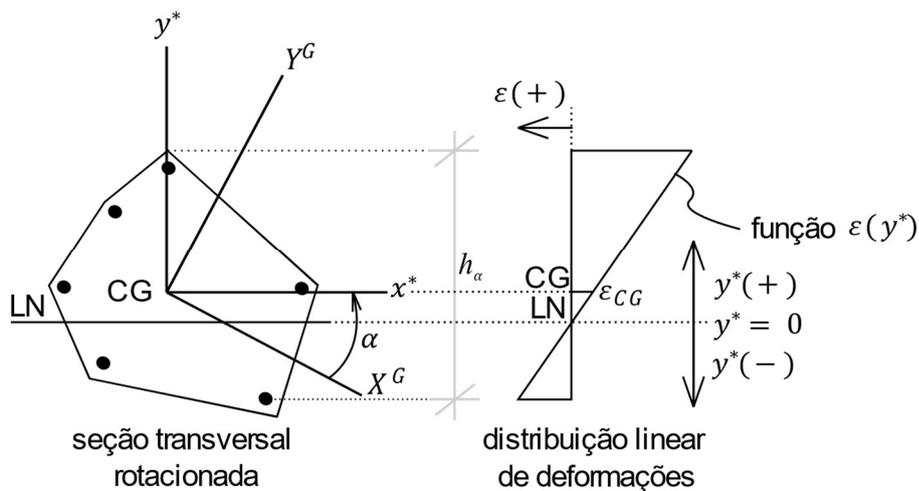
θ é determinado em função de dois pontos quaisquer da seção;

ε_1 e ε_2 são as deformações em dois pontos quaisquer, em %. No código, as deformações positivas referem-se ao encurtamento;

y_1^* e y_2^* são as coordenadas em dois pontos quaisquer, com relação ao eixo baricêntrico y^* ;

h_{α} é a altura da seção na direção do eixo baricêntrico y^* .

Figura 5.2 – Estado deformado de uma seção com relação aos eixos baricêntricos



(fonte: elaborada pelo autor)

Isolando-se $\frac{1}{r_{\alpha}}$ na Equação (94), chega-se à Equação (95) para o cálculo das curvaturas.

$$\frac{1}{r_\alpha} = \frac{\theta}{1000h_\alpha} \quad (95)$$

Com a rotação da seção igual a α , a equação de plano é degenerada em equação de reta e o estado deformado da seção pode ser representado pela Equação (96).

$$\varepsilon(y^*) = \varepsilon_{CG} + \frac{\theta}{h_\alpha} \cdot y^* \quad (96)$$

5.1.1.2 Equações de compatibilidade no ELU

No ELU de equilíbrio, a ruptura será ocasionada devido à uma deformação plástica excessiva das armaduras ou pelo encurtamento máximo do concreto. Considerando-se os domínios de deformação apresentados anteriormente, podem ser caracterizados três pólos de ruína, que são:

- Seções inteiramente comprimidas:
 - Pólo 1: encurtamento de $\varepsilon_{c2}(1 + \varphi_{ef})$, em ‰, na fibra situada a $\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \cdot h_\alpha$ a partir da fibra mais comprimida;
- Seção parcialmente comprimida e tracionada:
 - Pólo 2: encurtamento máximo para o concreto igual a $\varepsilon_{cu}(1 + \varphi_{ef})$, em ‰;
 - Pólo 3: alongamento máximo no aço igual a 10 ‰. Na situação de incêndio o alongamento máximo é igual a 20 ‰ (valor empregado para $\varepsilon_{u,\theta}$).

Observa-se que na determinação dos pólos de ruptura já foram considerados os efeitos da fluência, devido à inclusão do coeficiente de fluência efetivo da teoria linear de fluência.

Caso seja considerado que a seção se encontra em ELU, já se tem um parâmetro definido para a determinação do estado deformado da seção, necessitando de somente mais dois parâmetros, e caso a seção seja rotacionada, necessita-se de somente um. Tendo em vista que em ELU, ε_{CG} e θ são dependentes, podem ser montadas equações de compatibilidade em ELU,

determinando-se os valores máximo e mínimo de ε_{CG} para avaliar se a seção atingiu a ruptura. Caso o estado de deformações passe pelo pólo 1, chega-se na Equação (97).

$$\varepsilon_{CG,1} = -\frac{\theta}{h_\alpha} \left(y_{max,conc}^* - \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \cdot h_\alpha \right) + \varepsilon_{c2}(1 + \varphi_{ef}) \quad (97)$$

Em que:

$y_{max,conc}^*$ é a coordenada máxima da poligonal de concreto, com relação ao eixo y^* baricêntrico.

Caso passe pelo pólo 2, chega-se à Equação (98).

$$\varepsilon_{CG,2} = +\frac{\theta}{h_\alpha} \cdot y_{max,conc}^* + \varepsilon_{cu}(1 + \varphi_{ef}) \quad (98)$$

Por fim, se passar pelo pólo 3, chega-se à Equação (99) para situação normal e Equação (100) em situação de incêndio. O valor -20 na Equação (100) se refere ao valor de $\varepsilon_{u,\theta}$ do diagrama multilinear do aço em altas temperaturas.

$$\varepsilon_{CG,3} = -\frac{\theta}{h_\alpha} \cdot y_{min,aço}^* - 10 \quad (99)$$

Em que:

$y_{min,aço}^*$ é a coordenada mínima do centro de gravidade das armaduras, com relação ao eixo y^* baricêntrico.

$$\varepsilon_{CG,3} = -\frac{\theta}{h_\alpha} y_{min,aço}^* - 20 \quad (100)$$

Como conclusão, chega-se as deformações limites apresentadas nas Equações (101) e (102).

$$\varepsilon_{CG,máximo} \leq \begin{cases} \varepsilon_{CG,1} \\ \varepsilon_{CG,2} \end{cases} \quad (101)$$

$$\varepsilon_{CG,mínimo} = \varepsilon_{CG,3} \quad (102)$$

5.1.1.3 Relação constitutiva do aço

Para os problemas à temperatura ambiente, emprega-se o diagrama tensão-deformação simplificado do aço recomendado pela NBR 6118 (2014), apresentado na Figura 2.5, que é caracterizado pelo trecho inicial linear, seguido do patamar de escoamento plástico bem definido. Dessa forma, é necessário a determinação do módulo de elasticidade e da tensão de escoamento para a caracterização do diagrama.

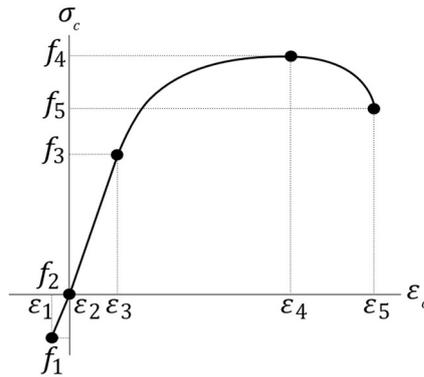
Já para os problemas em elevadas temperaturas, emprega-se o diagrama tensão-deformação multilinear, recomendado pela NBR 15200 (2012), apresentado na Figura 3.6. Os limites de deformação empregados são os recomendados pela norma, que foram apresentados na seção 3.4.8.4. A tensão de escoamento e o módulo de elasticidade devem ter seus valores corrigidos conforme a temperatura.

5.1.1.4 Relação constitutiva do concreto

Como o método das isotermas de 500 °C admite que o concreto abaixo de 500 °C apresente as mesmas propriedades que em temperatura ambiente, mesmo na situação de incêndio empregou-se o diagrama parábola retângulo recomendado pela NBR 6118 (2014), com a consideração dos efeitos da fluência, conforme apresentado na Figura 2.4.

O código FLEXOR considera a relação constitutiva do concreto através de um conjunto de polinômios. Na Figura 5.3 está representada uma relação constitutiva genérica formada por um conjunto de polinômios com quatro trechos. Nesta abordagem, também é possível considerar a resistência à tração do concreto.

Figura 5.3 – Diagrama tensão-deformação genérico com quatro trechos



(fonte: elaborada pelo autor)

Cada curva polinomial é formada pelo somatório de polinômios de diferentes graus, conforme apresentado na Equação (103), já sendo considerado os efeitos da fluência através do coeficiente φ_{ef} .

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f_c \sum_{k=0}^m \frac{C_k \cdot \varepsilon_c^k}{(1 + \varphi_{ef})^k} \quad (103)$$

Em que:

ε_c é a variável independente da função. Trata-se da deformação, em %;

f_c é o valor de pico de tensão, valor máximo de todo o diagrama. Nas situações de dimensionamento é tomado igual ao valor de projeto, e, nas situações probabilísticas, tomado igual ao valor de cada amostra da variável aleatória correspondente à F_c ;

m é o grau do polinômio;

C_k é o k-ésimo coeficiente do polinômio (sem os efeitos da fluência).

Aplicando-se a estratégia de representar o diagrama tensão-deformação do concreto por um conjunto de polinômios ao diagrama parábola-retângulo, chega-se à Equação (104).

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_c \left[C_0 + \frac{C_1 \cdot \varepsilon_c}{(1 + \varphi_{ef})} + \frac{C_2 \cdot \varepsilon_c^2}{(1 + \varphi_{ef})^2} \right]; & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c2} \\ f_c; & \text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (104)$$

Na Tabela 5.2 são apresentados os valores de C_k para alguns valores de f_{ck} para a modelagem do diagrama tensão-deformação parábola retângulo simplificado da NBR 6118 (2014).

Tabela 5.2 – Valores de C_k para a modelagem do diagrama tensão-deformação parábola retângulo do concreto

f_{ck} [MPa]	Trecho parabólico			Trecho constante		
	C_0	C_1	C_2	C_0	C_1	C_2
≤ 50	0,00000	1,00000	-0,25000	1,00000	0,00000	0,00000
60	0,00000	0,72064	-0,12010	1,00000	0,00000	0,00000
70	0,00000	0,62029	-0,08146	1,00000	0,00000	0,00000
80	0,00000	0,58126	-0,06936	1,00000	0,00000	0,00000
90	0,00000	0,56134	-0,06455	1,00000	0,00000	0,00000

(fonte: elaborada pelo autor)

5.1.1.5 Esforços resistentes da seção

Sabendo-se as propriedades mecânicas dos materiais, geometria da seção, α , θ e ε_{CG} , os esforços resistentes N_R , M_{Rx^*} e M_{Ry^*} , reagentados nas Equações (105), (106) e (107), podem ser determinados.

$$N_R = N_{R,conc} + N_{R,aço} = \int_{Ac} \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_s(\varepsilon_i) \quad (105)$$

$$M_{Rx^*} = M_{Rx^*,conc} + M_{Rx^*,aço} = \int_{Ac} \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot y^* \cdot dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_s(\varepsilon_i) \cdot y_i^* \quad (106)$$

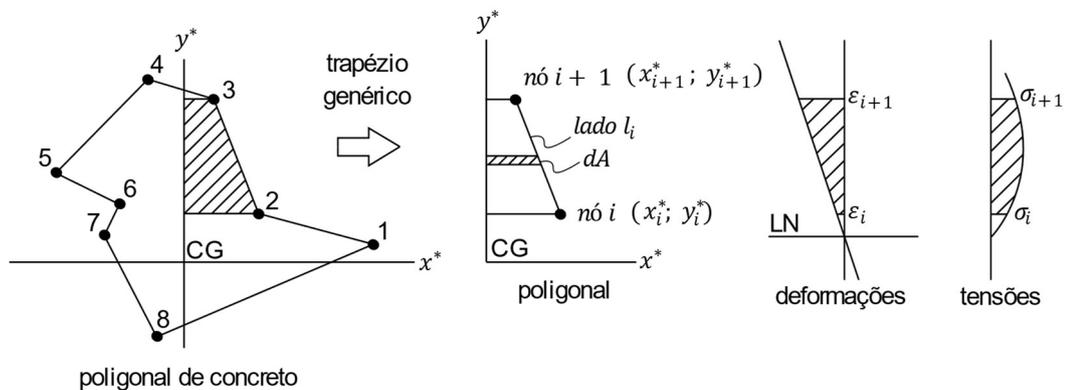
$$M_{Ry^*} = M_{Ry^*,conc} + M_{Ry^*,aço} = \int_{Ac} \sigma_c(\varepsilon) \cdot x^* \cdot dA + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_s(\varepsilon_i) \cdot x_i^* \quad (107)$$

As parcelas referentes ao aço, são calculadas dando como entrada o valor de deformação no centro de gravidade das armaduras. Já as parcelas correspondentes ao concreto, devem ser

obtidas através das integrais de superfície, que como já apresentado, são obtidas aplicando-se o teorema de Gauss-Green, transformando-se as integrais de área em integrais de linha. O processo de integração aplicado no FLEXOR é chamado de processo da poligonal com integração analítica.

A integração na região de concreto é desenvolvida dividindo-se a região comprimida (ou a tracionada quando considerado o concreto em tração) em um conjunto de trapézios conforme apresenta a Figura 5.4, resolvendo-se a integração de forma fechada para os polinômios do diagrama tensão-deformação do concreto.

Figura 5.4 – Integração das tensões a partir de trapézios



(fonte: adaptada de Cadamuro Júnior, 1997)

Os esforços resistentes em um trapézio genérico são obtidos através do parâmetro F_n apresentado pela Equação (108).

$$F_n = f_c \left(\frac{h_\alpha}{\theta} \right)^{n+1} \sum_{k=0}^{k=m} \frac{C_k}{(1 + \varphi_{ef})^k} \cdot \frac{\left(\varepsilon_{CG} + \frac{\theta \cdot y_{i+1}^*}{h_\alpha} \right)^{k+n+1} - \left(\varepsilon_{CG} + \frac{\theta \cdot y_i^*}{h_\alpha} \right)^{k+n+1}}{k + n + 1} \quad (108)$$

Para cada trapézio genérico, o esforço normal resistente é dado pela Equação (109), e os momentos fletores são dados pelas Equações (112) e (113). O esforço total da seção é feito somando-se as parcelas de cada trapézio da discretização.

$$\Delta N_{R,conc} = \int_{l_i} \sigma_c \cdot dA = b \cdot F_0 + a \cdot F_1 \quad (109)$$

Em que:

a e b são parâmetros definidos como:

$$a = \frac{x_{i+1}^* - x_i^*}{y_{i+1}^* - y_i^*} \quad (110)$$

$$b = x_i^* - a \left(y_i^* + \frac{h_\alpha \cdot \varepsilon_{CG}}{\theta} \right) \quad (111)$$

$$\Delta M_{Rx^*,conc} = \int_{l_i} \sigma_c \cdot x^* \cdot dA = \frac{b^2}{2} \cdot F_0 + a \cdot b \cdot F_1 + \frac{a^2}{2} \cdot F_2 \quad (112)$$

$$\Delta M_{Ry^*,conc} = \int_{l_i} \sigma_c \cdot y^* \cdot dA = b \cdot F_1 + a \cdot F_2 - \frac{h_\alpha \cdot \varepsilon_{CG}}{\theta} \cdot \Delta N_{R,conc} \quad (113)$$

Nos casos em que a poligonal de concreto seja formada por mais de uma curva polinomial, deve-se dividir as regiões de integração correspondente a cada curva. Além disso, nos casos em que o lado da poligonal seja paralelo ao eixo baricêntrico x^* , não se deve calcular as integrais do trapézio. Os vazios, percorridos no sentido horário, terão seus efeitos avaliados com sinal contrário, reduzindo o esforço do trapézio genérico do valor total.

Nos casos em que θ é igual a zero, deve-se utilizar outra formulação, pois com a formulação anterior, algumas expressões resultariam em divisão por zero. Nestes casos, a tensão é constante em toda a seção e a integração é feita por completo na seção. As equações para os esforços resistentes para essa situação são apresentadas em (114), (115) e (116), observando-se que a seção pode ou não estar em ELU, apresentando uma tensão única.

$$N_{R,conc} = \sigma_c(\varepsilon) \cdot Ac \quad (114)$$

$$M_{Rx^*,conc} = N_{R,conc} \cdot x_{CG}^* \quad (115)$$

$$M_{Ry^*,conc} = N_{R,conc} \cdot y_{CG}^* \quad (116)$$

Em que:

Ac é a área da poligonal de concreto;

$\sigma_c(\varepsilon)$ é a tensão correspondente à ε_{CG} ;

x_{CG}^* e y_{CG}^* são as coordenadas do centro de gravidade da seção, que são iguais a zero caso o sistema de análise esteja centrado no centro de gravidade.

