

**CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE PILARES EXISTENTES DE
CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DA PERDA DE ARMADURA DE
AÇO E DA IDADE DO CONCRETO**

Luíza Cardoso Ribas e Castro

LUÍZA CARDOSO RIBAS E CASTRO

“CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE PILARES EXISTENTES DE CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DA PERDA DE ARMADURA DE AÇO E DA IDADE DO CONCRETO”

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientadora: Prof^ª. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz

Belo Horizonte – MG

2019

C355c	<p>Castro, Luíza Cardoso Ribas e. Confiabilidade estrutural de pilares existentes de concreto armado [recurso eletrônico] : influência da perda de armadura de aço e da idade do concreto / Luíza Cardoso Ribas e Castro. - 2019. 1 recurso online (141 f. : il., color.): pdf. Orientadora: Sofia Maria Carrato Diniz.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Apêndices: f. 137-142.</p> <p>Bibliografia: f. 130-136. Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Confiabilidade (Engenharia) - Teses. 3. Concreto armado - Estruturas - Teses. 4. Colunas - Teses. I. Diniz, Sofia Maria Carrato. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	---


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

**"CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE PILARES EXISTENTES DE
CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DA PERDA DE
ARMADURA DE AÇO E DA IDADE DO CONCRETO"**

Luíza Cardoso Ribas e Castro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:



Prof. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz
DEES - UFMG (Orientadora)



Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto
DEES - UFMG



Prof. Dra. Juscelina Rosiane Ferreira
UEMG

Belo Horizonte, 16 de dezembro de 2019

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, à toda a minha família, que sempre apoiou minha busca por conhecimento e qualificação. Principalmente à minha mãe, que é a principal responsável por eu ter conseguido chegar onde cheguei até agora.

Ao meu avô, que não viveu para me ver conquistar esse título, mas que tenho certeza que está, como sempre, muito orgulhoso no céu.

Ao Rafael, por todo o incentivo e carinho ao longo de toda a minha caminhada no Mestrado.

Aos amigos que fiz na UFMG, principalmente a Carol e o Guilherme. Agradeço imensamente pela amizade de vocês.

Aos meus amigos espalhados pelo Brasil, os quais cultivo com muito carinho e saudades. Principalmente à Amanda e à Ana, que crescem comigo há mais de 15 anos.

À Mônica e à Moara, que são presentes que ganhei em Belo Horizonte e que também foram muito importantes na minha caminhada.

Ao Billy Badimuená (*in memoriam*), que iniciou, em sua dissertação, o trabalho que complemento. Obrigada por sua ajuda no desenvolvimento deste estudo.

À minha orientadora Sofia, por toda a sua orientação e paciência, por nunca ter medido esforços para me direcionar no caminho certo e a quem devo todo o sucesso da minha empreitada no mestrado.

Agradeço à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pela concessão da bolsa durante parte do período de realização desta pesquisa e à UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais) e seu corpo docente pela infraestrutura e apoio no desenvolvimento desta dissertação.

RESUMO

O concreto é um material de grande impacto em termos de sustentabilidade. Em todo o mundo, um grande volume de recursos naturais e econômicos é despendido na construção de estruturas e infraestruturas em concreto armado, que geram resíduos quando demolidas. Além disso, os setores envolvidos na produção e utilização de concreto emitem entre 5% e 10% do gás carbônico produzido globalmente. Dessa forma, o reparo e a reabilitação de estruturas existentes de concreto armado é tema de grande relevância, pois pode possibilitar a redução do consumo de recursos naturais e da geração de resíduos, além de reduzir custos. Para tanto, a tomada de decisão entre reabilitar ou demolir estruturas de concreto armado deve ser norteadada pela análise da confiabilidade dessas estruturas. Na análise de estruturas existentes, é preciso considerar as distintas patologias que podem afetar a durabilidade das estruturas em concreto armado. No contexto dos mecanismos que causam a degradação das armaduras, a corrosão é o principal agente causador dos problemas estruturais ao longo da vida útil da estrutura. Com a formação dos produtos de corrosão ocorre a diminuição da área da seção transversal das armaduras, o que acarreta na diminuição da capacidade resistente e dos níveis de segurança dos elementos estruturais. Deve-se destacar ainda que a análise de estruturas existentes demanda uma abordagem distinta da análise de estruturas novas, especialmente no que diz respeito à definição dos níveis de confiabilidade alvo. Pelo exposto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar os níveis de confiabilidade associados a pilares curtos existentes de concreto armado, sujeitos à força axial, com perda de área da seção transversal da armadura longitudinal. As probabilidades de falha foram obtidas por meio da Simulação de Monte Carlo e os efeitos de distintos parâmetros foram investigados. As análises contemplaram 486 modelos de pilares, considerando-se a variação dos seguintes parâmetros: número de testemunhos, resistência à compressão e coeficiente de variação do concreto, razão do carregamento, expressa pela relação entre o peso próprio e a sobrecarga, taxa de armadura longitudinal e perda da seção transversal de aço. A influência da idade na resistência à compressão do concreto também foi investigada por meio da análise de 243 modelos de pilares. A partir da avaliação dos cenários explorados, observou-se que todos os parâmetros investigados têm uma significativa importância nos níveis de confiabilidade, com especial destaque para os valores da resistência à compressão do concreto e de seu coeficiente de variação.

Palavras-chave: Confiabilidade estrutural. Concreto armado. Estruturas existentes. Pilares curtos.

ABSTRACT

Concrete is a material of great impact in terms of sustainability. Around the world, a large volume of natural and economic resources is spent on the construction of structures and infrastructures in reinforced concrete, which generate waste when demolished. In addition, the sectors involved in the production and use of concrete emit between 5% and 10% of the carbon dioxide produced globally. Hence, the repair and rehabilitation of existing reinforced concrete structures are of great relevance, as it can reduce the use of natural resources and the generation of waste, as well as reducing costs. Therefore, the decision between rehabilitating or demolishing reinforced concrete structures should be guided by the analysis of the reliability of these structures. In the analysis of existing structures, it is necessary to consider the different pathologies that may affect the durability of reinforced concrete structures. In the context of mechanisms that cause degradation of reinforcement, corrosion is the main agent causing structural problems throughout the structure's service life. Due to the formation of corrosion products, there is a loss of cross-sectional area of the reinforcing bars, which leads to a reduction in the resistant capacity and the safety levels of the structural elements. It should also be noted that the analysis of existing structures requires a different approach to that for new structures, especially with regard to the definition of target reliability levels. In view of the above, the present study aims to assess the reliability levels associated with existing short columns of reinforced concrete, subjected to axial load, with loss of the cross-sectional area of the longitudinal reinforcement. The probabilities of failure were obtained via Monte Carlo Simulation and the effects of different parameters were investigated. The analyses included 486 column models, considering the variation of the following parameters: number of specimens, the compressive strength of concrete and its coefficient of variation, the load ratio, which is given by the ratio between dead and live loads, the longitudinal reinforcement ratio, and the loss of the cross-sectional area of steel. The impact of age on the compressive strength of concrete was also investigated through the analysis of 243 column models. From the analysis of the explored scenarios, it was observed that all the investigated parameters have a significant impact on the reliability levels, especially the values of the compressive strength of concrete and its coefficient of variation.

Keywords: Structural reliability. Reinforced concrete. Existing structures. Short columns.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

ASCE – American Society of Civil Engineers

ASTM – American Section of the International Association for Testing Materials

CDF – Função de Distribuição Cumulativa

CEB – Comité Européen du Béton

fib – Fédération Internationale du Béton

ISO – International Organization for Standardization

JCSS – Joint Committee on Structural Safety

NBR – Norma Brasileira

PDF – Probability Density Function

SCE – Sem Consideração do Efeito do Ganho de Resistência com a Idade

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

e_1/h	Excentricidade relativa de primeira ordem
f_c	Resistência à compressão simples do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ceq}	Resistência do concreto na idade especificada
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{ckeq}	Resistência à compressão característica equivalente
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
$f_{c,28}$	Resistência do concreto aos 28 dias
$f'_{c,28}$	Resistência do concreto convertida para a sua equivalente aos 28 dias
f_i	Resistência do i -ésimo exemplar
f_{RS}	Função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço
f_{yeq}	Resistência equivalente de escoamento do aço
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço
f_{ym}	Resistência ao escoamento média do aço obtida do ensaio
h	Altura da seção transversal do pilar
i	Aumento da resistência com a idade
k_c	Fator de modificação para o coeficiente de variação dependente de n
k_s	Fator de modificação do coeficiente de variação do aço
k_{sl}	Fator definido como uma função linear da razão entre as cargas permanentes e variáveis
k_3	Fator de correção para o efeito de escala

l	Distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado
l_e	Comprimento equivalente
l_0	Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar
n	Número de testemunhos
r	Relação entre a média da carga permanente e a média da carga variável

Letras romanas maiúsculas

A_c	Área da seção transversal de concreto
A_g	Área total da seção transversal
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
E_M	Variável aleatória que representa o erro do modelo
$E(X)$	Valor esperado de X
F_c	Variável aleatória correspondente à resistência à compressão do concreto
$F_X(x)$	Função acumulada da variável aleatória X
F_y	Variável aleatória correspondente à resistência ao escoamento do aço
G	Variável aleatória que representa a carga permanente
$G(X)$	Função de desempenho
I_c	Momento de inércia da seção de concreto
M	Margem de segurança
P	Carregamento axial
P_c	Esforço normal suportado pelo concreto
P_f	Probabilidade de falha
P_s	Esforço normal suportado pelo aço
P_0	Carregamento total na coluna
Q	Variável aleatória que representa os efeitos da sobrecarga
R	Resistência

x

S Solicitação

$S_{aço}$ Desvio padrão da resistência ao escoamento do aço

S_d Solicitação de cálculo

V Coeficiente de variação da resistência dos testemunhos

$V_{aço}$ Coeficiente de variação da resistência ao escoamento do aço

Letras gregas minúsculas

α_b Coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar

α_c Fator da largura do bloco de tensões equivalentes

β Índice de confiabilidade

β_{adm} Índice de confiabilidade admissível

β_{alvo} Índice de confiabilidade alvo

γ Coeficiente de minoração, coeficiente de ponderação

λ Índice de esbeltez

λ_v Fator de viés

λ_1 Coeficiente

μ Média

$\mu_{aço}$ Resistência média ao escoamento do aço

μ_D Média da carga permanente

μ_L Média da carga variável

ρ Taxa de armadura longitudinal

ϕ PDF da variável normal padrão

σ Tensão normal, desvio padrão

Letras gregas maiúsculas

Φ Coeficiente de minoração da resistência

SUMÁRIO

1 Introdução	15
1.1 Considerações iniciais	15
1.2 Justificativa.....	17
1.3 Objetivos.....	19
1.4 Metodologia.....	19
1.5 Organização do trabalho.....	20
2 Pilares de concreto armado: materiais e considerações para projeto	22
2.1 Considerações iniciais	22
2.2 Esbeltez e resistência.....	23
2.3 Determinação da resistência do concreto em estruturas novas	26
2.4 Efeito da idade do concreto na resistência à compressão.....	27
2.4.1 Aumento da resistência do concreto com a idade	27
2.4.2 Influência dos componentes do cimento na resistência à compressão do concreto	30
2.4.3 Efeito do teor de alita na resistência à compressão	31
2.4.4 Evolução da finura e composição do cimento.....	32
2.4.5 Consequências relativas à alteração dos teores de C_2S e C_3S nos cimentos	34
2.4.6 Tipos de cimento e resistência do concreto.....	34
2.5 Efeito da carga de longa duração na resistência do concreto	35
2.6 Efeito do tamanho.....	37
2.7 Armadura longitudinal de aço	37
2.7.1 Considerações iniciais	37
2.7.2 Corrosão das armaduras	38
2.7.3 Principais patologias das estruturas de concreto armado	39
2.7.4 Aderência e perdas na seção de aço	41