5.1.2 Parâmetros geométricos da seção

Os parâmetros geométricos de área da seção de concreto, momentos estáticos com relação aos eixos baricêntricos x^* e y^* , e coordenadas x_{CG}^* e y_{CG}^* do centróide, são dadas pelas Equações (117), (118), (119), (120) e (121) que levam em conta as propriedades geométricas das porções trapezoidais dos trechos lineares das poligonais.

$$Ac = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N-1} AUX_i \quad (117)$$

$$S_{xx^*} = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^{N-1} (y_i^* + y_{i+1}^*) \cdot AUX_i \quad (118)$$

$$S_{yy^*} = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^{N-1} (x_i^* + x_{i+1}^*) \cdot AUX_i \quad (119)$$

$$x_{CG}^* = \frac{S_{xx}}{Ac} \quad (120)$$

$$y_{CG}^* = \frac{S_{yy}}{Ac} \quad (121)$$

Em que:

AUX_i é um parâmetro auxiliar dado por:

$$AUX_i = x_i^* \cdot y_{i+1}^* - x_{i+1}^* \cdot y_i^* \quad (122)$$

i é o número de um nó qualquer da poligonal de concreto;

N é o número total de nós.

5.1.3 Determinação do estado deformado da seção

Sabendo-se os esforços solicitantes, busca-se iterativamente o equilíbrio da seção, de modo a ter os esforços resistentes iguais aos solicitantes. Essa igualdade não apresenta solução direta, dessa forma, deve-se empregar um procedimento iterativo, que no FLEXOR é indireto, composto de três processos iterativos independentes. Os processos independentes visam obter θ , α e ε_{CG} .

Resumidamente, busca-se encontrar um valor de θ que iguale o vetor resultante de esforços resistentes $|M_R|$ ao, solicitantes $|M_S|$; α que iguale a direção do momento resistente β_R ao, solicitante β_S ; e ε_{CG} que iguale o esforço normal resistente N_R ao, solicitante N_S .

O processo iterativo para encontrar o ε_{CG} parte do conhecimento da seção, de θ , α e N_S . Neste processo, busca-se por tentativas um valor de N_R igual a N_S , a menos de um certo critério de tolerância, dando-se como entrada um valor de ε_{CG} . Dessa forma, busca-se a raiz da função $y = N_R(\varepsilon_{CG}) - N_S$, que no FLEXOR é obtida pelo método Regula Falsi em conjunto ao método da bisseção. Recomenda-se a leitura de Cadamuro Júnior (1997) para a verificação desses métodos, além da programação do algoritmo de busca de ε_{CG} .

Já o processo iterativo para encontrar α parte do conhecimento da seção, de θ e β_S . Nessa busca, deve-se atender também ao critério de $N_R = N_S$. O processo busca por tentativas um valor de $\beta_R = \text{atan} \left(\frac{M_{Ry}}{M_{Rx}} \right)$ igual a β_S , a menos de um certo critério de tolerância, dando-se como entrada um valor de α . Dessa forma, busca-se a raiz da função $y = \beta_R(\alpha) - \beta_S$, que no FLEXOR é obtida pelo método Regula Falsi em conjunto ao método da bisseção. Recomenda-se a leitura de Cadamuro Júnior (1997) para a verificação desses métodos, além da programação do algoritmo de busca de α .

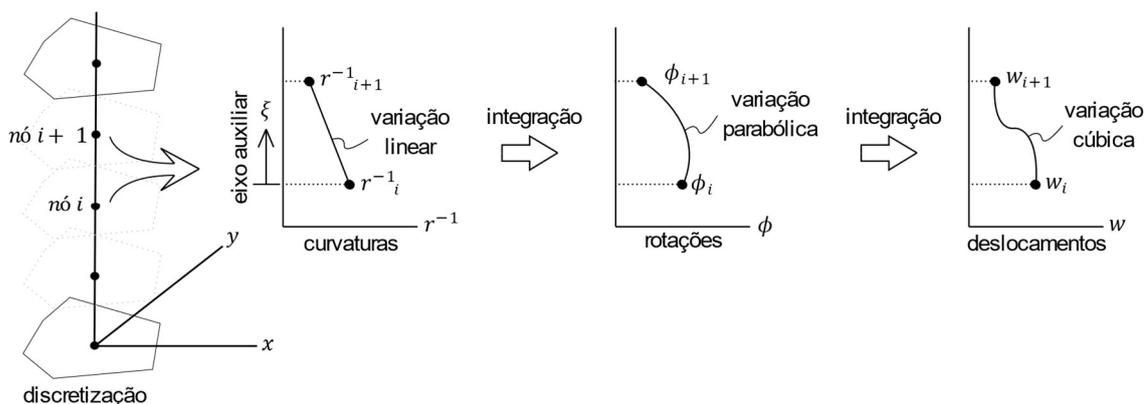
Por fim, o processo iterativo para encontrar θ parte do conhecimento da seção e do $|M_S|$. Nessa busca, também devem-se atender aos critérios de $N_R = N_S$ e $\beta_R = \beta_S$. O processo busca por tentativas um valor de $|M_R|$ igual a $|M_S|$, a menos de um certo critério de tolerância, dando-se como entrada um valor de θ . Também deve ser verificado se o estado deformado não atinge um ELU. Dessa forma, busca-se a raiz da função $y = |M_R(\theta)| - |M_S|$, que no FLEXOR é obtida pelo método da secante ou bisseção. A escolha do método depende da forma do diagrama M-N- θ ($|M_R|(\theta)$). Recomenda-se a leitura de Cadamuro Júnior (1997) para a verificação desses métodos, além da programação do algoritmo de busca de θ .

5.1.4 Estabilidade de pilares

Para o estudo da estabilidade, o FLEXOR utiliza o método do equilíbrio com o método geral, sendo admitido pilares biapoiados ou engastados na base.

A partir das curvaturas, podem ser obtidas as rotações e os deslocamentos nas seções da discretização, através de integrações numéricas da equação diferencial da curvatura. Observa-se que nos casos de flexão composta oblíqua, o pilar apresentará deslocamentos nos dois eixos da seção, que podem ser calculados separadamente. A Figura 5.5 apresenta uma ilustração da variação de curvatura, rotação e deslocamento entre duas seções de uma discretização genérica.

Figura 5.5 – Variação de curvatura, rotação e deslocamento entre duas seções de uma discretização genérica



(fonte: adaptada de Cadamuro Júnior, 1997)

Sabendo-se a curvatura na direção perpendicular à da linha neutra, as curvaturas com relação aos eixos baricêntricos x^* e y^* podem ser determinadas pelas Equações (123) e (124).

$$\frac{1}{r_\alpha} \cdot \text{sen}(\alpha) = \frac{1}{r_{x^*}} \quad (123)$$

$$\frac{1}{r_\alpha} \cdot \text{cos}(\alpha) = \frac{1}{r_{y^*}} \quad (124)$$

Como a curvatura foi idealizada com variação linear, a variação da curvatura entre seções de uma discretização pode ser obtida pela Equação (125).

$$\frac{1}{r} = a \cdot \xi + b \quad (125)$$

Em que:

ξ é um eixo auxiliar para a integração;

a e b são parâmetros dados por:

$$a = \frac{\frac{1}{r_{i+1}} - \frac{1}{r_i}}{z_{i+1} - z_i} \quad (126)$$

$$b = \frac{1}{r_i} \quad (127)$$

Integrando-se as curvaturas, chega-se à Equação (128) das rotações.

$$\phi = \int \frac{1}{r} d\xi \quad \therefore \phi_i = \phi_1 + \sum_{k=2}^i \frac{\frac{1}{r_{k+1}} + \frac{1}{r_k}}{2} \cdot (z_{k+1} - z_k) \quad (128)$$

Em que:

ϕ_i é a rotação em uma seção qualquer;

ϕ_1 é a rotação na primeira seção;

z_i é a coordenada com relação ao eixo z.

Integrando-se as rotações, chega-se à Equação (129) dos deslocamentos.

$$w = \int \phi d\xi \quad \therefore w_i = w_1 + \phi_1 \cdot z_i + w'_i \quad (129)$$

Em que:

w_i é deslocamento em uma seção qualquer;

w_1 é o deslocamento na primeira seção;

w'_i é dado por:

$$w'_i = \sum_{k=2}^i \frac{\frac{1}{r_{k+1}} + 2\frac{1}{r_k}}{6} \cdot (z_{k+1} - z_k)^2 + \phi'_k (z_{k+1} - z_k) \quad (130)$$

Em que:

ϕ'_i é dado por:

$$\phi'_i = \sum_{k=2}^i \frac{\frac{1}{r_{k+1}} + \frac{1}{r_k}}{2} \cdot (z_{k+1} - z_k) \quad (131)$$

5.1.5 Esforços de segunda ordem

A partir dos valores de deslocamentos das seções transversais, podem ser obtidos os esforços de segunda ordem multiplicando-se os deslocamentos pelas forças normais solicitantes. Essa avaliação deve ser efetuada para os dois eixos da seção.

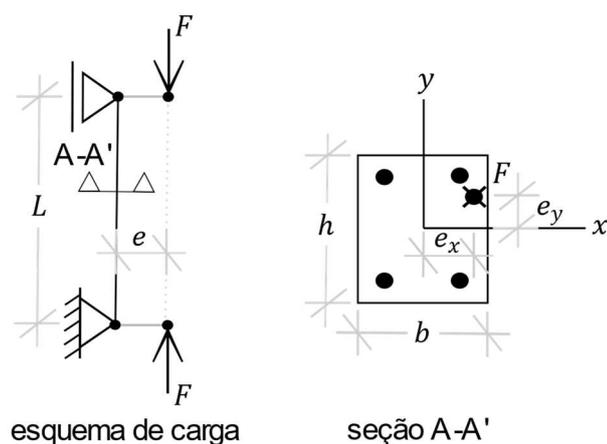
5.1.6 Tensão de pico

Nas avaliações de confiabilidade, em que é necessário determinar a carga última de projeto conforme os critérios normativos da NBR 6118 (2014), são feitas as duas verificações de norma, tanto à nível de seção transversal, como da estabilidade do pilar como um todo, empregando-se, respectivamente, as tensões de pico iguais a $0,85f_{cd}$ e $1,10f_{cd}$. A carga última, que é a menor encontrada entre as duas verificações, serve à geração das parcelas de utilização e permanente do carregamento da função de estado limite. Já para os casos em que se busca simular o comportamento físico real dos pilares, como a validação de resultados experimentais e o modelo mecânico para determinar a carga última dos pilares nas análises de confiabilidade, emprega-se somente um valor para a tensão de pico, tanto na análise das seções transversais como na análise da estabilidade, sendo empregado os valores de resistência obtidos em corpos de prova nas validações experimentais e, o valor da variável aleatória F_c como sendo o valor de pico nas análises de confiabilidade.

5.1.7 Validação determinística à temperatura ambiente

Para avaliar a capacidade do FLEXOR em estimar a carga última, e, também, estimar o erro de modelagem, foram comparados os resultados numéricos com alguns ensaios experimentais apresentados na literatura. Os resultados experimentais encontram-se em Goyal e Jackson (1971) e Tsao (1991), sendo o esquema estático dos ensaios apresentado na Figura 5.6.

Figura 5.6 – Esquema estático dos ensaios experimentais

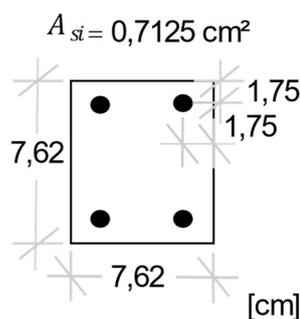


(fonte: elaborada pelo autor)

Quando se quer obter a carga última de ruptura em um modelo numérico de verificação que corresponda ao resultado experimental, deve-se utilizar os valores de resistência dos materiais obtidas em ensaios, adotando valor unitário para os coeficientes parciais de segurança.

Tsao (1991) desenvolveu uma campanha de estudos experimentais na qual estudou alguns pilares de seção quadrada sujeitos à flexo-compressão oblíqua. O índice de esbeltez com relação aos dois eixos é igual a aproximadamente 55, sendo sua vinculação idealizada como birrotulada nos dois eixos. Por serem ensaios de curta duração, o coeficiente de fluência adotado no modelo numérico apresentou valor nulo. Na Figura 5.7 é apresentada a seção transversal com as dimensões da poligonal de concreto, bem como a posição das armaduras. Na Tabela 5.3 estão apresentados os resultados experimentais e os numéricos. Observa-se que, em geral, a razão dos resultados entre a carga experimental e numérica situa-se próximo da unidade, indicando que o FLEXOR está estimando bem a carga última, sendo a média da razão igual a 0,963 e o desvio padrão igual a 0,107.

Figura 5.7 – Seção transversal dos pilares de Tsao (1991)



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 5.3 – Resumo das cargas de ruína experimental e numérica para os pilares de Tsao (1991)

Ensaio	L [cm]	b [cm]	e_x [mm]	e_y [mm]	f_c [kN/cm^2]	f_y [kN/cm^2]	$F_{\text{últ,exp}}$ [kN]	$F_{\text{últ,num}}$ [kN]	$\frac{F_{\text{últ,exp}}}{F_{\text{últ,num}}}$ [kN]
C1	122	7,62	0,97	2,35	1,91	54,47	69,04	70,98	0,97
C2	122	7,62	1,80	1,80	1,86	54,47	57,03	67,56	0,84
C3	122	7,62	3,59	3,59	2,90	54,47	39,99	48,15	0,83
C4	122	7,62	1,80	1,80	2,55	42,06	84,78	77,11	1,10
C5	122	7,62	1,94	4,69	2,55	42,06	47,64	47,95	0,99
C6	122	7,62	0,97	2,35	2,55	42,06	83,23	80,03	1,04

(fonte: elaborada pelo autor)

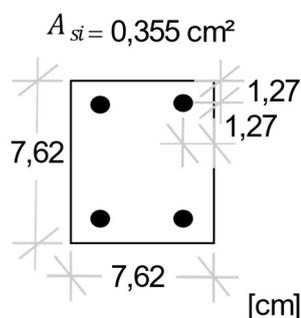
Goyal e Jackson (1971) desenvolveram estudos experimentais em pilares de seção quadrada submetidos à flexo-compressão normal, além de alguns resultados serem sob cargas de longa duração. O índice de esbeltez com relação aos dois eixos é igual a aproximadamente 83, sendo sua vinculação idealizada como birrotulada nos dois eixos. Nos ensaios de curta duração, o coeficiente de fluência adotado no modelo numérico apresentou valor nulo. Já para os modelos que visavam caracterizar o comportamento do carregamento de longa duração, aplicou-se o valor do coeficiente de fluência efetivo. Na Figura 5.8 é apresentada a seção transversal com as dimensões da poligonal de concreto, bem como a posição das armaduras. Na Tabela 5.4 estão apresentados os resultados experimentais e os numéricos. Observa-se que, em geral, a razão dos resultados entre a carga experimental e numérica situa-se próximo da unidade, indicando que o FLEXOR está estimando bem a carga última, inclusive nos casos com consideração da fluência, sendo a média da razão igual a 0,969 e o desvio padrão igual a 0,054.

Empregando-se a estratégia apresentada na seção 4.9.7.1 para a estimativa do erro de modelagem nos ensaios experimentais avaliados, obteve-se uma média, μ_{modelo} , igual a 0,968 e um coeficiente de variação, V_{modelo} , igual a 0,0371.

Embora o modelo mecânico pudesse empregar algum diagrama tensão-deformação para o concreto em compressão, com um trecho final descendente ao invés de um patamar constante, como o apresentado pelo EN 1992-1-1 (2004), empregou-se o diagrama parábola retângulo. Além disso, foi desprezada a resistência à tração do concreto. Mesmo com essas simplificações, como as análises probabilísticas nas situações de temperatura ambiente neste trabalho empregam uma variável aleatória de erro de modelo, que é estimada através da comparação dos

resultados com tais simplificações e dos experimentais, o viés do modelo será corrigido estatisticamente.

Figura 5.8 – Seção transversal dos pilares de Goyal e Jackson (1971)



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 5.4 – Resumo da carga de ruína experimental e numérica para os pilares de Goyal e Jackson (1971)

Ensaio	L [cm]	b [cm]	e_x [mm]	f_c [kN/cm^2]	f_y [kN/cm^2]	φ_{ef}	$F_{\text{últ,exp}}$ [kN]	$F_{\text{últ,num}}$ [kN]	$\frac{F_{\text{últ,exp}}}{F_{\text{últ,num}}}$ [kN]
A1	182	7,62	38,1	1,99	35,2	0,0	33,10	35,10	0,94
A2	182	7,62	38,1	1,99	35,2	0,0	33,40	35,10	0,95
C1	182	7,62	25,4	2,33	35,2	0,0	44,50	50,19	0,89
C2	182	7,62	25,4	2,33	35,2	0,0	46,80	50,19	0,93
E1	182	7,62	12,7	2,19	35,2	0,0	66,70	70,74	0,94
E2	182	7,62	12,7	2,19	35,2	0,0	65,40	70,74	0,92
G1	182	7,62	19,1	2,22	35,2	0,0	55,40	57,42	0,96
G2	182	7,62	19,1	2,22	35,2	0,0	53,00	57,42	0,92
A	182	7,62	38,1	1,99	35,2	1,2	32,00	31,56	1,01
B	182	7,62	38,1	1,99	35,2	0,8	32,30	32,83	0,98
C	182	7,62	25,4	2,33	35,2	1,2	42,90	42,82	1,00
D	182	7,62	25,4	2,33	35,2	0,8	40,40	44,95	0,90
E	182	7,62	12,7	2,19	35,2	1,3	59,40	55,38	1,07
F	182	7,62	12,7	2,19	35,2	0,9	59,30	59,10	1,00
G	182	7,62	19,1	2,22	35,2	1,3	50,10	47,17	1,06
H	182	7,62	19,1	2,22	35,2	0,9	49,80	49,73	1,00

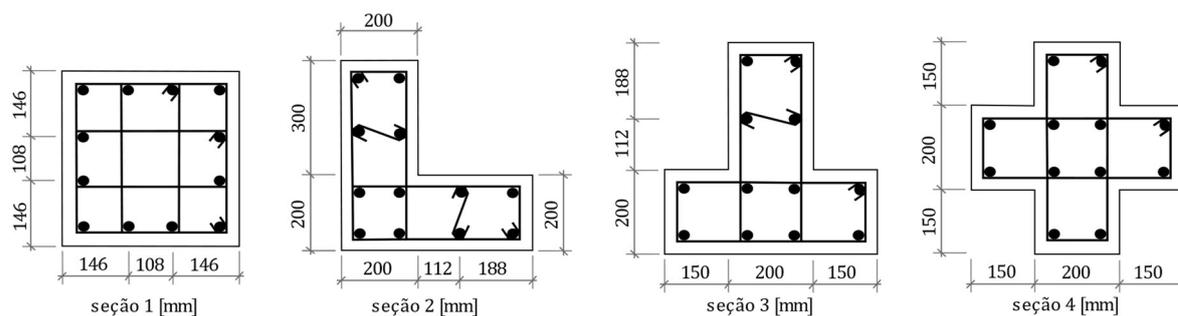
(fonte: elaborada pelo autor)

5.1.8 Validação determinística em situação de incêndio

A fim de validar a metodologia proposta neste trabalho para a verificação de pilares de concreto armado sujeitos ao fogo, serão estimadas as cargas de ruptura de alguns exemplos apresentados em Padre (2017). Observa-se que em Padre (2017), os resultados numéricos de carga última dos pilares foram obtidos através de uma abordagem baseada no método dos elementos finitos, sendo esses pilares, os mesmos que os ensaiados experimentalmente por Xu e Wu (2009). A campanha experimental consistiu em aplicar nos pilares com todas as suas faces expostas ao fogo uma carga centralizada contínua até a ruína, sendo empregado para a elevação de temperatura dos gases a curva ISO 834. A resistência à tração do concreto foi desprezada e, para a resistência à compressão do concreto, foi empregado o diagrama parábola retângulo com o pico de tensão igual a f_{cu} , que é a resistência obtida experimentalmente. Para o aço, foi empregado o diagrama tensão-deformação multilinear sob altas temperaturas.

Os exemplos empregados na validação foram denominados pilares 1, 2, 3 e 4, cujas seções transversais são as seções 1, 2, 3 e 4, respectivamente, apresentadas na Figura 5.9, observando-se que em todas as seções o cobrimento é igual a 30 mm. Em todos os exemplos foram empregadas 12 barras longitudinais de 16 mm de diâmetro, com uma tensão de escoamento f_y igual a 418 MPa. Além disso, o esquema estático de todos os pilares foi idealizado como sendo birotulado com uma altura igual a 381 cm.

Figura 5.9 – Seções dos pilares empregados para a validação em situação de incêndio



(fonte: elaborada pelo autor)

No experimento, o pilar 1 resistiu 169 minutos de incêndio até se romper, sob uma carga de compressão centrada igual a 2325 kN. O concreto empregado no pilar 1 apresentou uma resistência experimental f_{cu} igual a 28,43 MPa. Já o pilar 2, resistiu 147 minutos de incêndio

até se romper, sob uma carga de compressão centrada igual a 2060 *kN*. O concreto empregado no pilar 2 apresentou uma resistência experimental f_{cu} igual a 30,38 *MPa*. O pilar 3, por sua vez, resistiu 148 minutos de incêndio até se romper, sob uma carga de compressão centrada igual a 1902 *kN*. O concreto empregado no pilar 3 apresentou uma resistência experimental f_{cu} igual a 28,43 *MPa*. Por fim, o pilar 4 resistiu 245 minutos de incêndio até se romper, sob uma carga de compressão centrada igual a 1480 *kN*. O concreto empregado no pilar 4 apresentou uma resistência experimental f_{cu} igual a 30,38 *MPa*. Em nenhum dos ensaios foi observado o fenômeno do *spalling*.

Na Tabela 5.5 é apresentado um resumo dos resultados experimentais e os numéricos obtidos através da metodologia da presente dissertação e da metodologia proposta em Padre (2017). Na quinta coluna da tabela, nomeada (1)/(2), estão apresentados os resultados da razão entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos com a metodologia proposta na presente dissertação, em que obteve-se uma média igual a 1,024 correspondente à todos os ensaios realizados. Já na sexta coluna da tabela, nomeada (1)/(3), estão apresentados os resultados da razão entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos com a metodologia proposta em Padre (2017), resultando em uma média igual a 1,016 correspondente à todos os ensaios realizados.

Tabela 5.5 – Resumo dos resultados numéricos e experimentais de carga última dos pilares da validação

Pilar	(1) Carga última experimental [kN]	(2) Carga última deste trabalho [kN]	(3) Padre (2017) [kN]	(1)/(2)	(1)/(3)
1	2325,00	2428,36	2241,54	0,957	1,037
2	2060,00	1883,00	2074,42	1,094	0,993
3	1902,00	1982,17	1998,28	0,960	0,952
4	1480,00	1364,04	1370,48	1,085	1,080

(fonte: elaborada pelo autor)

Através da comparação dos resultados, pode-se observar que a metodologia proposta neste trabalho é adequada para a estimativa da carga de ruína dos pilares de concreto armado em situação de incêndio, pois, em geral, a razão dos resultados entre a carga experimental e a numérica situou-se próximo à unidade. Neste caso, a comparação experimental e numérica serve somente para comprovar que o algoritmo é adequado para estimar a carga última. Caso

esses resultados fossem empregados em uma estimativa de erro de modelagem, dever-se-ia ter mais resultados a fim de ter uma melhor caracterização estatística, além de ser necessário um estudo da variabilidade dos materiais e das condições de laboratório na situação de incêndio.

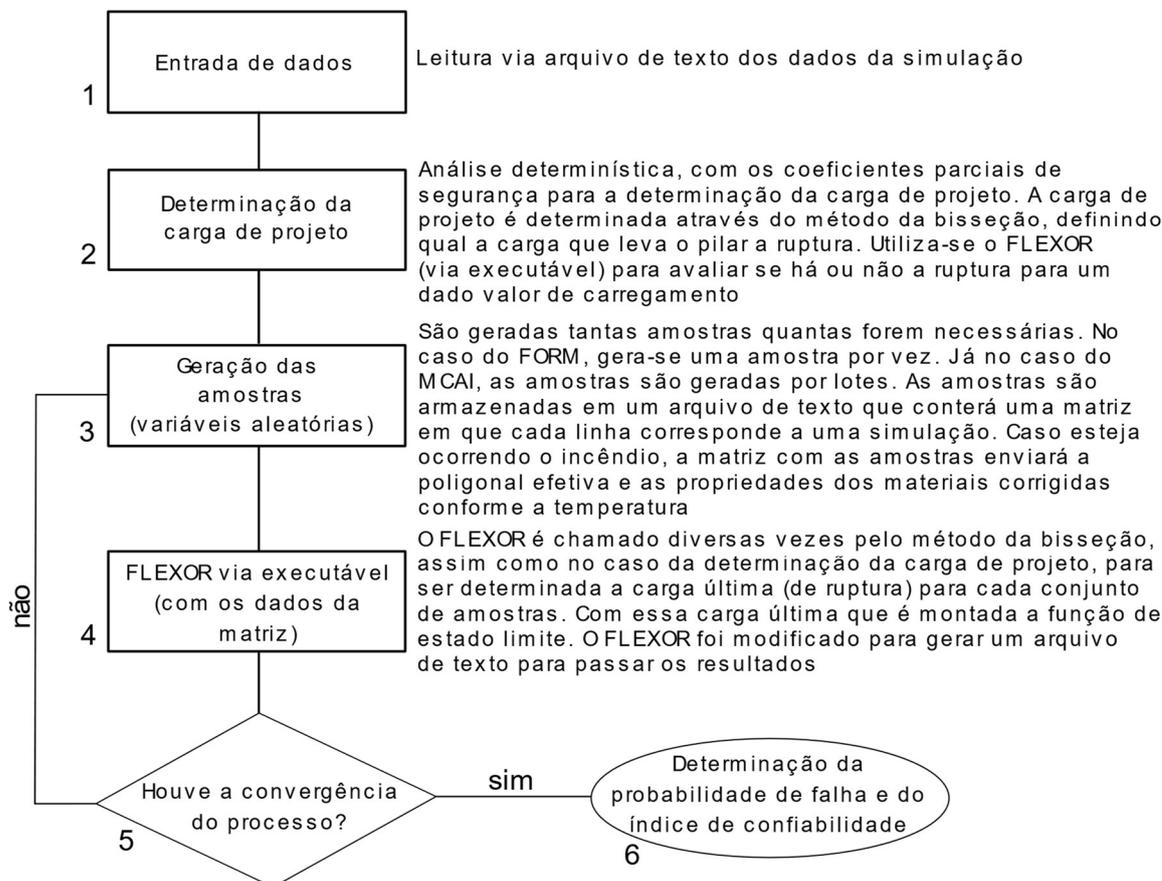
5.2 EXTENSÃO AO CASO PROBABILÍSTICO

A estratégia de programação empregada nesta dissertação, envolveu a aplicação de um algoritmo de entrada em Matlab que faz chamada ao FLEXOR para realizar as verificações dos pilares. Por questões de velocidade de processamento, optou-se por trabalhar dessa maneira, sendo o FLEXOR executado a partir de um arquivo executável compilado em Fortran. Esse algoritmo combinado, foi denominado *Reinforced Concrete Column Probabilistic Thermostructural Verification* e é representado esquematicamente em 6 passos na Figura 5.10.

Figura 5.10 – Passos do algoritmo de análise probabilística termoestrutural

Reinforced Concrete Column Probabilistic Thermostructural Verification

Interface do programa em Matlab



(fonte: elaborada pelo autor)

Nos itens a seguir serão descritos com mais detalhes cada passo do algoritmo:

1. Entrada de dados: a entrada de dados no programa de interface é feita via arquivo de texto. Neste arquivo, devem ser fornecidas as informações indicadas na Tabela 5.6;

Tabela 5.6 – Parâmetros de entrada do algoritmo

Parâmetro	Unidade	Descrição
N	adimensional	Número de seções da discretização
$Vinculação$	adimensional	Condição de vinculação do pilar (nos 2 eixos da seção transversal). 1 se for biapoiado e 2 se for engastado na base
L	cm	Altura do pilar
$Poligonal$	cm	Poligonal de concreto. Vetor com as coordenadas dos vértices
$CG Aço$	cm	Vetor com posição do centro de gravidade das armaduras
A_s	cm^2	Vetor com a área das armaduras de aço
φ_{ef}	adimensional	Coefficiente de fluência efetivo
f_{ck}	kN/cm^2	Resistência característica à compressão do concreto
f_{yk}	kN/cm^2	Resistência característica do aço
e_x e e_y	cm	Excentricidade do carregamento com relação aos dois eixos da seção transversal
E_s	kN/cm^2	Módulo de elasticidade do aço
D'	cm	Distância entre o centro de gravidade da armadura e a face de concreto
r	adimensional	Razão entre cargas acidental e permanente
t	min	Tempo de ocorrência do incêndio
nf	adimensional	Número de faces expostas ao fogo
γ_c	adimensional	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
γ_s	adimensional	Coefficiente de minoração da resistência do aço
γ_f	adimensional	Coefficiente de majoração dos esforços
E_{modelo} ou θ_R e θ_S	adimensional	Erros de modelo

(fonte: elaborada pelo autor)

2. Determinação da carga de projeto: a carga de projeto é obtida avaliando-se a carga última do pilar em temperatura ambiente, pois mesmo em situação de incêndio, o pilar é dimensionado conforme a NBR 6118 (2014) e posteriormente verificado na situação de incêndio conforme a NBR 15200 (2012). A determinação da carga de projeto é feita aplicando-se os coeficientes parciais de segurança, ou seja, quando for efetuada posteriormente a análise de confiabilidade, será avaliada a segurança presente na metodologia de projeto. A análise é determinística, e é realizada através do método da bisseção, chamando-se o FLEXOR para avaliar se determinado carregamento leva o pilar a ruptura ou não. A ruptura é observada quando o pilar como um todo apresenta

deslocamentos laterais que indiquem a instabilidade do mesmo, ou seja detectada uma ruptura à nível de seção transversal pelo atingimento dos limites à deformação nos materiais. A carga obtida no final do processo representa a carga de projeto que levaria a ruptura considerando-se os coeficientes parciais de segurança. Essa carga de projeto que servirá na geração das parcelas de utilização e permanente do carregamento (parcela referente à solitação que é subtraída) na função de estado limite;

3. Geração das amostras: a quantidade de amostras geradas depende do método que será empregado. No caso do FORM, são geradas amostras uma a uma. Já no caso do MCAIA, as amostras são geradas por lote. Gera-se uma matriz com os valores de cada parâmetro, em que cada linha corresponde a uma simulação. Os parâmetros que recebem valores diferentes em cada simulação, seguindo as propriedades estatísticas apresentadas anteriormente, são: resistência dos materiais (F_c e F_y), dimensões da seção transversal (D' , B e H), carregamentos (G e Q), temperatura (T) e erros de modelo (E_{modelo} ou θ_R e θ_S). Observa-se que devido à variabilidade da temperatura, a poligonal de concreto e as propriedades do aço também poderão sofrer modificações em cada simulação;
4. Realização das simulações para a análise de confiabilidade: com os dados da matriz, cada simulação tem a sua carga de ruptura determinada através do método da bisseção, chamando-se o FLEXOR, via programa executável. Os resultados são armazenados em um arquivo de texto que passa as informações para o algoritmo em Matlab que gerencia os cálculos para a confiabilidade e probabilidade de falha. Caso o tempo da simulação do incêndio fornecido seja maior que zero, as propriedades do aço e a poligonal de concreto sofrerão modificações. Para a estimativa do campo de temperatura se emprega o método de Wickström, levando-se em consideração a quantidade de faces expostas ao fogo. O comportamento do aço é modelado conforme o diagrama multilinear recomendado pela NBR 15200 (2012), com as devidas correções nas propriedades conforme a temperatura. Já para o concreto, despreza-se a região superficial com temperatura superior a 500 °C (método das isotermas de 500 °C). Os esforços oriundos das deformações foram desprezados, pois são muito reduzidos na situação de incêndio devido às grandes deformações plásticas (NBR 15200, 2012). Além disso, não foi previsto a possibilidade de ocorrência do *spalling*, portanto, foram avaliados somente

os concretos do grupo I, pois a ocorrência do *spalling* é menos provável nestes concretos;

5. Convergência do processo: para o caso do FORM, as amostras são geradas uma e uma, e o critério de parada é definido em função do atendimento de um critério de tolerância. Já para o MCAIA, emprega-se como critério de convergência que o estimador do coeficiente de variação da probabilidade de falha, $\hat{\delta}_{\hat{p}_f}$, seja menor ou igual a 5 %. Caso a convergência não seja atendida, volta-se ao passo 4 para proceder a novos lotes de simulação. Uma descrição detalhada dos critérios de convergência será apresentada nas próximas seções.