2.7.5 Recuperação da corrosão	41
2.8 Resumo do capítulo.....	42
3 Confiabilidade estrutural	44
3.1 Considerações iniciais.....	44
3.2 Estimação de parâmetros das variáveis aleatórias	45
3.2.1 Apresentação do problema.....	45
3.2.2 Amostragem aleatória e estimativa pontual	46
3.2.3 Distribuições amostrais	47
3.2.4 Limite de confiança unilateral da média	50
3.3 Problema básico da confiabilidade	51
3.4 Índice de confiabilidade e probabilidade de falha	53
3.5 Função de desempenho	55
3.6 Simulação de Monte Carlo.....	55
3.7 Níveis dos Métodos de Confiabilidade	56
3.7.1 Nível 0 – Método das Tensões Admissíveis	56
3.7.2 Nível 1 – Método dos Estados Limites	57
3.7.3 Nível 2 – Método do Índice de Confiabilidade.....	57
3.7.4 Nível 3 – Método da Probabilidade de Falha.....	58
3.7.5 Nível 4 – Método da Minimização dos Custos Envolvidos ao Longo da Vida Útil	58
3.8 Calibração de normas.....	59
3.9 Resumo do capítulo.....	61
4 Estruturas existentes de concreto armado.....	63
4.1 Considerações iniciais.....	63
4.2 Determinação da resistência do concreto em estruturas existentes	64
4.3 Resistência equivalente do aço	66
4.4 Resumo do capítulo.....	66

5 Análise da confiabilidade de pilares existentes de concreto armado	68
5.1 Considerações iniciais	68
5.2 Perdas de aço consideradas	68
5.3 Idade do concreto	69
5.4 Descrição dos cenários e índice de confiabilidade alvo	70
5.5 Estatísticas das variáveis básicas.....	73
5.5.1 Variabilidade das ações e razões do carregamento	73
5.5.2 Variabilidade da resistência à compressão do concreto	76
5.5.3 Variabilidade da resistência ao escoamento do aço	78
5.5.4 Variabilidade das propriedades geométricas	78
5.5.5 Variabilidade do erro do modelo.....	79
5.5.6 Descrição estatística das variáveis básicas: Resumo.....	79
5.6 Função de desempenho no contexto de pilares de concreto armado.....	80
5.7 Resistência de pilares existentes em concreto armado	80
5.8 Cálculo das solicitações.....	82
5.9 Cálculo de probabilidades de falha dos pilares analisados.....	83
5.9.1 Considerações iniciais	83
5.9.2 Obtenção das estatísticas da resistência do pilar via Simulação de Monte Carlo	83
5.9.3 Implementação computacional da Simulação de Monte Carlo	84
6 Resultados	87
6.1 Considerações iniciais	87
6.2 Cenários: Perda da seção transversal de armadura longitudinal	88
6.2.1 Cenário 1: COV= 5% e $n=3$	88
6.2.2 Cenário 2: COV=10% e $n=3$	92
6.2.3 Cenário 3: COV=15% e $n=3$	95
6.2.4 Cenário 4: COV=5% e $n=8$	98

6.2.5 Cenário 5: COV=10% e n=8.....	101
6.2.6 Cenário 6: COV= 15% e n=8.....	104
6.3 Cenários: influência da resistência do concreto como função da idade.....	107
6.3.1 Cenário 1: Concretos SCE e tipos I e III, COV=5%.....	107
6.3.2 Cenário 2: Concretos SCE e tipos I e III, COV=10%.....	111
6.3.3 Cenário 3: Concretos SCE e tipos I e III, COV=15%.....	114
7 Sumário, Conclusões e sugestões para trabalhos futuros.....	117
7.1 Sumário	117
7.2 Conclusões	118
7.2.1 Perda da área transversal de aço	118
7.2.2 Ganho de resistência do concreto com a idade	124
7.3 Sugestões para trabalhos futuros.....	128
8 Referências bibliográficas	130
Apêndice A Resultados – Probabilidade de falha e Índices de Confiabilidade..	137
A.1 Perda da área de aço.....	137
A.2 Ganho de resistência do concreto.....	141

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Nos dias atuais existe uma grande preocupação quanto à sustentabilidade, que é uma premissa básica para a utilização de forma racional dos recursos naturais existentes, visando a minimização de impactos ambientais em decorrência da atividade humana. No setor da construção civil, ainda na etapa de projeto, visa-se estabelecer uma maneira sistematizada de busca pela otimização de resultados, com vistas à extração do máximo potencial dos materiais e do sistema estrutural para a determinação da melhor solução tecnológica (BRONDANI *et al.*, 2015).

Em um mundo onde os recursos são cada vez mais escassos, a sustentabilidade se faz indispensável em todo projeto de engenharia para não comprometer as necessidades das gerações futuras (BADIMUENA, 2017). Neste contexto, é importante observar que o setor da construção civil é responsável por 15 a 50% do consumo dos recursos naturais, sendo também o maior gerador de resíduos de toda a sociedade (JOHN e AGOPYAN, 2000). Particularmente o concreto armado, como sistema construtivo, é um dos maiores geradores de resíduos na construção civil.

Das várias tecnologias construtivas disponíveis no Brasil, o concreto armado é a mais utilizada, tanto para as construções formais ou legalizadas, quanto para as informais (SANTOS, 2008). Embora esse sistema construtivo tenha contribuído para a institucionalização da engenharia e da arquitetura no Brasil, ele possui diversas desvantagens, como o alto consumo de matérias-primas naturais, que causam impactos negativos nos locais de extração, nos percursos de transporte e nos canteiros de obra.

Para a utilização racional de materiais e diminuição da quantidade de resíduos despejados no meio ambiente, é necessário que existam ferramentas adequadas à avaliação de estruturas

existentes, de modo a evitar reformas e demolições desnecessárias. A partir da utilização dessas ferramentas, identifica-se a necessidade da avaliação da confiabilidade de estruturas existentes de concreto armado, visando gerar uma menor quantidade de resíduos, otimizar a utilização de recursos naturais e também auxiliar na tomada de decisão quanto ao procedimento a ser seguido, seja a recuperação, reforço ou demolição da estrutura.

Além disso, deve-se considerar o impacto econômico causado pela diminuição da vida útil de estruturas existentes. Nos dias atuais, em todo o mundo, existe patrimônio relativo ao ambiente construído, para os quais não existem recursos financeiros para substituição. Por exemplo, de acordo com o *Report Card* da ASCE (2013), uma em cada nove pontes nos Estados Unidos é considerada como estruturalmente deficiente, sendo que a *Federal Highway Administration* estima a necessidade de 20,5 bilhões de dólares para eliminar tais deficiências até 2028. Nesse patrimônio, existem estruturas que já atingiram a vida útil de serviço (usualmente tomada como 50 anos), assim como estruturas que, embora não tenham atingido esse limite, já demonstram problemas associados à deterioração. Neste cenário, a definição de critérios para a tomada de decisão em relação à intervenção ou demolição da estrutura é de extrema importância.

Na análise de estruturas existentes é preciso considerar as distintas patologias que podem afetar a vida útil das estruturas de concreto armado, tais como: as deficiências de projeto, falhas na execução, características inadequadas dos materiais, cobrimento insuficiente de armadura, uso diferente do projetado, falta de manutenção periódica e a agressividade do ambiente (MEHTA e MONTEIRO, 2006).

Conforme Kari *et al.* (2014), o principal responsável ambiental pelo comprometimento da durabilidade de estruturas de concreto armado é o fenômeno da corrosão das armaduras. Lorensini e Diniz (2010) afirmam que a corrosão das armaduras é um mecanismo causador de degradação que causa sérios problemas ao longo da vida útil das estruturas. No Brasil, a corrosão apresenta um índice de ocorrência em estruturas de concreto que varia de 14 a 64%, dependendo da região de análise (CARMONA e MAREGA, 1988; DAL MOLIN, 1988; ANDRADE, 1992). Esse problema despende vultosos recursos e pode comprometer os níveis de segurança dos elementos estruturais, uma vez que, com a formação dos produtos da corrosão, ocorre a redução da área efetiva da seção transversal dos elementos de aço, o que acarreta na diminuição da capacidade resistente e da estabilidade desses elementos.

Adicionalmente, convém ressaltar que a análise da situação das estruturas existentes demanda uma abordagem distinta da análise de estruturas novas, uma vez que várias das

incertezas presentes no projeto de estruturas novas passam a ser conhecidas após a conclusão da obra (MELCHERS, 2001). Mais ainda, a presença de tais incertezas demanda que seja dado ao problema um tratamento via métodos probabilísticos incorporados na Confiabilidade Estrutural.

Segundo Ang e Tang (1990), a Confiabilidade Estrutural incorpora conceitos, métodos e ferramentas para o tratamento das incertezas presentes no projeto de estruturas novas e/ou existentes através do tratamento probabilístico das variáveis aleatórias pertinentes ao problema. A partir do conhecimento das incertezas associadas às variáveis de projeto e por meio de suas distribuições de probabilidade, pode-se determinar a probabilidade da estrutura, ou do componente estrutural, de apresentar desempenho insatisfatório.

Outra questão relevante é a diferença entre a definição do índice de confiabilidade alvo para estruturas novas e estruturas existentes. A definição de índices de confiabilidade alvo é advinda de calibrações que levam em consideração questões técnicas e econômicas, como o tempo de vida útil remanescente da estrutura e o custo de reabilitação/reforço da mesma. Enquanto para estruturas novas, índices bem estabelecidos são utilizados para a calibração de normas técnicas, para estruturas existentes não há precisão quanto a esses valores. Sendo assim, utilizar o mesmo índice de confiabilidade alvo para estruturas novas e existentes mostra-se inadequado (DINIZ, 2006).

1.2 Justificativa

Conforme Badimuen (2017), ao contrário do que vem ocorrendo em outros países, com o desenvolvimento de normas técnicas específicas para o problema da avaliação de estruturas existentes (como o ACI 562, 2016), “no Brasil, a problemática de avaliação, reabilitação e reparos de estruturas existentes ainda não é vista sob a perspectiva da exclusividade”.

Devido à falta de regulamentações específicas, normas de projeto para novas estruturas têm sido utilizadas para a avaliação de estruturas existentes, introduzindo-se apenas algumas alterações. Tendo em vista as particularidades das estruturas existentes e o caráter aleatório associado a variáveis pertinentes à segurança das estruturas, como a resistência, o prumo e as dimensões dos elementos, é necessário que as recomendações normativas para estruturas existentes sejam elaboradas, no mínimo, de forma consistente com os métodos semiprobabilísticos.