A função de estado limite corresponde ao colapso do pilar, que neste caso pode ser por ELU de equilíbrio da seção transversal ou por ELU de instabilidade. A carga última de cada simulação corresponde à resistência (modelo mecânico) $R(\mathbf{X})$ e a solicitação $S(\mathbf{X})$ é a soma de G e Q , sendo Q gerado através de $\mu_{Q,50}$ no caso à temperatura ambiente e, através de $\mu_{Q,1}$, em altas temperaturas. Dessa forma, pode ser montada uma função de estado limite para os casos em que há a possibilidade de se estimar o erro de modelagem neste trabalho através de ensaios experimentais apresentada pela Equação (132). Já nos casos em que não há a possibilidade de estimar o erro de modelagem através de ensaios experimentais (situação de incêndio, devido à falta de informação da variabilidade dos materiais sob altas temperaturas), a função de estado limite fica definida pela Equação (133);

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) \cdot E_{modelo} - S(\mathbf{X}) \quad (132)$$

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) \cdot \theta_R - S(\mathbf{X}) \cdot \theta_S \quad (133)$$

6. Determinação da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade: no caso do FORM também é obtida a sensibilidade das variáveis aleatórias.

5.2.1 Programação do FORM e do MCAIA

5.2.1.1 FORM

O FORM foi programado com as derivadas da função de estado limite calculadas através do método das diferenças finitas à frente. A perturbação foi tomada igual a $1 \cdot 10^{-3}$ e foi efetuada no espaço normal padrão. A tolerância para a finalização das iterações foi adotada como sendo igual a $1 \cdot 10^{-3}$, sendo para a estimativa inicial empregado o vetor das médias.

5.2.1.2 MCAIA

Para o MCAIA, empregou-se a amostragem por hipercubo latino para a geração dos números aleatórios, junto à técnica adaptativa, com redução de variância pela técnica das variáveis antitéticas. Foi adotado como critério de convergência estatística o coeficiente de variação da probabilidade de falha, sendo as simulações efetuadas até que o valor fosse menor ou igual a 5 %, com a função de amostragem atualizada a cada 50 simulações.

5.2.2 Comparação dos resultados por FORM e MCAIA

A fim de comparar os resultados obtidos por FORM e MCAIA, faz-se a análise de um problema em que há a consideração do incêndio. Na Tabela 5.7 estão indicados os parâmetros de entrada do problema, observando que se trata de um pilar quadrado, com quatro lados expostos ao fogo, e quatro armaduras de 20 *mm*, sendo localizada uma em cada vértice da poligonal. Esse pilar, tem sua confiabilidade estimada para 60 minutos de exposição ao fogo.

Tabela 5.7 – Parâmetros de entrada do algoritmo para comparação dos resultados por FORM e MCAIA

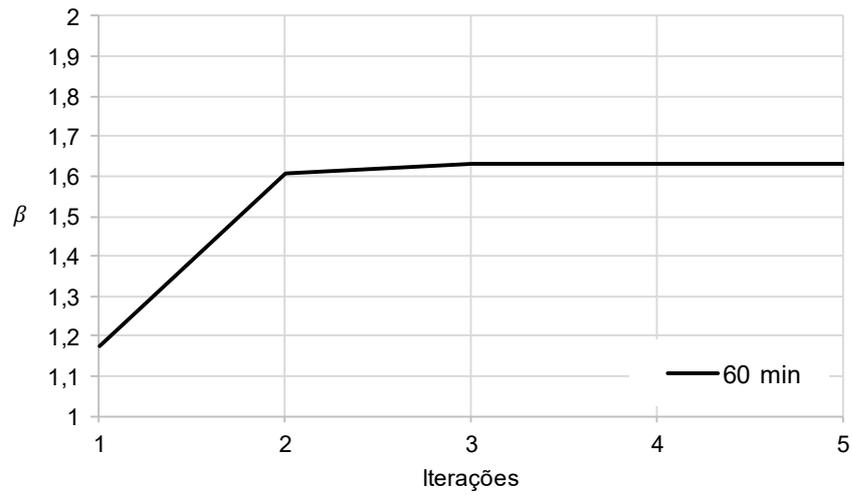
Parâmetro	Unidade	Valor
N	adimensional	6
<i>Vinculação</i>	adimensional	1
L	<i>cm</i>	259,81
<i>Poligonal</i>	<i>cm</i>	Quadrada de 32 cm de lado
<i>CG Aço</i>	<i>cm</i>	4Ø20mm, distanciadas $D/2$ em cada eixo
A_s	cm^2	3,15
φ_{ef}	adimensional	0,00
f_{ck}	kN/cm^2	2,50
f_{yk}	kN/cm^2	50,00
e_x e e_y	<i>cm</i>	3,00
E_s	kN/cm^2	21000,00
D'	<i>cm</i>	3,50
r	adimensional	2,00
t	<i>min</i>	60 e 90
nf	adimensional	4
γ_c	adimensional	1,40
γ_s	adimensional	1,15
γ_f	adimensional	1,40
θ_R e θ_S	adimensional	1,00 e 1,00

(fonte: elaborada pelo autor)

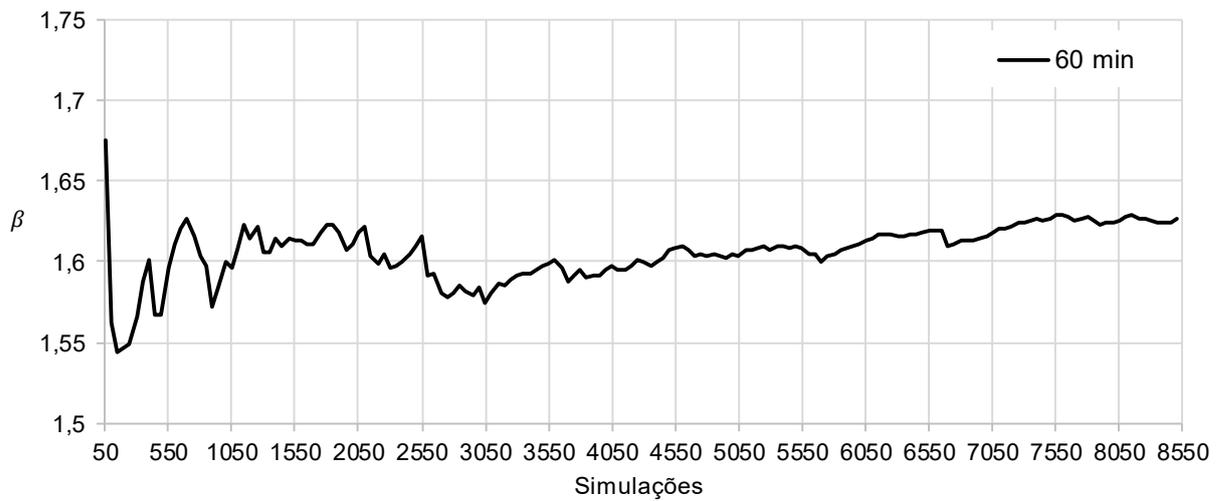
Na Figura 5.11 estão apresentados os resultados de confiabilidade em termos de índice de confiabilidade, β , e sua variação em função do número de iterações pelo FORM. Já na Figura 5.12 estão apresentados os resultados de β em função do número de simulações por MCAIA e na Figura 5.13 é apresentado a variação do coeficiente de variação da probabilidade de falha.

O valor de β obtido por FORM foi de 1,6297, apresentando uma diferença de 0,18 % com relação ao valor obtido por MCAIA (igual a 1,6267). Dessa forma, devido ao baixo custo computacional e por não apresentar diferenças significativas nos resultados, optou-se por realizar as análises de confiabilidade por FORM.

Figura 5.11 – Análise gráfica da convergência do FORM

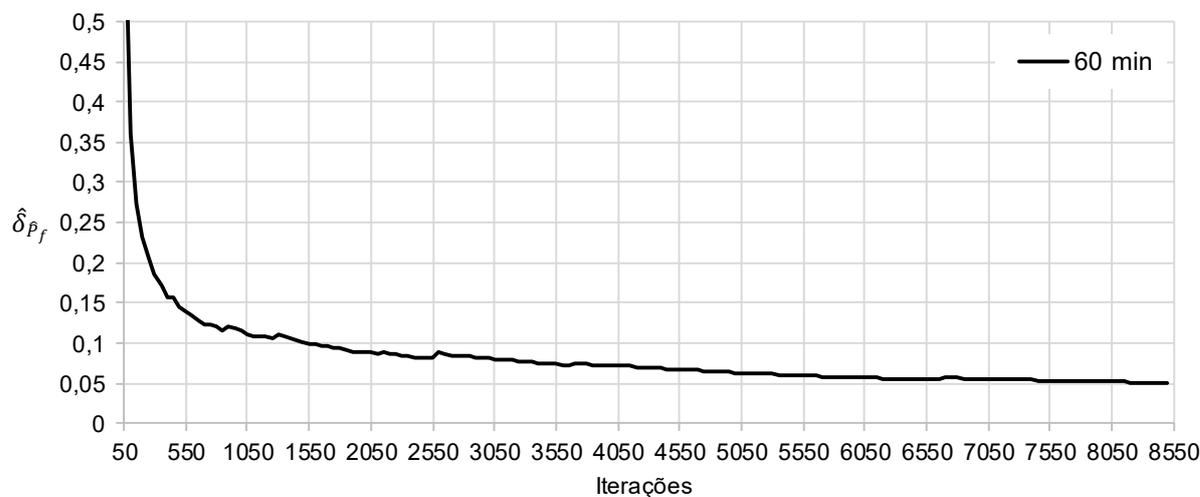


(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 5.12 – Análise gráfica da variação de β em função do número de simulações por MCAIA

(fonte: elaborada pelo autor)

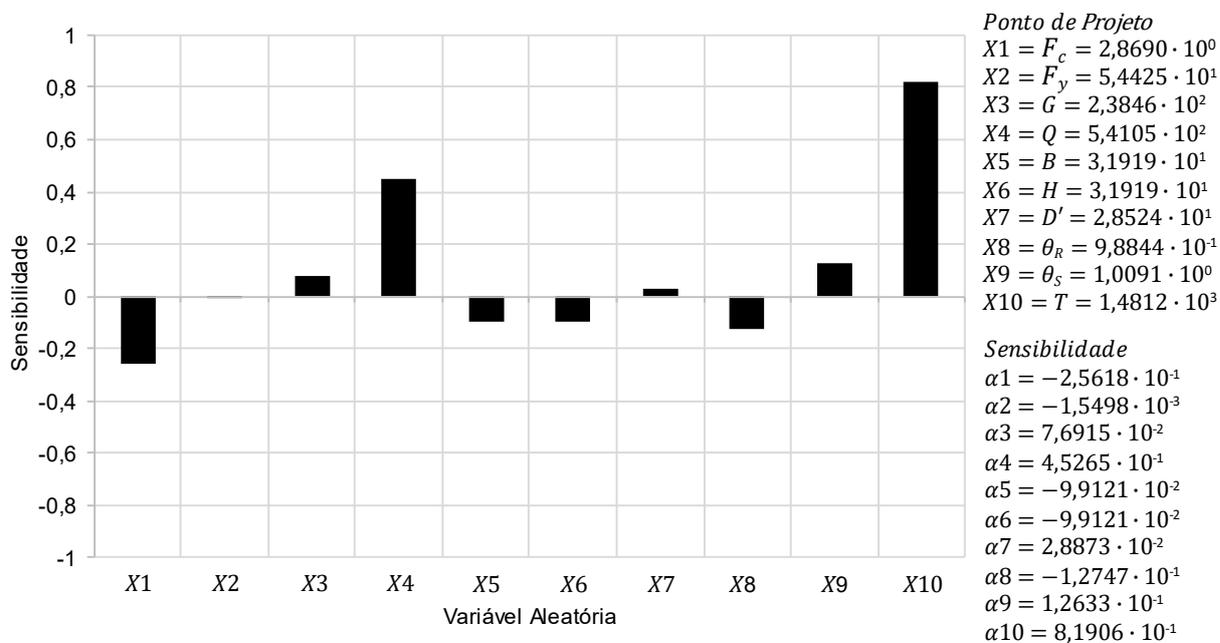
Figura 5.13 – Análise gráfica da variação de $\hat{\delta}_{\hat{p}_f}$ em função do número de simulações por MCAIA



(fonte: elaborada pelo autor)

Na Figura 5.14 é apresentada a sensibilidade das variáveis obtidas pelo FORM, onde pode ser observado que as variáveis com maior importância são a temperatura, a parcela variável do carregamento e à resistência à compressão do concreto. Além disso, também são apresentados os valores das variáveis no ponto mais provável de falha.

Figura 5.14 – Sensibilidade das variáveis - FORM 60 minutos de incêndio



(fonte: elaborada pelo autor)

6 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Nesta seção serão apresentados os resultados dos estudos paramétricos desenvolvidos obtidos através da metodologia apresentada, tanto em temperatura ambiente como em situação de incêndio. Parte dos resultados observados nesta dissertação foram reportados em Preuss e Gomes (2022) e (2023).

6.1 PILARES DE CONCRETO ARMADO EM TEMPERATURA AMBIENTE

Nas análises probabilísticas em temperatura ambiente, empregou-se a metodologia apresentada na seção “Validação determinística à temperatura ambiente”, porém, neste caso, com a tensão de pico do modelo mecânico sendo igual a f_c (realização da variável aleatória F_c de resistência à compressão do concreto em cada simulação). Foi desprezada a resistência à tração do concreto e considerado o diagrama parábola-retângulo para o comportamento à compressão do concreto. Já para o aço, foi empregado o diagrama tensão-deformação bilinear com patamar de escoamento plástico bem definido. Conforme apresentado em seções anteriores, esta estratégia de modelagem da relação constitutiva dos materiais se mostrou eficiente para estimar a carga de ruína dos pilares, conforme demonstrado com a comparação dos resultados numéricos com os experimentais. Inclusive, em temperatura ambiente, essa comparação serviu para estimar o erro de modelagem, o qual fará estatisticamente a correção do viés e da precisão dos resultados do modelo.

As análises probabilísticas foram realizadas através do FORM, sendo a função de estado limite a apresentada na Equação (134), a partir das variáveis aleatórias apresentadas na Tabela 6.1.

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) \cdot E_{modelo} - S(\mathbf{X}) \quad (134)$$

Em que:

$R(\mathbf{X})$ é a carga de ruína do modelo mecânico, obtida pelo método da bisseção, empregando-se inicialmente como intervalos extremos de busca uma carga de 0,01 kN (onde não ocorre a ruptura do pilar) e uma carga de duas vezes a de compressão centrada (onde ocorre a ruptura do pilar). Com essa estratégia, com apenas 15 iterações, obteve-se a carga última de ruptura dos pilares com uma precisão de 0,001 kN. Mesmo sendo considerado o diagrama simplificado

parábola-retângulo para o concreto em compressão e desprezada a resistência à tração do concreto, o algoritmo foi bastante eficiente para estimar a carga última de ruptura dos pilares, conforme evidenciado pela média da relação entre os resultados experimentais e os numéricos, apresentada nas seções anteriores, que resultou próxima à unidade, o que justifica o uso desta estratégia;

E_{modelo} é o erro de modelagem obtido através da comparação dos resultados numéricos com os experimentais, cuja determinação foi apresentada nas seções anteriores;

$S(X)$ é a solicitação (soma das parcelas de utilização e permanente do carregamento), obtida através da carga última de projeto à temperatura ambiente, obtida empregando-se o método geral a partir do equilíbrio, seguindo-se as recomendações normativas da NBR 6118 (2014). Os coeficientes parciais de segurança γ_f , γ_c e γ_s foram adotados como sendo iguais a 1,40, 1,40 e 1,15, respectivamente. Nos casos em que o índice de esbeltez, λ , é superior a 140, deve-se calcular o coeficiente γ_{n1} conforme a Equação (135), que deverá ser multiplicado pelos esforços solicitantes finais de cálculo.

$$\gamma_{n1} = 1 + \left[0,01(\lambda - 140) / 1,4 \right] \quad (135)$$

Tabela 6.1 – Variáveis aleatórias consideradas nas análises probabilísticas em temperatura ambiente

Variável	Função densidade de probabilidades	Média (μ)	Coefficiente de variação (V)	Desvio padrão (σ)
Resistência à compressão do concreto (F_c)	Gaussiana	$1,17 \cdot f_{ck}$	σ_{F_c} / F_{cm}	$0,15e^{[-0,036(f_{ck}-20)]\mu_{F_c}}$
Tensão de escoamento do aço (F_y)	Log-normal	$1,09 \cdot f_{yk}$	0,05	$\mu_{F_y} \cdot 0,05$
Dimensões da seção transversal (D', B, H)	Gaussiana	Valor nominal de projeto	σ / μ	0,50 cm
Carga permanente (G)	Gaussiana	$1,05 \cdot F_{Gk}$	0,10	$\mu_G \cdot 0,10$
Carga acidental (Q)	Gumbel	F_{Qk}	0,25	$\mu_{Q,50} \cdot 0,25$
Erro do modelo (E_{modelo})	Gaussiana	0,967	0,038	0,037

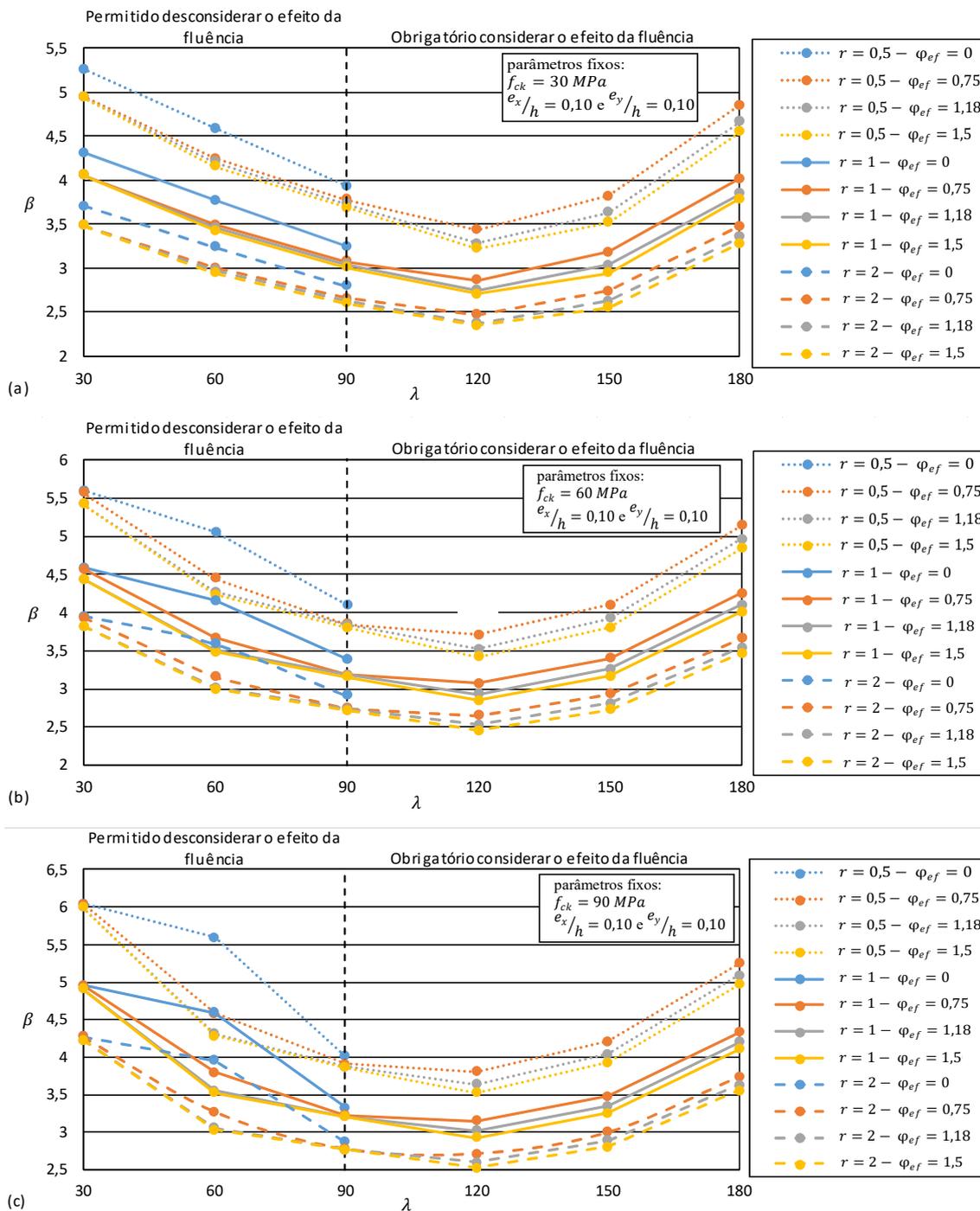
(fonte: elaborada pelo autor)

Os pilares estudados foram submetidos à flexo-compressão oblíqua e considerados birotulados nos dois eixos, sendo a seção transversal quadrada com lado igual a 30 *cm*, com 4 barras de 25 *mm* de diâmetro, localizadas uma em cada vértice e com um cobrimento igual a 35 *mm* (distância entre a face das armaduras longitudinais às faces de concreto, sem considerar os estribos). O módulo de elasticidade do aço, E_s , foi empregado como sendo um parâmetro determinístico, com valor igual a 210 *GPa*. O valor da resistência característica ao escoamento do aço, f_{yk} , foi adotado como sendo igual a 500 *GPa*.

Um total de 630 combinações diferentes dos parâmetros de entrada foram analisadas para realizar as análises paramétricas dos pilares em temperatura ambiente. Foram utilizadas as distribuições mostradas na Tabela 6.1, sendo os resultados de confiabilidade para diferentes combinações de excentricidade relativa de primeira ordem, índice de esbeltez, coeficiente efetivo de fluência, relação entre cargas de utilização e permanente, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura apresentados nas Figuras 6.1, 6.2 e 6.3. A Figura 6.1 apresenta os resultados que avaliam principalmente o efeito da razão entre os carregamentos de utilização e permanente e da resistência à compressão do concreto na confiabilidade, já a Figura 6.2, da taxa de armadura e da resistência à compressão do concreto, e, por fim, a Figura 6.3, da excentricidade relativa de primeira ordem e da resistência à compressão do concreto. Os parâmetros determinísticos em cada análise são indicados nas figuras. Para os casos em que o índice de esbeltez é maior do que 90, onde torna-se obrigatória a consideração da fluência, adotaram-se para os valores de φ_{ef} 0,75; 1,18 e 1,50; em que os valores de 0,75 e 1,50 representam os limites do intervalo em que φ_{ef} normalmente se apresenta, e 1,18 representa a situação em que 75 % das cargas são de longa duração.

Via de regra, os resultados de confiabilidade foram decrescendo até chegar a um λ igual a 120, e, em seguida, observou-se um aumento até um λ igual a 180. Esse efeito ocorre devido ao ajuste proposto pela NBR 6118 (2014) no coeficiente γ_{n1} , entretanto, não foi observado o atingimento de um patamar constante de confiabilidade, que pode ser atingido através de um estudo de calibração baseado em confiabilidade. Já com relação ao efeito de φ_{ef} na segurança, observa-se que a utilização de um valor menor deste parâmetro resultou em um maior índice de confiabilidade, pois o seu aumento resulta em maiores esforços de segunda ordem, porém, sua influência não é tão acentuada como os demais parâmetros investigados.

Figura 6.1 – Resultados de confiabilidade dos pilares em temperatura ambiente para diferentes condições de razão entre carregamentos de utilização e permanente e f_{ck}



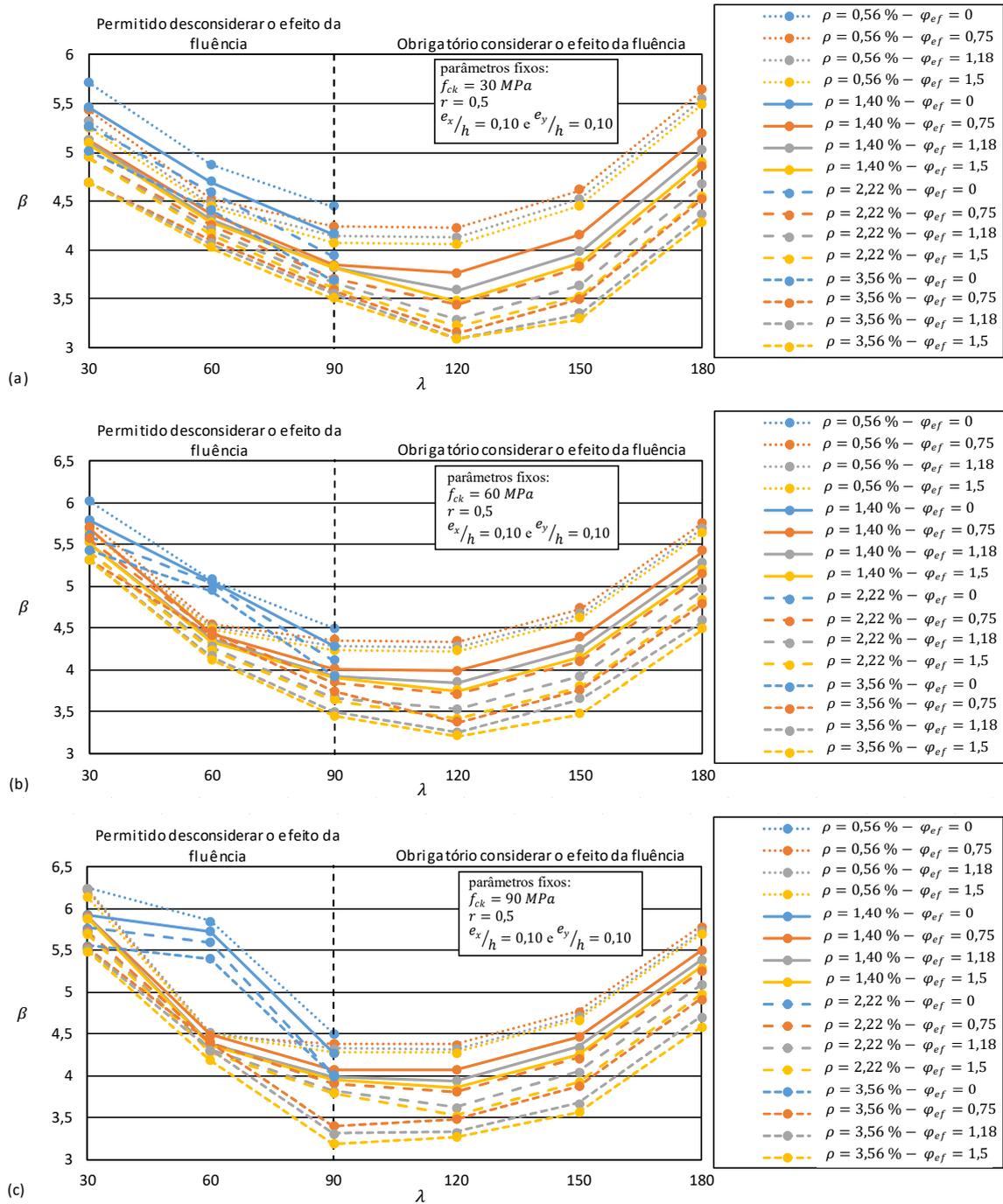
(fonte: elaborada pelo autor)

Da análise da Figura 6.1(a), (b) e (c), pode ser observado que a razão entre cargas de utilização e permanente influencia significativamente na segurança, pois à medida que a relação entre cargas aumenta, a confiabilidade diminui, pois a parcela de utilização, que tem o maior coeficiente de variação, se torna o carregamento predominante. Deve-se ressaltar também que

na faixa de índice de esbeltez de 90 a 120 foram observadas as maiores probabilidades de falha. Isso evidencia que o início da correção do coeficiente de majoração dos esforços, γ_{n1} , talvez tenha que ocorrer antes do valor igual a 140 para o índice de esbeltez.