Enquanto pilares esbeltos sujeitos a forças axiais têm seu comportamento dependente da geometria da peça e da deformabilidade dos materiais envolvidos, pilares curtos são mais afetados pela alteração das propriedades mecânicas do concreto e do aço. No estudo desenvolvido por Badimuena (2017) foi feita a avaliação da confiabilidade estrutural de pilares curtos, existentes, de concreto armado, com foco na influência da resistência à compressão do concreto, exclusivamente.

No caso de estruturas existentes, é sabido que os níveis de confiabilidade das mesmas são afetados não apenas pelas propriedades mecânicas dos materiais ao tempo da avaliação, mas também pelos processos de deterioração. No caso de estruturas existentes de concreto armado, um dos principais mecanismos de deterioração é a corrosão de armaduras decorrente do ingresso de cloretos e/ou carbonatação. Como resultado da corrosão de armaduras está a perda de área da seção transversal da armadura longitudinal.

Ademais, é largamente conhecido que os valores dos índices de confiabilidade e probabilidades de falha obtidos através da Confiabilidade Estrutural devem ser vistos como valores nominais, ou seja, cuja importância se dá ao permitir a comparação das mesmas métricas para situações similares. Dessa forma, a comparação de índices de confiabilidade associados a componentes estruturais de concreto armado deve preservar a idade para a qual a análise de confiabilidade é realizada (DINIZ, 2005). Para estruturas novas de concreto armado, essa idade é usualmente tomada como 28 dias, fazendo com que uma margem adicional de segurança esteja presente, embora não contabilizada, como resultado de futuros ganhos de resistência do concreto. Já no caso das estruturas existentes de concreto armado, tais margens já não mais existem, e uma análise mais adequada deverá deduzir os ganhos de resistência já observados para que se obtenha uma mesma base de comparação.

Sendo assim, busca-se criar uma base de comparação para que se possa avaliar estruturas novas e existentes, devido à dificuldade de, por exemplo, comparar a confiabilidade de um pilar de projeto e um pilar já construído há 20 anos. Da mesma forma, busca-se estudar a definição do índice de confiabilidade alvo para estruturas novas e existentes para que seja possível fazer análises e comparações.

Neste contexto, o presente trabalho deu continuidade à pesquisa de Badimuena (2017), incorporando ao efeito da resistência à compressão do concreto na estrutura existente as perdas da área da seção transversal da armadura longitudinal e também a influência da idade na resistência à compressão do concreto na estrutura existente. O estudo foi realizado a partir de um arcabouço probabilístico.

1.3 Objetivos

O objetivo principal do presente trabalho é a análise da confiabilidade de pilares curtos de concreto armado que sofreram perdas na seção transversal de aço, submetidos a forças de compressão centradas. Nessa análise será avaliado o efeito da idade na resistência do concreto do pilar em estudo, permitindo uma adequada comparação entre níveis de confiabilidade associados a estruturas novas e existentes.

Para que o objetivo principal seja atingido, os seguintes objetivos secundários foram definidos:

- i. Identificar e discutir as particularidades associadas à análise de pilares existentes de concreto armado;
- ii. Estudar normas técnicas desenvolvidas especificamente para a avaliação de estruturas existentes, como, por exemplo, o ACI 562 (2016);
- iii. Estudar o efeito da perda da armadura longitudinal de aço nos pilares em questão;
- iv. Estudar o efeito da idade nos ganhos de resistência do concreto;
- v. Modelar probabilisticamente as variáveis pertinentes ao problema (resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço, geometria da seção transversal, erro do modelo e cargas);
- vi. Estabelecer uma base comum de comparação para níveis de confiabilidade de estruturas novas e estruturas existentes a partir da utilização de uma única idade de referência.

1.4 Metodologia

A pesquisa proposta visa a avaliação da confiabilidade de pilares curtos, existentes, em concreto armado e com carregamento centrado sujeitos à perda de área da seção transversal da armadura longitudinal, levando em consideração o ganho de resistência do concreto com a idade. Os objetivos deste trabalho foram alcançados através do cumprimento das seguintes etapas:

- i. Pesquisa bibliográfica visando a avaliação da resistência à compressão do concreto nas estruturas existentes e obtenção das correspondentes estatísticas;
- ii. Implementação de procedimento computacional utilizando a Simulação de Monte Carlo, por meio do software MATLAB;

- iii. Seleção de pilares para a análise;
- iv. Definição das estatísticas do carregamento em função dos materiais e da geometria dos pilares selecionados e o critério normativo selecionado;
- v. Apresentação de um estudo comparativo entre os índices de confiabilidade e probabilidades de falha obtidos para os pilares originais (sem perda de área da armadura) e os pilares danificados (com perda de área da armadura);
- vi. Verificação da influência de diferentes porcentagens de perda da área de aço nos níveis de confiabilidade de tais pilares;
- vii. Apresentação de um estudo comparativo entre os índices de confiabilidade e probabilidades de falha obtidos para pilares originais, considerando o efeito da idade do concreto na resistência à compressão e não considerando tal efeito;
- viii. Discussão dos resultados e apresentação de sugestões para trabalhos futuros.

1.5 Organização do trabalho

Este trabalho é composto por 8 capítulos. No presente capítulo foi apresentada uma breve introdução sobre a temática de estruturas existentes e análise de confiabilidade estrutural. Também foram descritos os objetivos, a justificativa, a metodologia do trabalho em questão e alguns conceitos básicos para o entendimento do estudo de forma ampla.

No Capítulo 0 é apresentada a temática dos pilares de concreto armado, incluindo seus materiais e considerações para projetos de estruturas novas. Nesse capítulo é feita uma revisão do efeito do ganho de resistência do concreto ao longo do seu envelhecimento, mostrando a mudança histórica nos componentes do cimento e a influência deles no ganho de resistência com o passar dos anos. Além disso, o capítulo aborda os detalhes da armadura transversal de aço, incluindo informações sobre o cálculo de sua resistência ao escoamento característica. Também são apresentadas ideias sobre os mecanismos e formas de corrosão das armaduras de aço, além de formas de recuperação desse tipo de dano.

Já no Capítulo 0 são apresentados conceitos básicos relativos à confiabilidade estrutural, (probabilidade de falha, índice de confiabilidade e índice de confiabilidade alvo) e a simulação de Monte Carlo, método que será empregado nesta pesquisa para o cálculo da probabilidade de falha.

No Capítulo 0 são discutidas as especificidades do problema da avaliação de estruturas existentes, seja do ponto de vista das patologias que afetam as estruturas de concreto armado, como também as questões pertinentes à avaliação da confiabilidade de tais estruturas.

A metodologia do trabalho é apresentada no Capítulo 0, onde são explicados o modelo matemático e as variáveis aleatórias relacionadas à resistência do concreto e do aço, às propriedades geométricas, ao carregamento e ao erro do modelo, além da definição dos pilares, estatísticas de carregamento, perdas de aço e idades do concreto estudadas.

No Capítulo 0 são apresentados os resultados obtidos a partir de diferentes cenários definidos pela variação dos parâmetros relacionados à análise de confiabilidade, sendo eles a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura, o coeficiente de variação do concreto, a perda da área da armadura transversal de aço e o ganho de resistência do cimento com a idade.

Por fim, no Capítulo 0 são apresentados o sumário e as conclusões do trabalho, além de sugestões para trabalhos futuros.

As referências bibliográficas são apresentadas no Capítulo 0, e os resultados completos em forma de tabela podem ser encontradas no Apêndice A.

2

PILARES DE CONCRETO ARMADO: MATERIAIS E CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO

2.1 Considerações iniciais

O concreto é o material mais utilizado na construção civil devido à sua resistência, durabilidade, praticidade no manuseio e facilidade de obtenção no mercado da construção civil. O concreto pode ser caracterizado por sua resistência característica à compressão (f_{ck}).

No contexto da construção civil, o concreto é um dos itens que mais tem evoluído em termos de tecnologia. Há algumas décadas, o f_{ck} mais utilizado para os concretos estruturais era de aproximadamente 15 a 18 MPa. Como exemplo, tem-se a evolução do escopo da ABNT NBR 6118 na sua revisão de 2014, o qual, dentre as suas principais inovações, introduziu o grupo II de resistência, que abrange concretos com resistências entre 55 e 90 MPa. Com isso, foi mantida a essência das formulações de cálculo para concretos do grupo I (C10 a C50) e apresentada uma nova formulação para as classes C55 a C90. Atualmente, no Brasil, consegue-se atingir resistências superiores a 100 MPa, embora, na prática, não sejam muito usadas. É comum, entretanto, encontrar projetos com concretos de resistência até 50 MPa.

Este capítulo abordará conceitos referentes a pilares de concreto armado, com foco no cálculo de projeto de estruturas novas. Além disso, será apresentado o tema do ganho de resistência do concreto com a idade e as alterações que aconteceram nos componentes do cimento, que acarretaram na diminuição do ganho de resistência com a idade nos concretos mais novos. Os efeitos da carga de longa duração e do tamanho do corpo de prova na resistência do concreto são explicados. Também são abordadas questões sobre a armadura longitudinal de aço, como os mecanismos de corrosão, principais patologias e formas de corrosão, perda da seção de aço e recuperação da corrosão.

2.2 Esbeltez e resistência

Dentre as vantagens do concreto armado, cita-se o fato de permitir grande variedade de formas e de concepções arquitetônicas, apresentar boa resistência à maioria dos tipos de solicitação e possuir baixo custo dos materiais – cimento, água, agregados graúdos e miúdos – e da mão de obra. O concreto armado se destaca pela boa durabilidade, facilidade e rapidez de execução, por proteger as armaduras contra a corrosão, ser pouco permeável à água (quando dosado corretamente e executado em boas condições de plasticidade, adensamento e cura), ter bom comportamento em situação de incêndio e possuir resistência significativa a choques, vibrações, efeitos térmicos e atmosféricos e desgastes mecânicos (PINHEIRO *et al.*, 2010).

Por definição, pilares são elementos estruturais lineares, normalmente verticais, cuja função é receber as ações atuantes nos diversos níveis da estrutura e conduzi-las até a fundação. Junto com as estruturas de fundação, os pilares são os principais elementos de uma construção, pois a ruína de um único pilar pode provocar danos globais ou mesmo o colapso progressivo de uma estrutura (MELGES, 2007). Pilares curtos de concreto armado são os elementos estruturais cuja segurança mais diretamente depende da resistência à compressão do concreto.

Pilares são elementos estruturais sujeitos predominantemente a forças axiais. Na Figura 2.1 é ilustrado um diagrama de interação Força Normal \times Momento Fletor ($N-M$), que mostra o comportamento de um elemento estrutural sujeito a esforços combinados de força axial e momento fletor. A distribuição de deformação correspondente ao ponto A representa a compressão axial pura.

De acordo com MacGregor (1997), quando um pilar com seção transversal simétrica está sujeito ao carregamento axial P , as deformações axiais se desenvolvem uniformemente de acordo com a Figura 2.2. Como o concreto e o aço trabalham juntos, as deformações dos dois materiais são iguais em virtude da compatibilidade dos deslocamentos.