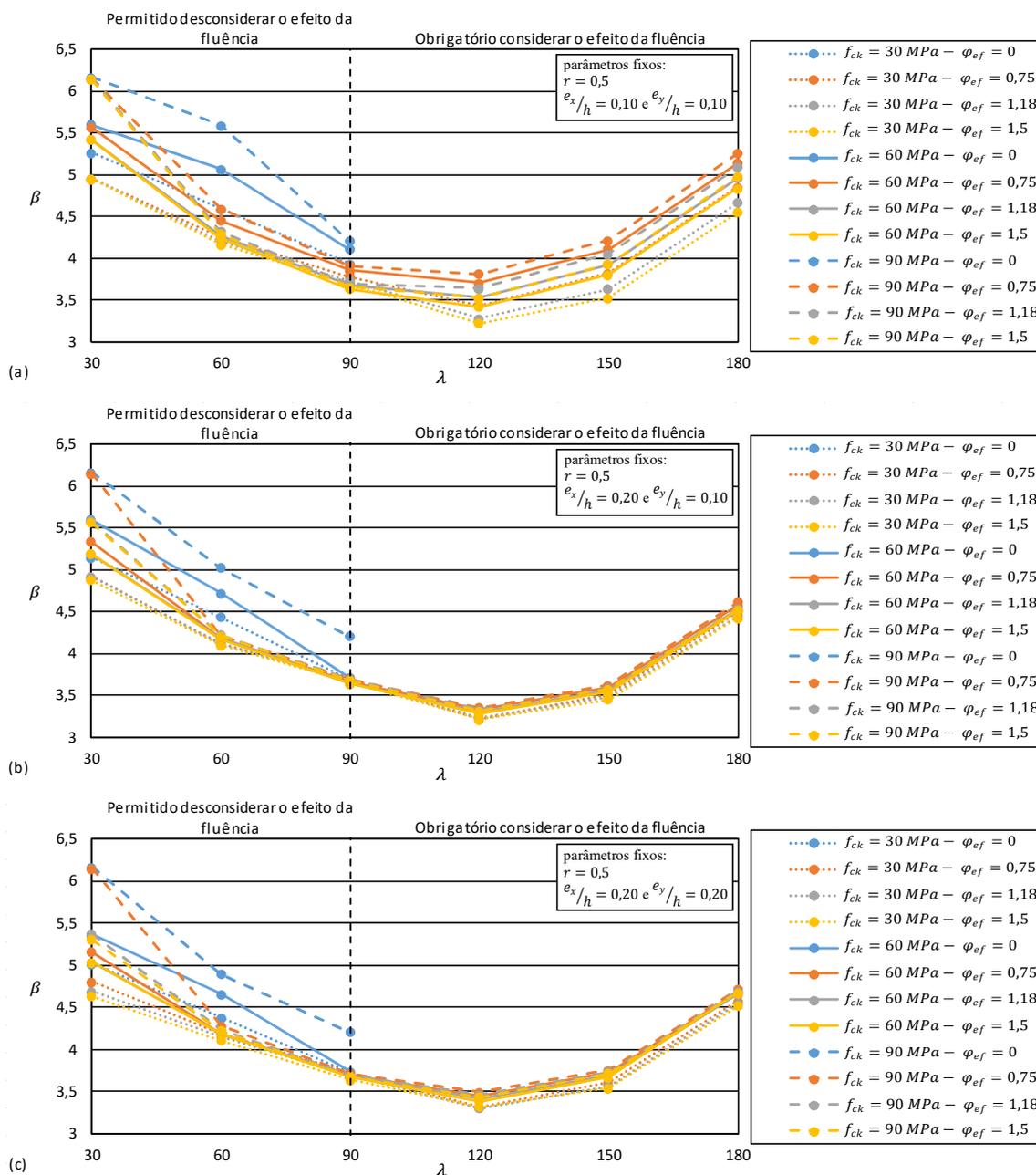
Na Figura 6.2(a), (b) e (c), é apresentada a influência da taxa de armadura na confiabilidade. Nessas análises, também foram empregadas 4 armaduras longitudinais, uma em cada canto da seção, com um cobrimento igual a 35 mm (distância entre as faces das armaduras longitudinais às faces de concreto, sem considerar os estribos). A taxa de armadura de 0,56 % se refere a quatro armaduras de 12,5 mm de diâmetro na seção de análise; a de 1,40 %, 20 mm; a de 2,22 %, de 25 mm; e a de 3,56 %, de 32 mm. Pode ser observado que à medida que a taxa de armadura aumenta, o índice de confiabilidade diminui. Esse efeito ocorre porque em seções com altas taxas de armadura, a carga de projeto, obtida pelo método geral da NBR 6118 (2014), é maior, o que pode resultar em mais violações da função de estado limite devido aos efeitos de segunda ordem. O aumento da carga de projeto resulta em um aumento do momento de primeira ordem, além de aumentar também o momento de segunda ordem. Deve-se ressaltar também que na faixa de índice de esbeltez de 90 a 120 foram observadas as maiores probabilidades de falha.

Figura 6.2 – Resultados de confiabilidade dos pilares em temperatura ambiente para diferentes condições de taxas de armadura e f_{ck}



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.3 – Resultados de confiabilidade dos pilares em temperatura ambiente para diferentes condições de excentricidade relativa de primeira ordem e f_{ck}



(fonte: elaborada pelo autor)

Já a Figura 6.3(a), (b) e (c), apresenta a influência da excentricidade relativa de primeira ordem na confiabilidade. Pode-se notar que a diminuição na confiabilidade foi maior da primeira para a segunda excentricidade investigada (de $\frac{e_x}{h} = 0,1$ e $\frac{e_y}{h} = 0,1$ para $\frac{e_x}{h} = 0,2$ e $\frac{e_y}{h} = 0,1$) do que entre a segunda e a terceira excentricidade investigada (de $\frac{e_x}{h} = 0,2$ e $\frac{e_y}{h} = 0,1$ para $\frac{e_x}{h} = 0,2$ e $\frac{e_y}{h} = 0,2$). Isso se deve ao fato de que uma excentricidade maior reduz a carga de projeto de

forma mais significativa. Para pilares com índice de esbeltez maior do que 90 e nas duas últimas excentricidades investigadas, o efeito da mesma praticamente não influenciou no índice de confiabilidade para os tipos de concreto investigados. Deve-se ressaltar também que na faixa de índice de esbeltez de 90 a 120 foram observadas as maiores probabilidades de falha. Comparando-se as três análises apresentadas em cada uma das Figuras 6.1, 6.2 e 6.3, observa-se que, em tese, as respectivas simulações, com as mesmas configurações, alterando somente o valor de f_{ck} , apresentaram um maior índice de confiabilidade para um maior f_{ck} . Isso evidencia que os concretos de alto desempenho apresentam um procedimento de projeto mais conservador.

Quanto à sensibilidade das variáveis (avaliada em função do cosseno diretor), a carga de utilização foi o parâmetro mais importante (com um cosseno diretor próximo a 0,9 na maioria das simulações realizadas). Além disso, a carga permanente, o erro de modelagem e D' se mostraram importantes nas análises, apresentando na maioria dos casos um cosseno diretor entre 0,1 e 0,2.

Conforme indicado anteriormente, somente para fins de comparação dos resultados obtidos com algum índice alvo indicado na literatura (pois não está sendo empregado um conjunto de estatísticas para as análises de confiabilidade que seja compatível com o índice alvo), toma-se como índice de confiabilidade alvo em temperatura ambiente o valor de 3,8, que corresponde a uma situação de ELU, para um período de retorno igual a 50 anos, com falhas com consequências médias, como apresentado no *fib* Bulletin 65/66 (2012). Através do emprego deste critério, observa-se que das 630 simulações realizadas, 227 ficaram abaixo desse valor.

Recomenda-se que em outros estudos sejam feitas estimativas de confiabilidade semelhante a apresentada nesta dissertação, porém empregando as estatísticas apresentadas em Costa, Santiago e Beck (2023) e Santiago *et al.* (2020), pois as mesmas, já passaram pelo processo de calibração baseada em confiabilidade.

6.2 PILARES DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nas análises probabilísticas em altas temperaturas, empregou-se a metodologia apresentada na seção “Validação determinística em situação de incêndio”, que combina o método de Wickström com o método das isotermas de 500 °C, porém, neste caso, com a tensão de pico do

modelo mecânico sendo igual a f_c (realização da variável aleatória de resistência à compressão do concreto F_c em cada simulação). Foi desprezada a resistência à tração do concreto e considerado o diagrama parábola-retângulo para o comportamento à compressão do concreto. Já para o aço, foi empregado o diagrama tensão-deformação multilinear sob altas temperaturas. Nessas análises, admite-se que a ocorrência do incêndio seja certa, seguindo-se os trabalhos de Eamon e Jensen (2012), (2013a), (2013b) e Coelho (2018). Assim, a probabilidade de falha é avaliada para um dado tempo, frente à um incêndio completamente desenvolvido, o que torna a análise coerente com o TRRF, pois o mesmo é apresentado atrelado à ocorrência do incêndio (evento certo). Uma outra abordagem possível, pode ser tratar a probabilidade de falha condicional entre os eventos de falha estrutural e de ocorrência de incêndio, o que irá resultar em índices de confiabilidade maiores que os apresentados nesta dissertação.

As análises probabilísticas foram realizadas através do FORM, sendo a função de estado limite a apresentada na Equação (136), a partir das variáveis aleatórias apresentadas na Tabela 6.2.

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) \cdot \theta_R - S(\mathbf{X}) \cdot \theta_S \quad (136)$$

Em que:

$R(\mathbf{X})$ é a carga de ruína do modelo mecânico, obtida pelo método da bisseção;

θ_R representa a incerteza relacionada à modelagem, correspondente à resistência;

$S(\mathbf{X})$ é a sollicitação (soma das parcelas de utilização e permanente do carregamento), obtidas através da carga última de projeto à temperatura ambiente, obtida empregando-se o método geral a partir do equilíbrio, seguindo-se as recomendações normativas da NBR 6118 (2014). Para o carregamento de utilização na situação de incêndio, considera-se a transformação do carregamento de período de retorno de 50 anos para um instante arbitrário. Os coeficientes parciais de segurança γ_f , γ_c e γ_s foram adotados como sendo iguais a 1,40, 1,40 e 1,15, respectivamente;

θ_S representa a incerteza relacionada à modelagem, correspondente à sollicitação.

Tabela 6.2 – Variáveis aleatórias consideradas nas análises probabilísticas em situação de incêndio

Variável	Função densidade de probabilidades	Média (μ)	Coefficiente de variação (V)	Desvio padrão (σ)
Resistência à compressão do concreto (F_c)	Gaussiana	$1,17 \cdot f_{ck}$	σ_{F_c} / F_{cm}	$0,15e^{[-0,036(f_{ck}-20)]\mu_{F_c}}$
Tensão de escoamento do aço (F_y)	Log-normal	$1,09 \cdot f_{yk}$	0,05	$\mu_{F_y} \cdot 0,05$
Dimensões da seção transversal (D', B, H)	Gaussiana	Valor nominal de projeto	σ / μ	0,50 cm
Carga permanente (G)	Gaussiana	$1,05 \cdot F_{Gk}$	0,10	$\mu_G \cdot 0,10$
Carga acidental (Q)	Gumbel	$0,24 \cdot \mu_{Q,50}$	0,65	$\mu_{Q,1} \cdot 0,65$
Erro do modelo (θ_R e θ_S)	Log-normal	1,00	0,05	0,05
Temperatura (T)	Gaussiana	Valor obtido pela curva ISO 834	0,45	$\mu_T \cdot 0,45$

(fonte: elaborada pelo autor)

Os pilares estudados foram submetidos à flexo-compressão oblíqua e considerados birotulados nos dois eixos, sendo a seção transversal quadrada com lado igual a 30 cm, com 4 barras de 25 mm de diâmetro, localizadas uma em cada vértice e com um cobrimento igual a 35 mm (distância entre as faces das armaduras longitudinais às faces de concreto, sem considerar os estribos) nos casos em que não foi estudado o efeito da variação do cobrimento na confiabilidade. O módulo de elasticidade do aço, E_s , foi empregado como sendo um parâmetro determinístico, com valor igual a 210 GPa. O valor da resistência característica ao escoamento do aço, f_{yk} , foi adotado como sendo igual a 500 GPa. Avaliaram-se pilares com duas e quatro faces expostas a um incêndio completamente desenvolvido, até 4 horas de exposição, sujeitos à flexo-compressão oblíqua, seguindo-se as recomendações da NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012).

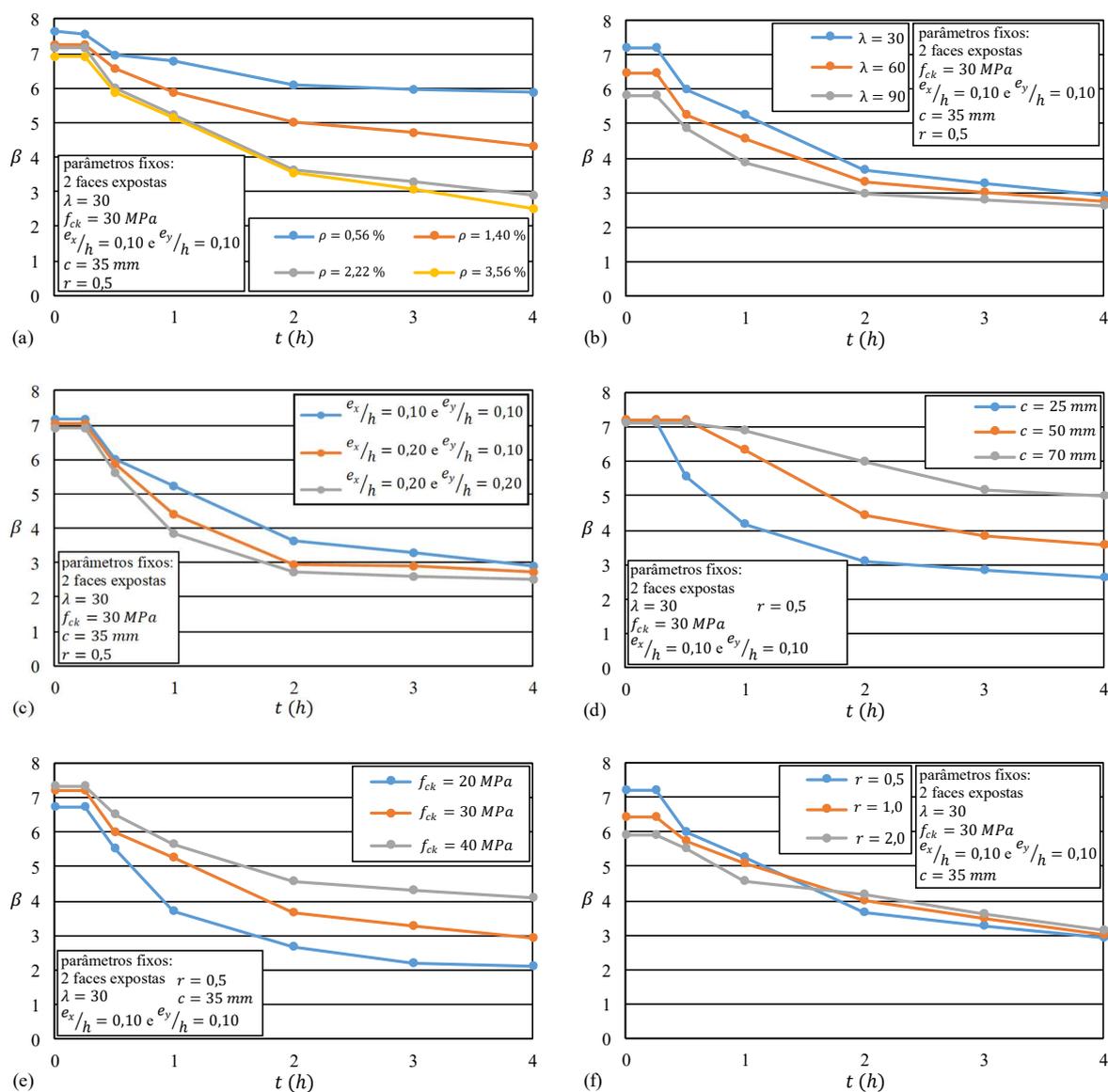
Um total de 266 combinações diferentes, 133 de cada tipo de análise (com 2 ou 4 faces expostas ao fogo), dos parâmetros de entrada foram analisadas para realizar as análises paramétricas dos pilares em situação de incêndio. Foram utilizadas as distribuições mostradas na Tabela 6.2, sendo os resultados de confiabilidade para diferentes combinações de cobrimento, excentricidade relativa de primeira ordem, índice de esbeltez, quantidade de faces expostas ao fogo, relação entre cargas de utilização e permanente, resistência à compressão do concreto, taxa de armadura e tempo de exposição apresentados nas Figuras 6.4 e 6.5. Analisando as duas figuras, pode-se verificar que a confiabilidade diminui de forma não linear ao longo do tempo.

Além disso, pode-se observar também que para incêndios completamente desenvolvidos, os pilares com apenas duas faces expostas ao fogo apresentaram resultados de confiabilidade consideravelmente maiores. A Figura 6.4 apresenta os resultados das análises paramétricas para os pilares com duas faces expostas ao fogo. Nas Figuras 6.4(a), (b), (c), (d), (e) e (f) é apresentada a influência na confiabilidade da taxa de armadura, do índice de esbeltez, da excentricidade relativa de primeira ordem, do cobrimento do concreto, da resistência à compressão do concreto e da relação entre cargas de utilização e permanente, respectivamente. A Figura 6.5 mostra os mesmos gráficos, mas com relação aos pilares com 4 faces expostos ao fogo, na mesma ordem. Os parâmetros determinísticos em cada análise são indicados nas figuras.

Analisando os resultados apresentados nas Figuras 6.4(a) e 6.5(a), é possível observar o efeito da taxa de armadura na confiabilidade. Pode-se observar que à medida que a taxa de armadura aumenta, o índice de confiabilidade diminui. Esse efeito ocorre porque em seções com altas taxas de armadura, a carga de projeto, obtida pelo método geral da NBR 6118 (2014), é maior, o que pode resultar em mais violações da função de estado limite devido aos efeitos de segunda ordem. O aumento da carga de projeto resulta em um aumento do momento de primeira ordem, além de aumentar também o momento de segunda ordem. Essa diminuição da confiabilidade para pilares projetados conforme o método geral, à medida que se aumenta a taxa de armadura, também foi observada à temperatura ambiente, porém, no caso de altas temperaturas, como há a degradação das propriedades do aço, a redução da confiabilidade para as taxas de armaduras estudadas se mostrou maior, principalmente para tempos de incêndio acima de 3 horas.

Observando as Figuras 6.4(b) e 6.5(b), pode-se observar que os resultados do índice de confiabilidade diminuem à medida que o índice de esbeltez aumenta. Este efeito foi observado em todos os casos estudados. Assim, observa-se que quanto mais esbeltos são os pilares, mais inseguros tendem a ser, pelo menos até o índice de esbeltez igual a 90 que foi o limite investigado. Este comportamento está associado aos efeitos de segunda ordem, que tendem a ser maiores em pilares mais esbeltos.

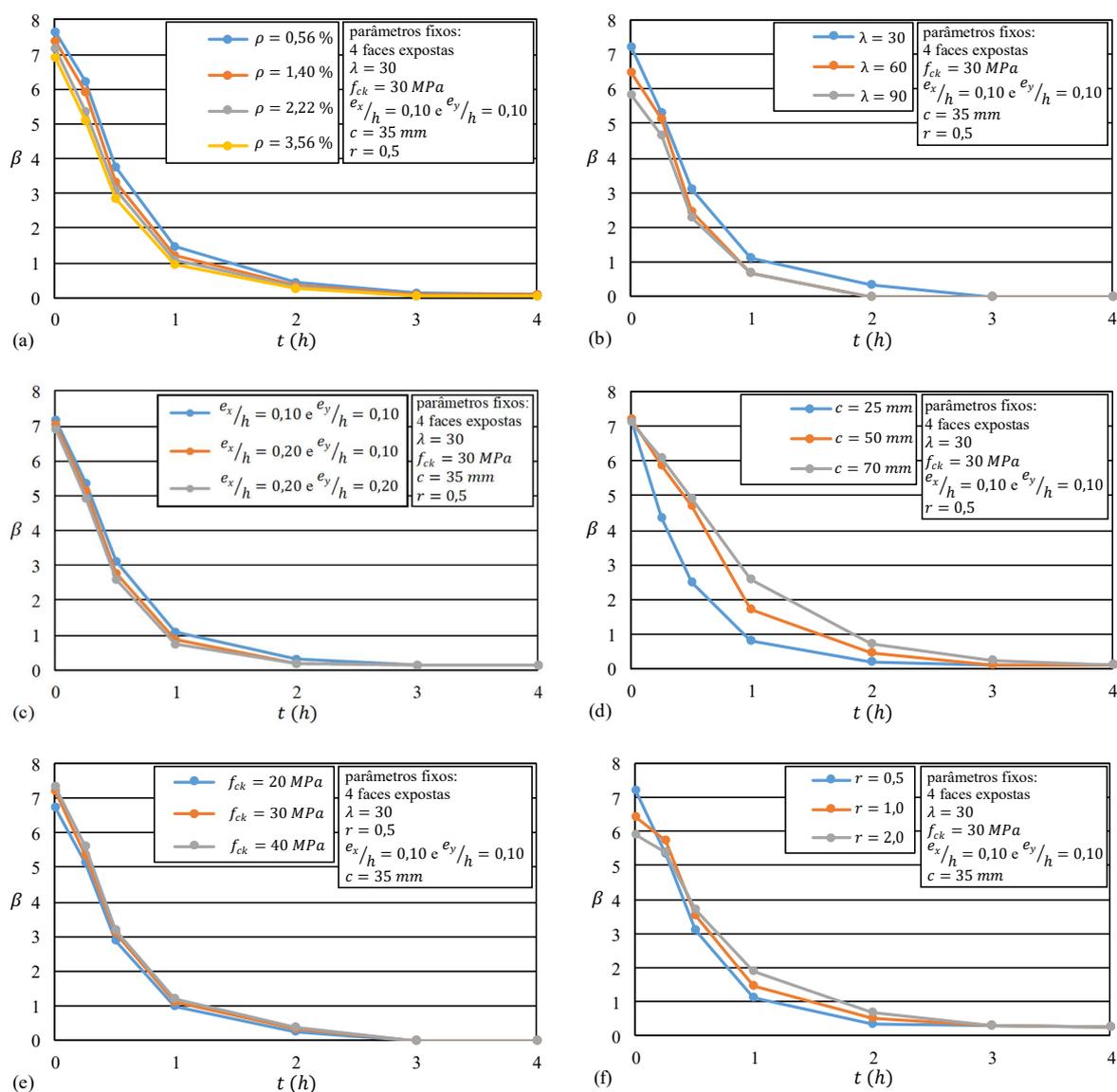
Figura 6.4 – Análises paramétricas dos pilares com duas faces expostas ao fogo



(fonte: elaborada pelo autor)

Nas Figuras 6.4(c) e 6.5(c), é mostrado como o aumento da excentricidade relativa de primeira ordem influencia na confiabilidade. Pode-se notar que a diminuição na confiabilidade foi maior da primeira para a segunda excentricidade investigada (de $\frac{e_x}{h} = 0,1$ e $\frac{e_y}{h} = 0,1$ para $\frac{e_x}{h} = 0,2$ e $\frac{e_y}{h} = 0,1$) do que entre a segunda e a terceira excentricidade investigada (de $\frac{e_x}{h} = 0,2$ e $\frac{e_y}{h} = 0,1$ para $\frac{e_x}{h} = 0,2$ e $\frac{e_y}{h} = 0,2$). Isto se deve ao fato de que uma excentricidade maior reduz a carga de projeto de forma mais significativa.

Figura 6.5 – Análises paramétricas dos pilares com quatro faces expostas ao fogo



(fonte: elaborada pelo autor)

O efeito do cobrimento de concreto sobre a confiabilidade, que é indicado como um dos parâmetros de maior importância pelas normas de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, pode ser visto nas Figuras 6.4(d) e 6.5(d). Observa-se que para as espessuras de cobrimento de concreto estudadas, os resultados de confiabilidade aumentam consideravelmente com seu aumento, entretanto, com o aumento linear do cobrimento, o aumento da confiabilidade não foi proporcionalmente linear. Como a variação do cobrimento de concreto foi feita mantendo-se a seção de concreto fixa, o aumento da confiabilidade se dá devido ao aumento da proteção contra o fogo e devido à redução do braço de alavanca das armaduras. Isso explica a importância dada pelas normas de projeto a este parâmetro, pois ele é um parâmetro efetivo para um aumento da segurança.

Verificando as Figura 6.4(e) e 6.5(e), pode-se observar que o índice de confiabilidade aumentou com o aumento da resistência à compressão do concreto, para todos os casos analisados. Isso prova que os concretos do grupo I, com resistências mais elevadas, apresentam um projeto mais seguro.

Analisando as Figuras 6.4(f) e 6.5(f), é possível observar o efeito da relação entre cargas de utilização e permanente sobre a confiabilidade. Neste caso, para a situação de incêndio foi observado um efeito diferente do observado nos pilares à temperatura ambiente apresentados na seção anterior, em que a confiabilidade diminui à medida que a relação entre as cargas aumenta. Na situação de incêndio, para pilares com duas faces expostas ao fogo, até uma hora de exposição ao fogo, quanto maior a relação de carga, menor é a confiabilidade, mas acima de uma hora de exposição ao fogo, observa-se que quanto maior a relação de carga, maior é a confiabilidade. Este comportamento na situação de incêndio ocorre porque a carga de utilização está sendo calculada para um instante arbitrário no tempo, diferente do que é feito para a temperatura ambiente. Para pilares com quatro faces expostas ao fogo, acima de 15 minutos de exposição ao fogo, já se observa que quanto maior a relação de carga, maior é a confiabilidade.

Quanto à sensibilidade das variáveis (avaliada em função do cosseno diretor), a carga de utilização foi o parâmetro mais importante até uma hora de exposição (com um cosseno diretor próximo a 0,4 na maioria das simulações realizadas); entretanto, para tempos superiores a uma hora, a temperatura foi de grande importância (com um cosseno diretor acima de 0,8 na maioria dos casos).

Em Wong (1999), no capítulo 10, é apresentada uma estratégia para a definição do índice de confiabilidade alvo de estruturas em situação de incêndio, que considera além da probabilidade associada ao estado-limite último do elemento estrutural uma probabilidade relacionada à ocorrência do incêndio. Empregando-se a estratégia indicada para as seguintes características e definições apresentadas em Wong (1999): (i) edifício residencial de 4 pavimentos com uma estimativa de área total do compartimento igual a 3600 m^2 ; (ii) com uma probabilidade de falha aceitável em caso de incêndio corresponde ao valor de confiabilidade alvo de 3,8, apresentado como índice alvo no capítulo anterior para a situação em temperatura ambiente para um período de retorno de 50 anos, indicado pelo *fib* Bulletin 65/66 (2012), porém, transformado em um período de retorno anual (que resulta em uma probabilidade de falha anual aceitável igual a $1,45 \cdot 10^{-6}$); (iii) probabilidade de ocorrência de incêndio para um edifício residencial igual a

10^{-5} por m^2 por ano; (iv) considerando certa a ocorrência do incêndio severo (incêndio completamente desenvolvido); e (v) admitindo a existência de brigada de incêndio e sistemas de alarme e detecção com manutenção adequada; chega-se a um β_{alvo} de 3,62. Ressalta-se que assim como na situação a temperatura ambiente, o uso do índice alvo de 3,80 serve somente para fins de comparação dos resultados obtidos com algum índice alvo indicado na literatura pois não está sendo empregado um conjunto de estatísticas para as análises de confiabilidade que seja compatível com o índice alvo.

Vale observar que os parâmetros empregados nessa estratégia de determinação do β_{alvo} apresentam configurações diversas que são particulares de cada edificação, o que dificulta a especificação de um valor único almejado. Esse valor alvo calculado deve ser comparado ao valor de β obtido na análise de confiabilidade no TRRF. Admitindo-se que o TRRF para esta edificação hipotética seja igual a 1 hora, é possível observar que das 38 simulações em 1 hora de exposição ao fogo realizadas, 19 ficaram abaixo desse valor. Outros trabalhos avaliando dados estatísticos para representar a frequência de ocorrência de incêndios, avaliando-se a existência de dispositivos de combate a incêndios, o tipo de ocupação do edifício, a perda de vidas e os custos envolvidos no caso de um incêndio também devem ser desenvolvidos para serem propostos métodos mais rigorosos que o empregado nesta dissertação para a determinação do β_{alvo} na situação de incêndio, pois esta definição ainda é motivo de pesquisas e a sua definição de forma categórica requer uma série de avaliações e hipóteses que podem ser bem particulares para cada caso de edificação, dependentes não só da sua altura, mas de diversos outros fatores.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões desta dissertação. Por fim, são dadas algumas sugestões de futuras pesquisas que possam continuar as pesquisas nesse campo de estudo.

7.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentado um estudo de confiabilidade estrutural de pilares de concreto armado, projetados conforme o método geral abordado pela NBR 6118 (2014), submetidos à flexão composta oblíqua, à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Na situação de incêndio, o projeto seguiu as diretrizes da NBR 15200 (2012). A realização de testes paramétricos, em conjunto às simulações probabilísticas, permitiu uma avaliação dos principais parâmetros envolvidos na segurança dos pilares projetados, que, em última instância, tem a finalidade de promover o projeto de estruturas mais seguras e econômicas.

Como principais conclusões obtidas nas análises paramétricas dos pilares de concreto armado estudados em temperatura ambiente, citam-se: *(i)* à medida que a relação entre cargas de utilização e permanente aumenta, a confiabilidade diminui; *(ii)* o índice de confiabilidade diminui à medida que a taxa de armadura aumenta; *(iii)* o aumento de excentricidade de primeira ordem diminui o índice de confiabilidade; *(iv)* o índice de confiabilidade aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto; *(v)* a confiabilidade foi decrescendo até atingir um índice de esbeltez igual a 140, e, logo após, observou-se um aumento, devido à correção no coeficiente parcial de segurança de majoração dos esforços nos casos em que o índice de esbeltez é maior do que 140; e *(vi)* com o aumento do coeficiente efetivo de fluência foi observada uma diminuição na confiabilidade.

Já as principais conclusões obtidas nas análises paramétricas dos pilares de concreto armado estudados em situação de incêndio, foram: *(i)* à medida que a taxa de armadura aumenta, o índice de confiabilidade diminui; *(ii)* o índice de confiabilidade diminui à medida que o índice de esbeltez aumenta; *(iii)* o aumento de excentricidade de primeira ordem diminui o índice de confiabilidade; *(iv)* os resultados de confiabilidade aumentam com o aumento do cobrimento

de concreto; (v) o índice de confiabilidade aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto; e (vi) a influência da razão entre cargas de utilização e permanente é diferente da observada em temperatura ambiente, pois o aumento da razão resultou em um aumento da confiabilidade em algumas situações.

Por fim, é possível afirmar que a presente dissertação atingiu o objetivo de estimar os níveis de segurança dos pilares de concreto armado estudados à temperatura ambiente e em situação de incêndio proporcionados pelos procedimentos de projeto apresentados através da aplicação das normas NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012), trazendo contribuições inéditas ao estudo da segurança de pilares de concreto armado projetadas conforme as normativas brasileiras. Os resultados das análises paramétricas podem servir de referência para as próximas revisões das normas técnicas nacionais de projeto de estruturas de concreto armado. Além disso, foi observado que não foram obtidos patamares constantes de confiabilidade nas análises paramétricas, o que pode ser atingido através de estudos de calibração dos coeficientes parciais de segurança, visto que os mesmos resultaram em valores variáveis, especialmente para os casos de índice de esbeltez variável. Nos casos de projeto em que a confiabilidade estimada de um pilar de concreto armado resultar inferior a almejada no TRRF, deve-se avaliar a alteração das variáveis de projeto, a fim de atender ao índice de confiabilidade alvo, recomendando-se inicialmente o aumento do cobrimento, pois se mostrou um parâmetro muito efetivo no aumento da confiabilidade.

Os resultados aqui apresentados dizem respeito e estão restritos às variáveis aleatórias e aos modelos estruturais empregados e sua expansão a outros tipos estruturais ou mesmo tipos estruturais com outras tecnologias construtivas, por exemplo, pilares em tubos de aço-concreto, pilares com reforços de fibras de carbono ou armaduras em fibras, deve ser feito com novos estudos relacionados em vista de novos possíveis estados-limites.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como o tema é vasto e a pesquisa sobre o mesmo é incipiente, sugerem-se alguns possíveis trabalhos de interesse para o prosseguimento da pesquisa do tema abordado neste trabalho:

- Estudos que visem propor uma metodologia baseada em otimização do risco, para a determinação do índice de confiabilidade alvo de estruturas de concreto armado na

situação de incêndio, já que este tema é pouco explorado e é crucial para definir o que é desejável ou não em termos de confiabilidade, em um caso de incêndio;

- Estudos experimentais que visem determinar as propriedades estatísticas dos materiais aço e concreto, dos carregamentos, da geometria e do erro de modelamento em situação de incêndio. Assim, estudos futuros poderão ser conduzidos com as propriedades estatísticas coerentes à uma situação de incêndio, não sendo necessário admitir a hipótese de que sigam as mesmas propriedades estatísticas que em temperatura ambiente. Inclusive, deve-se estudar a correlação existente entre pares de variáveis;
- Pesquisa semelhante à conduzida nesta dissertação, de avaliação da confiabilidade de elementos isolados, através do dimensionamento à nível de seção transversal, definida pelos limites à deformação dos materiais, aplicada às lajes e vigas, avaliando-se tanto um ELU, como um ELS, ou até mesmo ao conjunto de peças estruturais, levando em conta a hiperestaticidade e redistribuição de esforços, comum em estruturas de edifícios;
- Análise da confiabilidade de pilares de concreto armado em situação de incêndio, porém, com outra metodologia para a avaliação do modelo mecânico, tal como o método de elementos finitos, que possibilita a modelagem termoestrutural do problema;
- Estudos semelhantes aos conduzidos neste trabalho, porém, aplicado às outras normas de projeto com o objetivo de avaliar, comparativamente, o nível de confiabilidade de normas internacionais frente às normas e recomendações nacionais;
- Estimativa da confiabilidade semelhante a apresentada nesta dissertação, porém empregando as estatísticas apresentadas em Costa, Santiago e Beck (2023) e Santiago *et al.* (2020), pois as mesmas, já passaram pelo processo de calibração baseada em confiabilidade.