Para uma dada deformação, é possível calcular as tensões no concreto e no aço usando as curvas tensão-deformação dos dois materiais. Os esforços normais no concreto e no aço, P_c e P_s , respectivamente, são iguais às respectivas tensões multiplicadas pelas áreas correspondentes (A_c e A_s).

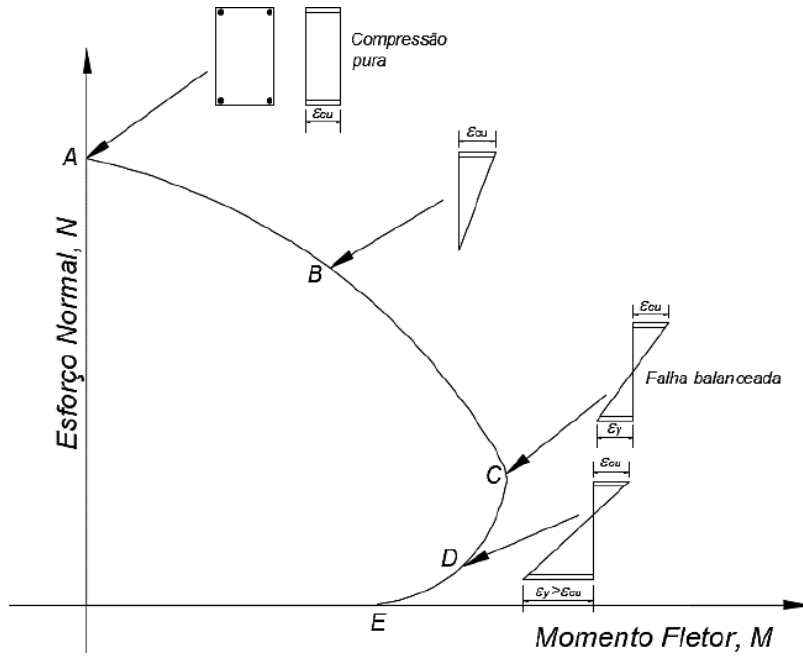


Figura 2.1 – Diagrama de interação força normal-momento fletor e distribuição de deformações em pontos representativos (MACGREGOR, 1997)

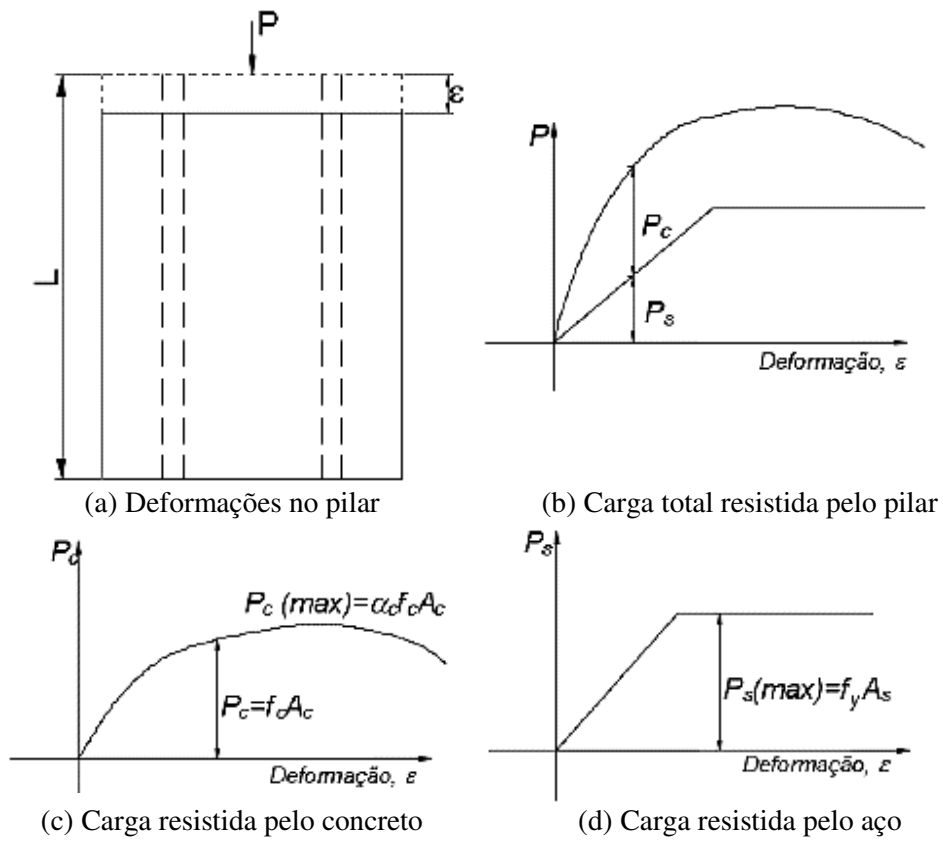


Figura 2.2 – Resistência de pilares com carregamento axial (MACGREGOR, 1997)

Na condição limite, o carregamento total na coluna, P_0 , deve ser igual à soma dos esforços resistentes, sendo eles o esforço suportado pelo concreto (P_c) e o esforço suportado pelo aço (P_s), dados por:

$$P_c = \alpha_c f_c A_c \quad (2.1)$$

$$P_s = \sigma_s A_s \quad (2.2)$$

onde f_c é a resistência do concreto, A_c a área da seção transversal do concreto, A_s a área total das armaduras de aço, σ_s a tensão nas armaduras de aço e o coeficiente α_c um parâmetro que pode ser tomado como 0,85 para concretos de classe até C50.

A resistência à compressão do pilar pode ser estimada pela soma dos esforços resistentes P_c e P_s de acordo com a expressão:

$$P_0 = \alpha_c f_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (2.3)$$

na qual A_g é a área total da seção transversal e f_y a resistência ao escoamento do aço.

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, o índice de esbeltez (λ) dos pilares de concreto armado que fazem parte de estruturas é a razão entre o comprimento equivalente (l_e) do pilar e o raio de giração (i) da seção, conforme apresentado nas equações:

$$\lambda = l_e / i \quad (2.4)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (2.5)$$

onde I_c é o momento de inércia da seção de concreto na direção analisada.

No caso de pilares birrotulados, o comprimento equivalente (l_e) é dado por:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (2.6)$$

sendo l_0 a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar, h a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura, e l a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Com os critérios de projeto de pilares indicados na ABNT NBR 6118:2014, os limites de esbeltez, que definem a classificação dos pilares, dependem de fatores adicionais, tais como a excentricidade relativa, as condições de vinculação das extremidades e da forma do diagrama de momento fletor. Esses fatores são considerados por meio do coeficiente λ_1 , dado por:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (2.7)$$

considerando-se a restrição para o coeficiente λ_1 ($35 \leq \lambda_1 \leq 90$), sendo e_1/h a excentricidade relativa de primeira ordem, não incluindo a excentricidade accidental, e α_b um coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar.

Segundo critérios da ABNT NBR 6118:2014 os pilares são classificados como curtos quando os índices de esbeltez são menores que os de referência ($\lambda \leq \lambda_1$), e, portanto, nesse caso, os efeitos de segunda ordem não precisam ser considerados.

2.3 Determinação da resistência do concreto em estruturas novas

No projeto de estruturas novas, a resistência à compressão simples do concreto, f_c , é obtida a partir de ensaios. Para estimá-la em um lote de concreto, são moldados e preparados corpos-de-prova segundo a ABNT NBR 5738:2015, os quais são ensaiados segundo a ABNT NBR 5739:2018. O corpo-de-prova padrão brasileiro é o cilíndrico, com 15cm de diâmetro e 30cm de altura, e a idade de referência para o ensaio é de 28 dias. Após o ensaio dos corpos-de-prova, pode-se obter o histograma e o modelo analítico correspondentes, assumindo-se que a variabilidade da resistência à compressão do concreto possa ser descrita pela distribuição Normal (Curva de Gauss), conforme apresentado na Figura 2.3.

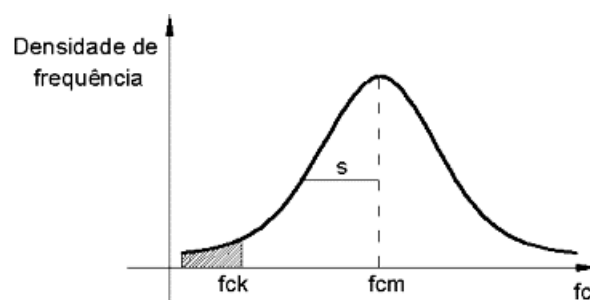


Figura 2.3 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão

Podem ser citados como contribuintes à aleatoriedade da resistência à compressão do concreto as condições de preparo, transporte, lançamento, execução, cura, taxas de deformação e medição (DINIZ e FRANGOPOL, 1997). Sendo assim, a natureza aleatória da resistência à compressão do concreto demanda uma abordagem estatística.

A caracterização probabilística do concreto pode ser feita a partir do conhecimento da resistência média (f_{cm}), do desvio-padrão (σ_d) e da distribuição de probabilidade que melhor se ajusta aos dados em análise (usualmente tomada como Normal ou Lognormal). Para efeitos de projeto, opta-se por trabalhar com um valor de referência, que é a resistência característica do concreto (f_{ck}). Em termos nacionais, o quantil de 5% é usado na definição da resistência característica, e, pela hipótese de que a variável resistência à compressão do concreto siga uma distribuição Normal, resulta na seguinte equação:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \sigma_d \quad (2.8)$$

Para lotes representados por amostra com mais de 20 exemplares ($n \geq 20$), o desvio padrão é dado por:

$$\sigma_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_{cm})^2}{n - 1}} \quad (2.9)$$

onde f_i representa a resistência do i -ésimo exemplar e n é o número de corpos de prova.

2.4 Efeito da idade do concreto na resistência à compressão

2.4.1 Aumento da resistência do concreto com a idade

Geralmente, no projeto de estruturas novas, a resistência à compressão do concreto é definida para a idade do concreto de 28 dias. Entretanto, é observado que, mesmo após os 28 dias, o concreto continua ganhando resistência em virtude das reações químicas decorrentes da hidratação do cimento, como pode-se verificar na Tabela 2.1. Este fenômeno é mais acentuado nos primeiros dias após a concretagem.

Tabela 2.1 – Variação da resistência à compressão do concreto com a idade (Temperatura ambiente entre 15° e 20° C) (SUSSEKIND, 1993)

Idade do concreto (dias)	3	7	28	90	360
Cimento Portland Comum	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

Conforme pode ser observado na Figura 2.4, o ganho de resistência do concreto ocorre de forma exponencial no início, compondo uma curva de ganho inicial crescente, porém, assume um comportamento assintótico com o passar do tempo.

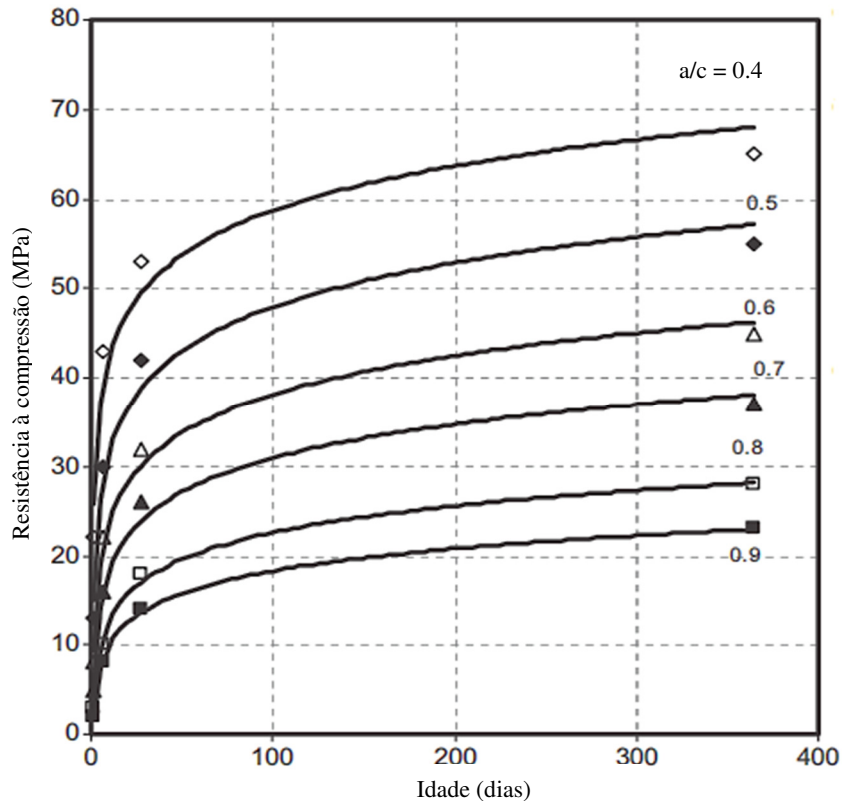


Figura 2.4 – Relação entre resistência à compressão do concreto e idade em dias, para distintos valores da relação água/cimento (ELATY, 2014)

O ganho de resistência do cimento é um fator que afeta diretamente o aumento de resistência do concreto com a idade. Diversos estudos já foram feitos com o objetivo de avaliar a influência da idade do cimento na sua resistência à compressão. De acordo com Neville (2011), no que diz respeito à resistência à compressão a longo prazo, cimentos Portland americanos produzidos no início do século XX, que tinham um alto teor de silicato dicálcico, C_2S , tiveram um aumento na resistência do concreto armazenado ao ar livre que era proporcional ao logaritmo da idade. Nesse estudo, observou-se que a resistência à compressão de certos concretos aos 50 anos de idade era tipicamente 2,4 vezes a resistência aos 28 dias. Cimentos Portland alemães, produzidos em 1941, quando usados em concretos armazenados ao ar livre, obtiveram, depois de 30 anos, uma resistência 2,3 vezes a resistência aos 28 dias. Em comparação, cimentos Portland de alto-forno tiveram um aumento de 3,1 vezes. No entanto, observou-se que cimentos produzidos a partir da década de 1930 – os quais apresentam menor

conteúdo de C_2S , atingiam sua máxima resistência entre 10 e 25 anos, e depois disso sofriam diminuição em sua resistência.

Na Figura 2.5 (NEVILLE, 2011) é ilustrado, em escala logarítmica, o ganho de resistência à compressão de cimentos ao longo de 20 anos, para distintos valores da relação água/cimento. Percebe-se que o ganho de resistência é relativamente semelhante para todos os valores da relação água/cimento estudados (são observadas inclinações similares com o passar do tempo).

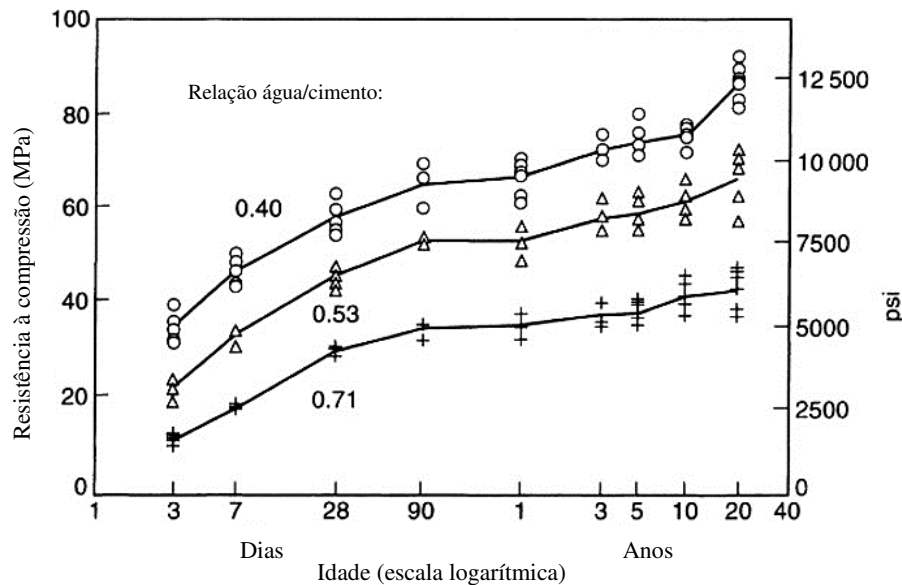


Figura 2.5 – Desenvolvimento da resistência do concreto durante um período de 20 anos (NEVILLE, 2011)

Conforme Ahmad (1994), o aumento da resistência do concreto com o tempo é função dos materiais constituintes e das técnicas de cura. O desenvolvimento da resistência com o tempo de até 95 dias para concretos de resistência normal, média e alta, utilizando agregado de calcário e cura com areia úmida até a data do teste, foi estudado experimentalmente por Carrasquillo *et al.* (1981). Os resultados desse estudo indicaram uma maior taxa de ganho de resistência para concretos de maior resistência nas primeiras idades. Entretanto, após 28 dias, as diferenças mostraram-se insignificantes. Por outro lado, Ahmad (1994) relatou que, para amostras com cura úmida, a resistência aos 56 dias é cerca de 10% maior que a resistência aos 28 dias, e a resistência aos 90 dias é cerca de 15% maior que aos 28 dias.

2.4.2 Influência dos componentes do cimento na resistência à compressão do concreto

O concreto é uma mistura, em determinadas proporções, de quatro componentes básicos: cimento, agregado graúdo, agregado miúdo e água. Para se obter certas características desejáveis no concreto, também podem ser utilizados aditivos e adições. Entretanto, o principal componente de base do concreto é o seu aglomerante: o cimento.

O cimento Portland, como é chamado, é um material seco, finamente pulverizado e composto de clínquer e adições, como o gesso. No estado seco, o pó é inerte, mas ao sofrer reação química de hidratação, desenvolve propriedades aglomerantes.

A composição química do cimento interfere diretamente na resistência final do concreto. Tenório *et al.* (2003) afirmam que o clínquer, principal componente do cimento, é formado basicamente pela mistura de:

- (i) Alita, constituída pelo silicato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$), abreviado por C_3S , representa entre 50% e 70% do peso do clínquer;
- (ii) Belita, constituída pelo silicato dicálcico ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$), abreviado por C_2S , representa de 15% a 30% do peso do clínquer;
- (iii) Aluminato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$), também chamado C_3A , representa de 5% a 10%;
- (iv) Ferrita ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$), abreviada por C_4AF , representa de 5% a 15%.

A resistência do cimento está relacionada, principalmente, aos teores de C_2S e C_3S da mistura. A alita (C_3S) é a principal responsável pelas propriedades hidráulicas do cimento e pelo ganho de resistência do concreto em idades mais baixas, pois tem reação rápida com a água, apresentando um desprendimento de calor médio (TAYLOR, 1997). Em idades mais avançadas, o ganho de resistência está relacionado principalmente à belita (C_2S). Isso acontece porque o C_2S reage lentamente com a água, apresentando pouca resistência mecânica inicial que tende a aumentar com o decorrer da hidratação, apresentando um desprendimento de calor baixo (TAYLOR, 1997). A fase C_3A também contribui com o aumento da resistência mecânica nos primeiros dias de cura, porém, de forma quase desprezível em comparação com a contribuição dada pelo C_3S .

2.4.3 Efeito do teor de alita na resistência à compressão

Por conta da resistência do concreto em idades baixas estar diretamente ligada ao teor de alita, a indústria cimentícia dá preferência a cimentos com maiores teores de C_3S , pois isso possibilita aos executores de obras maiores resistências iniciais, mesmo que isso signifique menores resistências finais (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Pela Figura 2.6 pode-se observar que a resistência à compressão do concreto aos 28 dias é praticamente formada pela parcela da resistência devido à alita. Entretanto, o crescimento da resistência à compressão causada pelo C_3S tende a estabilizar-se com o passar dos dias, enquanto a contribuição da resistência devido ao C_2S , que era pequena nas idades iniciais do cimento, continua crescendo mesmo com o passar de anos.

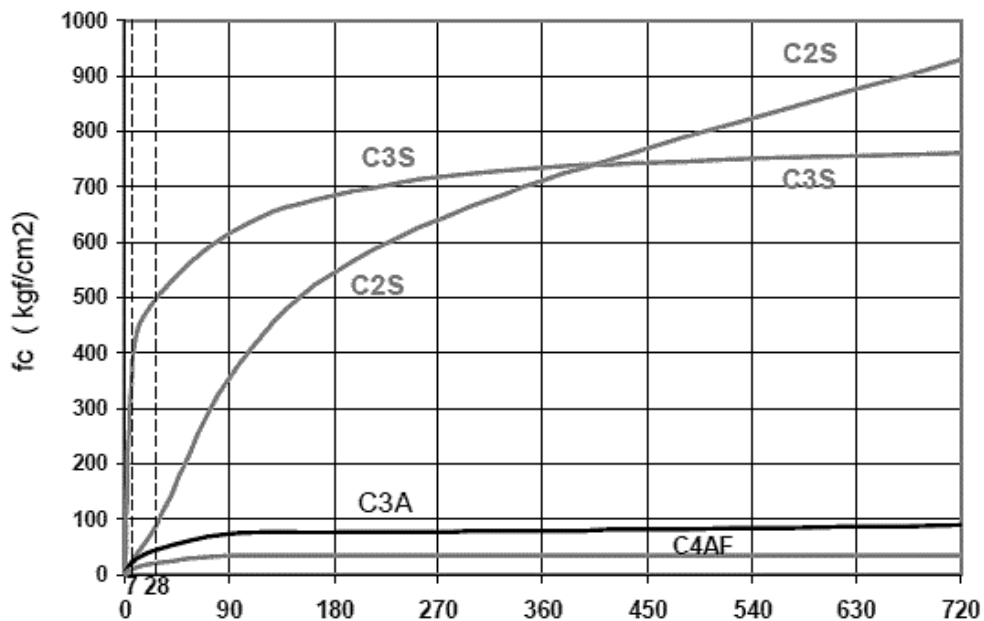


Figura 2.6 – Evolução da resistência dos principais componentes do cimento (BOGUE, 1955)

Na Tabela é mostrada a ordem de contribuição de cada componente do cimento para as tensões de ruptura. Pode-se perceber que, aos 28 dias, a contribuição do C_3S para a tensão de ruptura do cimento é aproximadamente sete vezes a contribuição devido ao C_2S . Entretanto, após um ano, verifica-se que as contribuições são praticamente iguais. Sabe-se que, com o passar dos anos, a contribuição do C_2S para a tensão de ruptura continua crescendo, enquanto a contribuição devido ao C_3S tende a estabilizar-se.