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, G. B. M. L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, 2014.
- ANDERBERG, Y. Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based on real fire characteristics. In: Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte, p. 112-123, London, 1978.
- _____. Spalling phenomena in HPC and OC. In: Proceedings of International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, p. 69-73, Gaithersburg, **NIST**, 1997.
- ANG, A. H-S.; CORNELL, C. A. Reliability bases of structural safety and design. **Journal of Structural Division**, n. 9, v. 100, p. 1755-1769, 1974.
- ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering**. New York: John Wiley & Sons, V. 1, 2006.
- ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design: Decision, Risk and Reliability**. New York: John Wiley & Sons, V. 2, 1984.
- ARAÚJO, J. M. A confiabilidade no projeto de pilares de concreto armado. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 2, p. 1-8, 2001.
- _____. **Curso de concreto armado**. v. 1. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.
- _____. Pilares esbeltos de concreto armado. Parte 1: Um modelo não linear para análise e dimensionamento. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 18, p. 81-93, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento. Rio de Janeiro, 2001.
- _____. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- _____. **NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – requisitos. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 9077**: Saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, 2001.

AU, S. K.; BECK; J. L. Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 16, p. 263-277, 2001.

BAI, L.; JIANG, F.; FAN, B. Reliability analysis of reinforced concrete columns after high temperature under comprehensive considering failure paths. **Journal of Nanoscience and Nanotechnology Applications**, n. 2, v. 2, p. 1-10, 2018.

BALAJI, A.; AATHIRA, M. S.; PILLAI, T. M. M.; NAGARAJAN, P. Reliability studies on RC beams exposed to fire based on IS456:2000 design methods. **Structural Engineering and Mechanics: An International Journal**, n. 5, v. 59, p. 853-866, 2016.

BAMONTE, P.; LOMONTE, F. Reinforced concrete columns exposed to standard fire: comparison among different constitutive models for concrete at high temperature. **Fire Safety Journal**, v. 71, p. 310-323, 2015.

BARBOSA, P. R. O. **Análise probabilística de pilares de concreto armado através do método dos elementos finitos**. 2017. 197 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BECK, A. T. **Curso de confiabilidade estrutural**. São Carlos: Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas/USP, 2014.

BUCHER; C. G. Adaptive sampling – an iterative fast Monte Carlo procedure. **Structural Safety**, v. 5, p. 119-126, 1988.

CADAMURO JÚNIOR, I. W. **Dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado com seção qualquer solicitados por flexão composta oblíqua**. 1997. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento e verificação de seções poligonais de concreto armado submetidos à flexão composta oblíqua**. Porto Alegre: Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil/UFRGS, 2014.

COELHO, T. A. P. **Avaliação da confiabilidade de seções de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2018. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CORNELL, C. A. A probability-based structural code. **American Concrete Institute Journal**, v. 66, p. 974-985, 1969.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 401 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio. In: Seminário Internacional NUTAU – Inovações Tecnológicas e Sustentabilidade, p. 1-13, São Paulo, 2006.

COSTA, L. G. L.; SANTIAGO, W. C.; BECK, A. T. Probabilistic models for live loads in buildings: critical review, comparison to Brazilian design standards and calibration of partial safety factors. **Ibracon Structures and Materials Journal**, n. 2, v. 16, p. 1-21, 2023.

DAMAS, A. P. **Estudo de confiabilidade no projeto de pilares esbeltos de concreto de alta resistência**. 2015. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DEUSCHLE, E. **Estudo de confiabilidade de pilares de concreto armado dimensionados com redistribuição de esforços**. 2019. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

DINIZ, S. M.; FRANGOPOL, D. M. Safety evaluation of slender high-strength concrete columns under sustained loads. **Computers and Structures**, v. 81, p. 1475-1486, 2003.

DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIÉ (DTU). Méthode de prévision par lê calcul du comportement au feud es structures em béton. Paris, 1974.

EAMON, C. D.; JENSEN, E. Reliability analysis of prestressed concrete beams exposed to fire. **Engineering Structures**, v. 43, p. 69-77, 2012.

_____. Reliability analysis of RC beams exposed to fire. **Journal of Structural Engineering**, n. 2, v. 139, p. 212-220, 2013a.

_____. Reliability analysis of reinforced concrete columns exposed to fire. **Fire Safety Journal**, v. 62, p. 221-229, 2013b.

ELLINGWOOD, B. R.; SHAVER, J. R. Reliability of RC beams subjected to fire. **ASCE Journal of the Structural Division**, n. ST5, v. 103, p. 1047-1059, 1977.

EPOSITO, A. **Otimização do risco de estruturas redundantes considerando os efeitos das não linearidades e múltiplos modos de falha**. 2016. 173 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1**: Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

_____. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin No. 38**: Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling. Lausanne, 2008.

_____. **fib Bulletin No. 65/66**: Model code 2010. Lausanne, 2012.

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

FITZGERALD, R. W. Structural integrity during fire. **National Fire Protection Association**. Quincy, 1996.

FLETCHER, I. A.; WELCH, S.; TORERO, J. L.; CARVEL, R. O.; USMANI, A. The behaviour of concrete structures in fire. **Thermal Science**, n. 2, v. 11, p. 33-57, 2007.

FRANÇA, R. L. S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado**. 1991. 202 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

_____. **Relações momento-curvatura em peças de concreto armado submetidas a flexão composta oblíqua**. 1984. 291 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

FRANGOPOL, D. M.; IDE, Y.; SPACONE, E.; IWAKI, I. A new look at reliability of reinforced concrete columns. **Structural Safety**, v. 18, p. 123-150, 1996.

FREUDENTHAL, A. M. The safety of structures. **American Society of Civil Engineers Transactions**, n. 2296, v. 112, p. 125-180, 1947.

FÜRST, A. **Erro de modelo e confiabilidade estrutural de vigas de concreto armado**. 2020. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GALAMBOS, T. V.; ELLINGWOOD, B.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. Probability-based load criteria: assessment of current design practice. **Journal of Structural Engineering**, v. 108, p. 959-977, 1982.

GOMES, H. M. **Técnicas de avaliação da confiabilidade em estruturas de concreto armado**. 2001. 231 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GOYAL, B. B.; JACKSON, N. Slender concrete column under sustained load. **Journal of the Structural Division of ASCE**, n. 11, v. 97, p. 2729-2750, 1971.

GUSTAFERRO, A. H.; MARTIN, L. D. PCI design for fire resistance of precast prestressed concrete. **Prestressed Concrete Institute**, 1977.

HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. **Probability, reliability and statistical methods in engineering design**. New York: John Willey & Sons, 2000.

HAMMERSLEY, J. M.; MORTON, K. W. A new Monte Carlo technique: antithetic variates. In: *Mathematical Proceedings of the Cambridge Philosophical Society*, v. 52, p. 449-475, Cambridge, 1956.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and invariant second moment code format. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, n. EM1, v. 100, p. 111-121, 1974.

HERTZ, K. Design of fire exposed concrete structures. **Institute of Building Design**, 1981.

HONG, H. P.; ZHOU, W. Reliability evaluation of RC columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 125, p. 784-790, 1999.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2394:1998**. General principles on reliability of structures. Vernier, 1998.

_____. **ISO 834:2014**. Fire resistance test elements of building construction. Geneva, 2014.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **JCSS Probabilistic Model Code**. Lyngby, 2001.

KIM, J. H.; LEE, H. S. Reliability assessment of reinforced concrete rectangular columns subjected to biaxial bending using the load contour method. **Engineering Structures**, v. 150, p. 636-645, 2017.

KIM, J. H.; LEE, S. H.; PAIK, I.; LEE, H. S. Reliability assessment of reinforced concrete columns based on the P-M interaction diagram using AFOSM. **Structural Safety**, v. 55, p. 70-79, 2015.

KLEIN JÚNIOR, O. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. 2011. 208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

LEITE, D. L.; GOMES, H. M. Reliability analysis of reinforced concrete sections for ultimate limit states. In: Proceedings of the joint XLII Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, p. 1-7, Rio de Janeiro, **CILAMCE**, 2021.

LEMOS, S. B. L. **Estudo de estruturas de concreto sob altas temperaturas através do método dos elementos finitos**. 2011. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. v. 1. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

LIE, T. T. **Structural fire protection**. New York: American Society of Civil Engineers, 1992.

LIU, P. -L.; DER KIUREGHIAN, A. Multivariate distribution models with prescribed marginals and covariances. **Probabilistic Engineering Mechanics**, n. 2, v. 1, p. 105-112, 1996.

LOMBA, N. C. F. **Resistência residual de vigas de betão armado após incêndio**. 2011. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Aveiro, Aveiro.

LOPES, M. T. A. **Análise de confiabilidade de estruturas aplicadas ao projeto de reforço à força cortante de vigas em concreto armado com compósitos de fibras de carbono**. 2007. 209 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MACHADO, E. R. **Avaliação da confiabilidade de estruturas de concreto armado**. 2001. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

MADSEN, H. O.; KRENK, S.; LIND, N. C. **Methods of structural safety**. New York: Prentice-Hall, 1986.

MAES, M. A. Ignorance factors using model expansion. **Journal of Engineering Mechanics**, n. 1, v. 122, p. 39-45, 1996.

MAGALHÃES, F. C. **A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado**. 2014. 290 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MATZENBACHER, C. W. **Aplicação do método dos elementos finitos ao estudo de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado**. 2011. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MCKAY, M. D.; BECKMAN, R. J.; CONOVER, W. J. A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. **Technometrics**, v. 21, p. 239-245, 1979.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: microstructure, properties, and materials**. New York: McGraw-Hill, 2006.

MELCHERS, R. E. Search-based importance sampling. **Structural Safety**, n. 2, v. 9, p. 117-128, 1990.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. **Structural reliability: analysis and prediction**. New York: John Wiley & Sons, 2018.

MIRZA, S. A. Reliability-based design of reinforced concrete columns. **Structural Safety**, v. 18, p. 179-194, 1996.

MIRZA, S. A.; MACGREGOR, J. G. Slenderness and strength reliability of reinforced columns. **ACI Structural Journal**, v. 86, p. 428-438, 1989.

NATAF, A. Détermination des distributions de probabilités don't les marges sont données. **Comptes Rendus de l'Académie des Sciences**, v. 225 p. 42-43, 1962.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. Porto Alegre: Bookman, 2013.

NOGUEIRA, H. A. T. **Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado projetados segundo a NBR 6118:2003**. 2006. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. **Reliability of structures**. New York: CRC Press, 2012.

OLIVEIRA, A. H. C. R. **Estudo comparativo da confiabilidade de pilares de concreto armado dimensionados de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014 e com o código americano ACI 318:2014**. 2018. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

OLSSON, A.; SANDBERG, G; DAHLBLOM, O. On latin hypercube sampling for structural reliability analysis. **Structural Safety**, v. 25, p. 47-68, 2003.

PADRE, E. P. G. **Desenvolvimento de um algoritmo computacional para verificação de seções de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua em situação de incêndio**. 2017. 105 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

PASTORE, M. F. **Análise de pilares esbeltos de concreto armado de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua**. 2020. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos.

PREUSS, A. de C.; GOMES, H. M. Probability of failure of RC columns in fire situation. **Ibracon Structures and Materials Journal**, aceito para publicação, p. 1-30, 2023.

_____. Reliability analysis of reinforced concrete columns using the general and equilibrium methods. In: XXXIX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, p. 1-8, **JSAEE**, 2022.

PURKISS, J. A.; LI, L. **Fire safety engineering design of structures**. CRC Press, 2014.

RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural reliability under combined load sequences. **Computer and Structures**, v. 9, p. 489-494, 1978.

REAL, M. V. **Análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos**. 2000. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

RIBEIRO, K.; LORIGGIO, D. D.; REAL, M. V. Reliability analysis of slender columns using the general method with linear creep theory. **IBRACON Structures and Materials Journal**, n. 3, v. 15, p. 1-19, 2022.

_____. Reliability analysis of very slender columns subjected to creep. **Latin American Journal of Solids and Structures**, n. 7, v. 18, p. 1-19, 2021.

RICARDO, A. S. **Análise da confiabilidade estrutural de elementos de aço em situação de incêndio**. 2015. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

RUIZ, S. E.; AGUILAR, J. C. Reliability of short and slender reinforced-concrete columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, p. 1860-1865, 1994.

SAGRILO, L. V. S. **Análise da confiabilidade estrutural utilizando os métodos analíticos FORM e SORM**. 1994. 142 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SANTIAGO, W. C.; KROETZ, H. M.; SANTOS, S. H. C.; STUCCHI, F. R.; BECK, A. T. Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes. **Latin American Journal of Solids and Structures**, n. 1, v. 17, p. 1-28, 2020.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F. R.; BECK, A. T. Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes. **Ibracon Structures and Materials Journal**, n. 5, v. 7, p. 723-746, 2014.

SANTOS, E. S. **Avaliação estatística do erro de modelos de resistência para elementos lineares de concreto armado da ABNT 6118:2007**. 2012. 106 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos.

SANTOS, K. R. M. **Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo**. 2014. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. 2004. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos.

SCHERER, M. **Avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 2018. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SCHLEICH, J. -B. Properties of the materials. In: Implementation of Eurocodes: design of buildings for the fire situation: Handbook 5, p. 1-28, Luxembourg, 2005.

SEITO, A. T.; 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.

SHINOZUKA, M. Basic analysis of structural safety. **Journal of Structural Engineering**, n. 3, v. 109, p. 721-740, 1983.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. 1997. 170f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

_____. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Zigurate, 2004.

SUDRET, B. **Uncertainty propagation and sensitivity analysis in mechanical models: contributions to structural reliability and stochastic spectral methods**. Clermont-Ferrand, 2007.

SZERSZEN, M. M.; SZWED, A.; NOWAK, A. S. Reliability analysis for eccentrically loaded columns. **ACI Structural Journal**, v. 102, p. 676-688, 2005.

THE INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (ISE). Design and detailing of concrete structures for fire resistance. London, 1978.

THOFT-CHRISTENSEN, P.; BAKER, M. J. **Structural reliability theory and its applications**. Berlin: Springer-Verlag, 1982.

THOFT-CHRISTENSEN, P.; MUROTSU, Y. **Application of structural systems reliability theory**. Berlin: Springer-Verlag, 1986.

TICHÝ, M. **Applied methods of structural reliability**. Springer, 1993.

TSAO, W. H. **Behavior of square and L-shaped slender reinforced concrete columns under combined biaxial bending and axial compression**. 1991. 179f. Thesis (Doctor of Philosophy in Civil Engineering) – New Jersey Institute of Technology, Newark.

WANG, Z.; QIAO, M.; ZHU, D.; HAN, Y. The reliability analysis of reinforced concrete beams under high temperature. In: Proceedings of Third International Joint Conference on Computational Science and Optimization, p. 327-330, Huangshan, 2010.

WICKSTRÖM, U. A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures. In: Proceedings of New Technology to Reduce Fire Losses and Costs, p. 186-194, Luxembourg, 1986.

WONG, J. K. S. **Reliability of structural fire design**. University of Canterbury, 1999.

XU, Y.; WU, B. Fire resistance of reinforced concrete columns with L-, T-, and +- shaped cross-sections. **Fire Safety Journal**, n. 6, v. 444, p. 869-880, 2009.