Tabela 2.2 – Propriedades principais dos componentes do cimento (Adaptada de NEVILLE, 1995)

Componentes	Calor desenvolvido após hidratação total		Tensão de ruptura após hidratação (MPa)		
	J/g	Cal/g	7 dias	28 dias	1 ano
C ₃ S	502	120	42,5	50,0	72,5
C ₂ S	260	62	2,0	6,7	70,0
C ₃ A	867	207	2,0	3,4	6,7
C ₄ AF	419	100	2,0	3,6	3,8

2.4.4 Evolução da finura e composição do cimento

De acordo com Mehta e Burrows (2001), antes de 1930, a resistência dos concretos aumentava lentamente porque os grãos do cimento Portland eram grossos (com superfície específica Wagner de aproximadamente 110 m²/kg) e devido à pequena quantidade de C₃S empregada, inferior a 30%.

Ao longo dos anos, o cimento Portland sofreu modificações a fim de atender as exigências por concretos que desenvolvessem a resistência mais rapidamente e que reduzissem os prazos de construção. Até a década de 70, Mehta e Burrows (2001) destacam o aumento da finura do cimento Portland para um valor de finura Blaine de 300m²/kg, e o aumento do teor de C₃S nos cimentos tipo I de até 50%. Mehta e Burrows (2001) citam o aumento gradual da finura e do teor de C₃S nos cimentos ao longo do tempo e relatam que, a partir da década de 80, já era possível encontrar cimentos Portland dos tipos I e II com finura Blaine maior do que 400m²/kg e teores de C₃S superiores a 60%.

A redução do teor de C₂S e o aumento do teor de C₃S entre 1900 e 2010 é mostrada na Figura 2.7. Já na Figura 2.8 é apresentada a relação C₃S/C₂S nesse intervalo. Como pode ser observado nessas figuras, a belita vem sendo substituída pela alita com o passar dos anos.

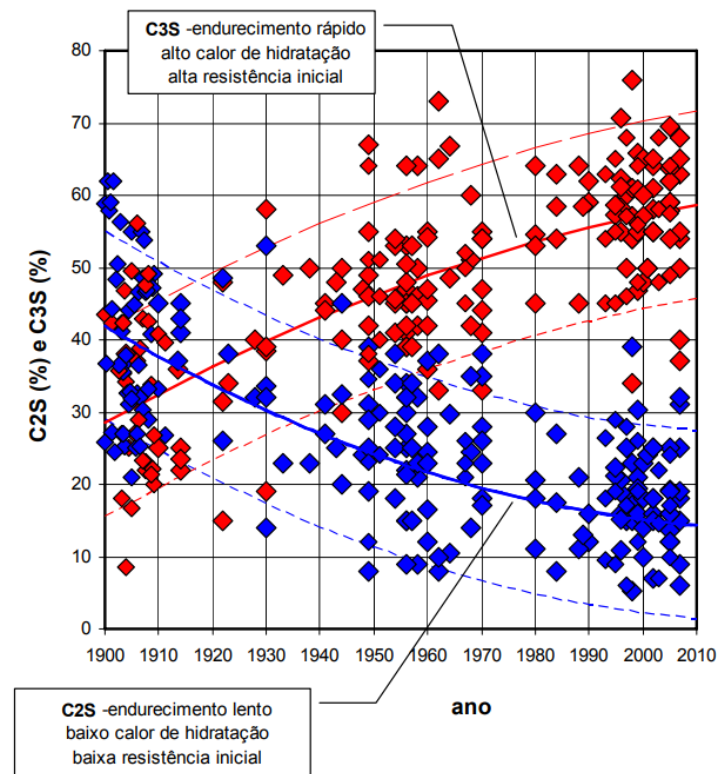


Figura 2.7 - Variação dos teores de C_2S e de C_3S no Cimento Portland Comum dos Estados Unidos (BHATTY e TENNIS, 2008, *apud* THOMAZ, 2008)

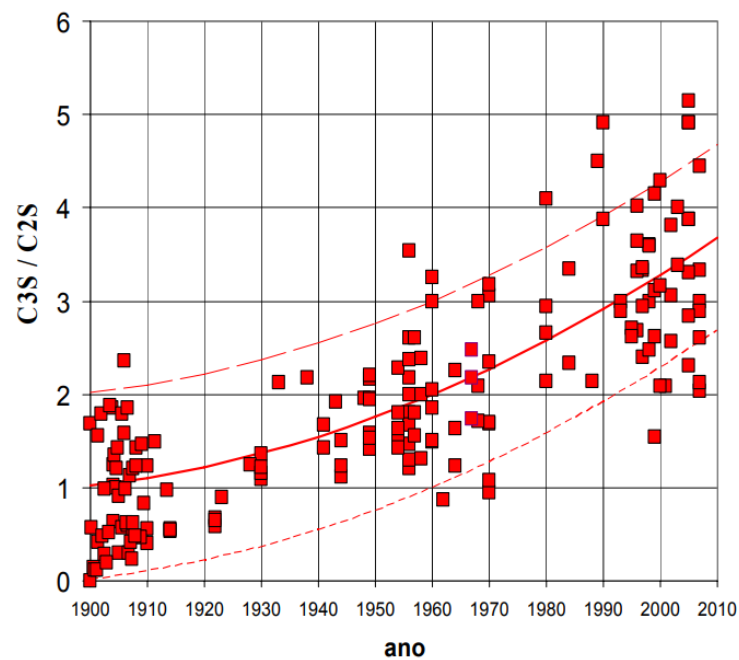


Figura 2.8 – Variação da razão C_3S/C_2S no Cimento Portland Comum dos Estados Unidos (BHATTY e TENNIS, 2008, *apud* THOMAZ, 2008)

2.4.5 Consequências relativas à alteração dos teores de C₂S e C₃S nos cimentos

A gradual modificação dos teores de alita e belita do cimento trouxe vantagens econômicas, pois possibilitou a obtenção de maiores resistências do concreto aos 28 dias. Porém, conforme Thomaz (2008), essa substituição trouxe problemas devido à liberação rápida de calor proporcionada pela alita e reduziu o ganho de resistência tardia do concreto.

Atualmente, para se obter a mesma resistência aos 28 dias do que um concreto antigo, pode se utilizar um fator água/cimento maior, o que implica em um teor de cimento menor. Contudo, tais mudanças resultam em um concreto moderno mais poroso e permeável e, portanto, mais sujeito à carbonatação e à ação de agentes agressivos (THOMAZ, 2008). É importante ressaltar também que, nos concretos antigos, havia uma segurança adicional, embora não considerada no projeto, devido aos ganhos significativos de resistência com o passar dos anos, o que não ocorre com os concretos modernos.

Thomaz (2008) também destaca que, como os concretos atuais apresentam ganho rápido de resistência nos primeiros dias, é possível remover mais rapidamente as formas. Contudo, a interrupção precoce da cura úmida efetiva dos concretos pode implicar em condições adversas quanto à durabilidade e resistência desse material. Dessa forma, Thomaz (2008) conclui que o concreto moderno é “menos durável e menos resistente a longo prazo”.

2.4.6 Tipos de cimento e resistência do concreto

Na Figura 2.9 e na Tabela 2.3, são comparadas as resistências obtidas por concretos elaborados com diferentes tipos de cimento e diferentes composições em termos de C₃S, C₂S, C₃A e C₄AF.

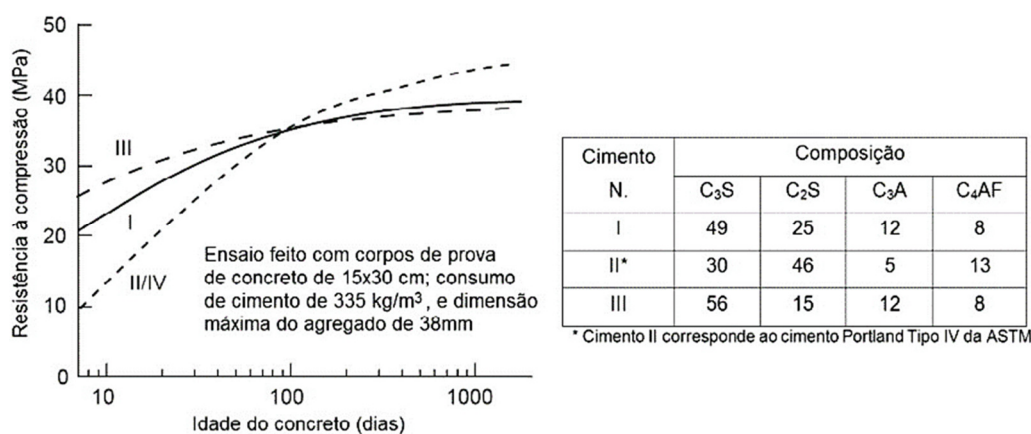


Figura 2.9 – Influência do tipo de cimento na resistência do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

Tabela 2.3 – Resistência do concreto em função dos tipos de cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

Cimento N.	Resistência aos 28 dias ($f_{c,28}$) (MPa)	Resistência aos 5 anos (f_c) (MPa)	Aumento de resistência $f_c/f_{c,28} - 1$ (%)
I	30	39,0	30,0
II	24	44,5	85,0
III	32	38,0	18,5

Segundo prática recomendada pelo IBRACON, o cimento tipo I é utilizado quando propriedades especificadas para qualquer um dos outros tipos de cimento não são exigidas. Não há limitação imposta para qualquer um dos componentes principais. Os cimentos brasileiros (ABNT NBR 16697:2018) que correspondem ao tipo I são o CP I e o CP I-S.

Já o cimento tipo II é de uso geral, sendo empregado principalmente quando é necessário obter um baixo a moderado calor de hidratação e uma moderada resistência aos sulfatos. Como o C_3S e o C_3A produzem altas temperaturas de hidratação e o C_2S produz menos calor, a especificação exige limites máximos de 35% e 7% em C_3S e C_3A , respectivamente, e requer um mínimo de 40% de C_2S . Os cimentos brasileiros correspondentes a esse tipo são o CP II-E, CP II-Z-RS, CP II-F-RS, CP III-RS e CP IV-RS.

O cimento do tipo III é utilizado nos casos onde se deseja obter uma elevada resistência inicial. Porém, nesse caso, para evitar problemas com as altas temperaturas de hidratação do C_3A , limita-se seu teor a 15%. O cimento brasileiro (ABNT NBR 16697:2018) correspondente a esse tipo é o CP V-ARI.

2.5 Efeito da carga de longa duração na resistência do concreto

No projeto de pilares, observa-se que uma porção dos carregamentos é constituída de carregamentos permanentes (como o peso próprio) e outra por cargas variáveis. Em um estudo feito por Rüsç (1960), descobriu-se que a resistência do concreto quando submetido a carregamentos de longa duração é menor do que a resistência do concreto submetida a carregamentos de curta duração. Além disso, de acordo com estudos realizados por Reid (1996), Diniz (1999) e Diniz e Frangopol (2000), concluiu-se que carregamentos de longa duração podem reduzir significativamente a confiabilidade estrutural de pilares projetados de acordo com os padrões atuais de projeto de tais elementos estruturais.

Geralmente, o ensaio para a determinação da resistência à compressão é feito de forma rápida, de modo que o concreto sofre a ruína pouco tempo depois do início do carregamento.

Contudo, como pode ser observado na Figura 2.10, caso a velocidade de aplicação da carga fosse reduzida, ocorreria uma redução da resistência (ARAÚJO, 2001).

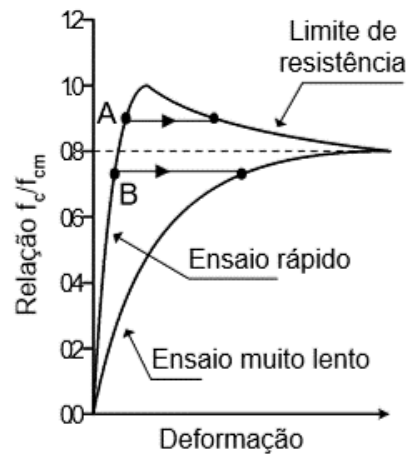


Figura 2.10 – Efeito Rusch (ARAÚJO, 2001)

Conforme a Figura 2.10, caso o corpo de prova seja carregado rapidamente até o ponto de referência *A* e a tensão seja mantida constante, a deformação se elevará até que o limite de resistência seja atingido e, em seguida, o corpo de prova sofrerá ruptura. Nesse caso, a tensão de ruptura é inferior à resistência obtida por meio do ensaio convencional. Por outro lado, caso o corpo de prova seja carregado rapidamente até o ponto de referência *B* e a tensão seja mantida constante, a deformação aumentará, por fluência, até atingir a estabilização e, nesse caso, o corpo de prova não sofrerá ruptura (ARAÚJO, 2001).

Para contabilizar a redução da resistência do concreto devido às cargas permanentes, usa-se o fator k_{sl} . Conforme Diniz (2005), o fator k_{sl} é definido como uma função linear da razão entre as cargas permanentes e variáveis, dada por:

$$k_{sl} = 1 - 0,2 \left(\frac{\mu_D}{\mu_D + \mu_L} \right) \quad (2.10)$$

onde μ_D é a média da carga permanente e μ_L a média da carga variável.

Pode-se observar que k_{sl} assume um valor entre 0,8 e 1; 0,8 é obtido para $\mu_L = 0$ (apenas carga permanente agindo sobre o pilar) e 1 é obtido para $\mu_D = 0$ (apenas carga variável agindo sobre o pilar).

2.6 Efeito do tamanho

Conforme Yi *et al.* (2006), todo material apresenta propriedades específicas, que podem ser consideradas únicas caso não tenham dependência com as dimensões e formato dos corpos de prova. Contudo, essa independência não é observada em certas propriedades do concreto, como será discutido a seguir.

Para Coura (2006), as dimensões afetam a resistência e fragilidade das estruturas de concreto, devido à “redistribuição de tensões e liberação de energia, associados a uma propagação estável de grandes fraturas, ou à formação de grandes zonas com fissuras distribuídas, que são típicas de materiais frágeis particulados, tais como o concreto”.

De acordo com Coura (2006), a influência das dimensões sobre as propriedades mecânicas dos materiais é denominada efeito escala. Assim, certos parâmetros que são ignoradas na análise dimensional (com corpos de prova grandes), passam a ter influência significativa em ensaios com corpos de prova pequenos e já não podem mais ser desprezados. Este é o caso, por exemplo, da influência das dimensões máximas dos agregados no concreto. Em corpos de prova grandes, a heterogeneidade pode ser desconsiderada, porém, em corpos de prova pequenos, as dimensões dos agregados apresentam influência significativa (COURA, 2006).

2.7 Armadura longitudinal de aço

2.7.1 Considerações iniciais

O aço, assim como o concreto, também apresenta variabilidade em sua resistência. Dentre as fontes causadoras dessa variação estão a variação da própria resistência do material, a variação da área da seção transversal da barra, o efeito da duração do carregamento, o efeito do diâmetro da barra nas propriedades das barras e o efeito da deformação na qual o escoamento é definido (MIRZA e MACGREGOR, 1979).

Conforme Nogueira (2006), as resistências ao escoamento do aço obtidas por meio de ensaios tendem a ser superestimadas, pois estes são conduzidos sob taxas de deformação significativamente maiores do que as usuais, relativas ao carregamento estático das estruturas. Além disso, como a maior parte dos ensaios são baseados nas áreas nominais das barras de aço, os valores obtidos da resistência ao escoamento são também baseados em valores nominais.

De acordo com a ABNT NBR 12655:2015, a resistência característica ao escoamento do aço, f_{yk} , é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material. O valor de f_{yk} é definido pela expressão:

$$f_{yk} = \mu_{aço} (1 - 1,65 V_{aço}) \quad (2.11)$$

na qual $\mu_{aço}$ é a resistência média ao escoamento do aço e $V_{aço}$ é o coeficiente de variação da resistência ao escoamento do aço, dado por $V_{aço} = S_{aço} / \mu_{aço}$, sendo $S_{aço}$ o desvio padrão da resistência ao escoamento do aço.

2.7.2 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras de aço causa diversos problemas nas estruturas de concreto armado. Durante esse fenômeno, ocorre a perda da área da seção transversal de aço, o que reduz a capacidade resistente e a estabilidade dos elementos estruturais. Além disso, a deposição de produtos formados pelo processo corrosivo pode causar tensões de tração no concreto e o deslocamento gerado implica em prejuízos à aderência entre a armadura e o concreto (GRAEFF *et al.*, 2006).

Segundo Roelfstra *et al.* (1999), a corrosão começa na construção da estrutura e avança até a despassivação das armaduras. Nessa fase inicial, não há perda de desempenho considerável ou sintomas visuais evidentes. Entretanto, após o início da despassivação, caso não ocorram ações de reparação, interdição ou demolição, a corrosão progride até que ocorra a falha do elemento estrutural. Nessa fase, denominada propagação, ocorrem os danos mais significativos ou fatais às estruturas. De acordo com Graeff *et al.* (2006), o intervalo entre o início da despassivação e a falha do elemento é muito variável, já que depende de diversos fatores, tais como a agressividade do ambiente e a taxa de corrosão.

2.7.2.1 Mecanismos de corrosão

De acordo com o ambiente e a natureza do processo, a corrosão pode ser classificada em química ou eletroquímica (FREIRE, 2005). A corrosão química, também denominada corrosão seca ou oxidação, é resultado de uma reação entre o gás e o metal e forma uma película de óxido. É um processo lento, que não provoca estragos relevantes nas superfícies metálicas e que pode ocorrer à temperatura ambiente, em alguns meios gasosos ou líquidos. Geralmente,

esse tipo de corrosão se dá de forma homogênea, sem a ocorrência de reações de oxidação e redução e, portanto, sem a geração de correntes elétricas. Já a corrosão eletroquímica ocorre em meio aquoso e resulta na formação de pilhas de corrosão, apresentado eletrólito e diferença de potencial entre as regiões da superfície de aço. Nesse tipo de corrosão, os elétrons partem das regiões anódicas e se movimentam no metal para as regiões catódicas, completando-se o circuito elétrico por meio do eletrólito, que constitui uma solução iônica

2.7.2.2 Formas de corrosão eletroquímica

Segundo Gentil (2003), a corrosão eletroquímica da armadura pode ocorrer das seguintes formas:

- Corrosão uniforme: é o tipo menos prejudicial, pois ocorre em toda a extensão da armadura, de forma distribuída, dificilmente trazendo consequências inesperadas;
- Corrosão puntiforme ou por pite: os desgastes ocorrem de forma localizada, formando pequenas cavidades, também denominadas alvéolos;
- Corrosão intragranular: ocorre entre os grãos dos cristais do metal. Nessa forma de corrosão, caso os vergalhões sofram, principalmente, tensões de tração, podem fissurar ou sofrer fratura, levando à perda de estabilidade;
- Corrosão transgranular: processa-se entre os grãos da estrutura cristalina e também pode provocar a fratura da estrutura, na presença de esforços mecânicos;
- Fragilização pelo hidrogênio: origina-se pela difusão do hidrogênio atômico na armadura, o que propicia a sua fragilização, podendo resultar em sua fratura.

De acordo com Gentil (2003), as quatro últimas formas de corrosão são extremamente graves, pois as ações conjuntas de solicitação mecânica associadas ao meio corrosivo provocam a corrosão sob tensão fraturante, podendo resultar na ruptura da armadura.

2.7.3 Principais patologias das estruturas de concreto armado

As principais patologias que acometem as estruturas de concreto armado são a carbonatação e a ação dos cloretos.

Segundo Pauletti *et al.* (2007), a carbonatação é um fenômeno que se processa de forma lenta e leva à redução do pH de materiais cimentícios pela ocorrência de reação físico-química

entre os compostos hidratados do cimento e o CO_2 da atmosfera. Esse fenômeno tende a se enfraquecer com o tempo devido à hidratação crescente do cimento, que o torna mais denso, e por causa dos próprios produtos formados pela carbonatação, como o carbonato de cálcio (CaCO_3), que preenchem os poros do concreto e dificultam o ingresso do gás carbônico do ar no interior do concreto. O fenômeno da carbonatação geralmente antecede o início da corrosão das armaduras (CASCUDO, 1997).

Nogueira (1989) afirma que a película passivadora do aço sofre alterações em função da precipitação do carbonato de cálcio, com pH da ordem de 9,4. Conforme esse autor, muitos pesquisadores têm investigado um valor crítico de pH para que não ocorra a despassivação do aço, sendo recomendados valores entre 11,5 e 11,8.

O processo de carbonatação também é caracterizado pela existência de uma frente de avanço, denominada frente de carbonatação, que é constituída por duas zonas com valores de pH muito distintos: uma carbonatada, com pH inferior a 9, e outra não carbonatada, com pH superior a 12. Essa frente deve ser calculada tomando como base o cobrimento das armaduras (COMIM e ESTACECHEN, 2017).

Já os cloretos são os contaminantes mais presentes na literatura como causadores de corrosão dos metais no concreto (CASCUDO, 1997). Os cloretos podem fazer parte do concreto devido aos aditivos, água e agregados utilizados na mistura, ou podem ingressar na rede de poros, como é o caso da névoa salina em ambientes marinhos. Os cloretos podem levar a velocidades de corrosão intensas e perigosas, prejudicando toda a superfície da armadura (COMIM e ESTACECHEN, 2017).

Comim e Estacechen (2017) afirmam que:

[...] na maioria dos casos, os mecanismos de transporte que levam ao movimento e a concentração iônica dos cloretos no concreto, são a absorção capilar e a difusão iônica. A absorção capilar geralmente é o primeiro passo para a penetração de íons de cloreto na superfície do concreto, onde um exemplo seria a névoa salina em contato com a estrutura. Esse mecanismo é dependente da porosidade, permitindo o transporte de líquidos para o interior do concreto. Quanto menor for o diâmetro dos poros, mais intensas serão as forças capilares de sucção. Essa estrutura de poros caracteriza o concreto como um material hidrófilo, ou seja, um material que precisa da água. Sendo assim, as características hidrófilas do concreto e sua condição de umidade (que em menor teor favorece uma maior absorção) são aspectos que influenciam na capacidade de absorção. Já a difusão iônica é o mecanismo de transporte predominante dos cloretos dentro do concreto e acontece devido a gradientes de concentração iônica, seja entre o meio externo e o interior do concreto, seja dentro do próprio concreto (CASCUDO, 1997).

2.7.4 Aderência e perdas na seção de aço

De acordo com Cascudo (1997), a maior complicação atrelada ao processo corrosivo reside no fato de que o volume dos produtos formados (óxidos e hidróxidos de ferro) é entre três e dez vezes o volume da região antes da corrosão. Em um primeiro momento, essa situação pode ser benéfica à aderência entre o concreto e o aço. Contudo, em graus elevados de corrosão podem surgir tensões internas no concreto, da ordem de 15 a 40 MPa (CASCUDO, 1997), além de ocorrerem perdas significativas na aderência entre o concreto e as armaduras.

Em um estudo realizado por Graeff *et al.* (2006), foram observados ganhos de aderência nos corpos de prova com graus de corrosão de 2% e 5%, de até 53% (para o grau de corrosão de 2%). Embora não haja consenso em relação às causas para esse comportamento, Graeff *et al.* (2006) apontam que, nos estágios iniciais da corrosão, a deposição de sais expansivos ao redor da armadura pode favorecer a aderência, o que pode estar ligado ao aumento de atrito e à densificação do concreto na região. Porém, nesse mesmo estudo, foram identificadas, respectivamente, reduções de 35% e 20% das cargas máximas de aderência de barras de 8 mm e 12,5 mm com grau de corrosão de 10%. Nesse último caso, os autores associam a maior perda de aderência à barra mais fina, por esta ter uma relação entre o volume e a superfície menor do que a da barra de 12,5 mm. Com base nos resultados de corpos de prova de um concreto com resistência à compressão de 25 MPa, Graeff *et al.* (2006) concluíram que a aderência pode ser prejudicada quando o grau de corrosão ultrapassa 10%.

Além disso, vale ressaltar que, nos casos estudados por Graeff *et al.* (2006), a perda da aderência não resultou no deslocamento do concreto.

2.7.5 Recuperação da corrosão

Para realizar a recuperação estrutural, deve-se, inicialmente, determinar o grau de oxidação da estrutura e identificar as possíveis causas da corrosão. Os sinais mais comuns de problemas em estruturas de concreto armado são: a presença de fissuras, trincas, deformações excessivas, manchas na superfície, desagregações e deficiências na concretagem.

De acordo com a Tecnosil (2017), geralmente, o procedimento de recuperação da corrosão se inicia com a retirada de todo o concreto deteriorado, até que se atinja uma região sã e íntegra. Em seguida, antes de adicionar os materiais de reparo, deve-se limpar as armaduras de forma rigorosa, retirando-se todos os produtos da corrosão, o que pode ser feito com lixas, jatos de areia ou limalhas.

Segundo Soares *et al.* (2015), caso a perda da seção transversal da armadura de aço seja de até 10%, é preciso realizar a limpeza da base, marcando as regiões não deterioradas ou não aderidas e formando uma superfície aderente. Posteriormente, o concreto deve ser retirado para que se possa fazer a limpeza das armaduras. Por fim, as barras devem ser revestidas com produtos anticorrosivos e a seção é preenchida com um novo concreto. Contudo, caso a perda da seção transversal da armadura for significativa, é necessário retirar a armadura danificada e substituí-la por uma nova barra, sendo esta amarrada em um trecho íntegro da barra anterior.

Além disso, para que a recuperação da corrosão seja feita de forma correta e de modo a garantir a durabilidade da estrutura, deve-se ter cuidados para que o concreto seja devidamente recuperado. Para facilitar a recuperação em estruturas complexas, ou com elevadas taxas de armadura ou em locais de difícil acesso, é recomendável o uso de concreto fluido com propriedades autonivelantes, para que se possa dispensar a vibração.

Por fim, após a retirada dos produtos de corrosão e reposição de barras de aço, é aconselhável fazer um estudo de confiabilidade da estrutura, principalmente se puderem ser observados indícios de perda de área da seção transversal do aço e também do concreto. Se forem constatadas perdas, é necessário fazer um projeto de reforço da estrutura, principalmente se os elementos atingidos forem de grande importância estrutural.

2.8 Resumo do capítulo

Este capítulo abordou conceitos referentes a pilares de concreto armado, com foco no projeto de estruturas novas, como a definição de pilares curtos segundo a ABNT NBR 6118:2014 e o cálculo da resistência do pilar, que é a soma das parcelas das resistências dos materiais que o compõe (aço e concreto).

Foi apresentado o tema do ganho de resistência do concreto com a idade e as alterações que aconteceram nos componentes do cimento, que acarretaram na diminuição do ganho de resistência com a idade nos concretos mais novos. Observou-se que o ganho de resistência do concreto é mais acentuado nos primeiros dias após a concretagem, mas que continua acontecendo durante anos, por conta de reações químicas. Entretanto, constatou-se que a diminuição da quantidade de C_2S e aumento da quantidade de C_3S nos concretos mais novos diminuíram o ganho de resistência do concreto ao longo dos anos, o que implica na diminuição da segurança de estruturas de concreto mais atuais.

O efeito da carga de longa duração apresentado mostrou que há uma significativa diminuição da resistência à compressão em casos de ensaios de longa duração, e que essa perda pode ser contabilizada no cálculo da resistência através do coeficiente k_{sl} . Além disso, foi mostrado que a influência das dimensões na resistência da estrutura (efeito escala) deve ser considerada.

Também foram abordadas questões sobre a armadura longitudinal de aço, como os mecanismos de corrosão e as principais patologias do concreto armado, que são a carbonatação e as ações de cloretos. Foi apresentada a relação entre a aderência do concreto e as perdas na seção transversal de aço. Além disso, foram citadas as formas de corrosão e discutiu-se brevemente a recuperação de estruturas danificadas pela corrosão das armaduras.

3

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

3.1 Considerações iniciais

O principal objetivo da Confiabilidade Estrutural é determinar a probabilidade de ocorrência de um cenário de desempenho insatisfatório da estrutura, uma vez que sempre existirá uma probabilidade não nula da estrutura não ter um desempenho adequado durante sua vida útil. A confiabilidade é expressa em função da probabilidade de sobrevivência relacionada a um determinado estado limite, que pode ser último, de serviço ou de durabilidade. Nos projetos estruturais, está embutido um nível de incertezas referente aos parâmetros de projeto, resistência dos materiais e solicitações ao longo do tempo. Essas são tratadas nas normas usuais via coeficientes parciais de segurança (Método dos Estados Limites).

As incertezas podem ser classificadas em dois grandes grupos: (i) intrínsecas, ou físicas, e (ii) epistêmicas. A incerteza intrínseca é aquela que faz parte da natureza dos processos envolvidos, não podendo ser eliminada, como por exemplo as incertezas associadas às cargas (carga permanente, sobrecarga, ação do vento) e aquelas relativas às propriedades do material que compõem um elemento estrutural (resistência, módulo de elasticidade) e geometria. Já a incerteza epistêmica é aquela que pode ser reduzida ou eliminada por meio da coleta de mais dados sobre os processos envolvidos ou através do melhor conhecimento do problema.

As incertezas podem ser modeladas como variáveis aleatórias e, neste processo, o modelo matemático associado pode ser obtido através da observação de dados. Para essas variáveis, pode ser plotado um histograma da quantidade de interesse e a correspondente distribuição de probabilidade pode ser ajustada, seja por meio de inspeção ou por testes de aderência (DINIZ, 2008).

Neste capítulo serão tratados alguns conceitos estatísticos necessários para a estimação de parâmetros das variáveis aleatórias. Além disso, serão abordados o problema básico da

confiabilidade e conceitos sobre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha. Também serão mostrados os níveis dos métodos de confiabilidade, e introduzido o tema da calibração de normas. Por fim, será apresentado o conceito de função de desempenho e explicado sobre a Simulação de Monte Carlo.

3.2 Estimação de parâmetros das variáveis aleatórias

O conteúdo apresentado no presente subitem foi obtido de Ang e Tang (1990).

3.2.1 Apresentação do problema

As técnicas para se obter o modelo probabilístico apropriado e estimar o valor dos parâmetros de dados disponíveis estão incorporados nos métodos de inferência estatística, nos quais a informação dos dados amostrais é usada para representar as informações correspondentes da população da qual as amostras foram obtidas. Estes métodos estatísticos servem, portanto, para fornecer uma ligação entre o mundo real e os modelos de probabilidade idealizados. O papel da inferência estatística no processo de tomada de decisão é esquematizado na Figura 3.1.

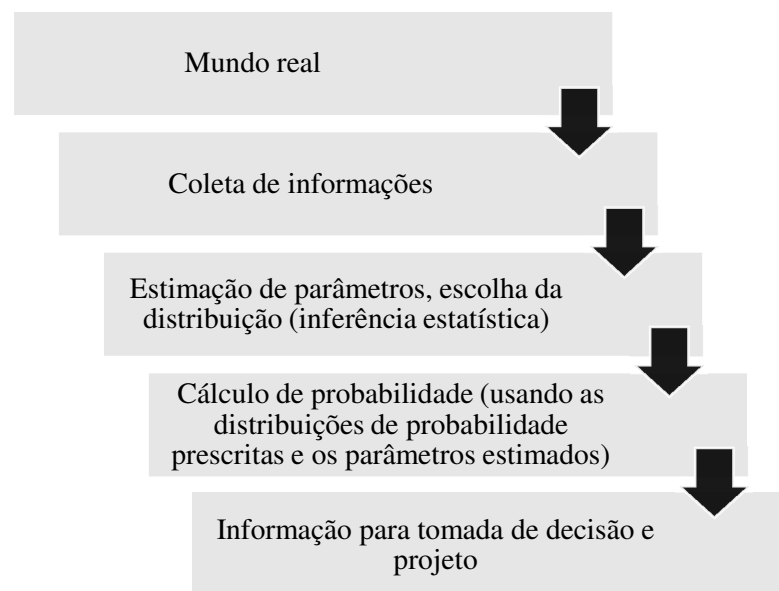


Figura 3.1 – Papel da inferência estatística no processo de tomada de decisão (Adaptada de ANG e TANG, 1990)

3.2.2 Amostragem aleatória e estimação pontual

O processo de estimação pontual tem como objetivo a descrição de parâmetros representativos de uma população (por exemplo, média e desvio padrão) através de um único número associado ao parâmetro de interesse.

Os parâmetros de uma distribuição de probabilidade podem ser avaliados ou estimados com base em um conjunto de dados obtidos da população correspondente. Esse conjunto de dados representa uma amostra da população e, portanto, o valor do parâmetro avaliado com base na amostragem é necessariamente uma estimativa do parâmetro verdadeiro. Sendo assim, os valores exatos dos parâmetros da população são geralmente desconhecidos e o máximo que se pode fazer é estimar seus valores com base em amostras finitas da população, conforme ilustrado na Figura 3.2.

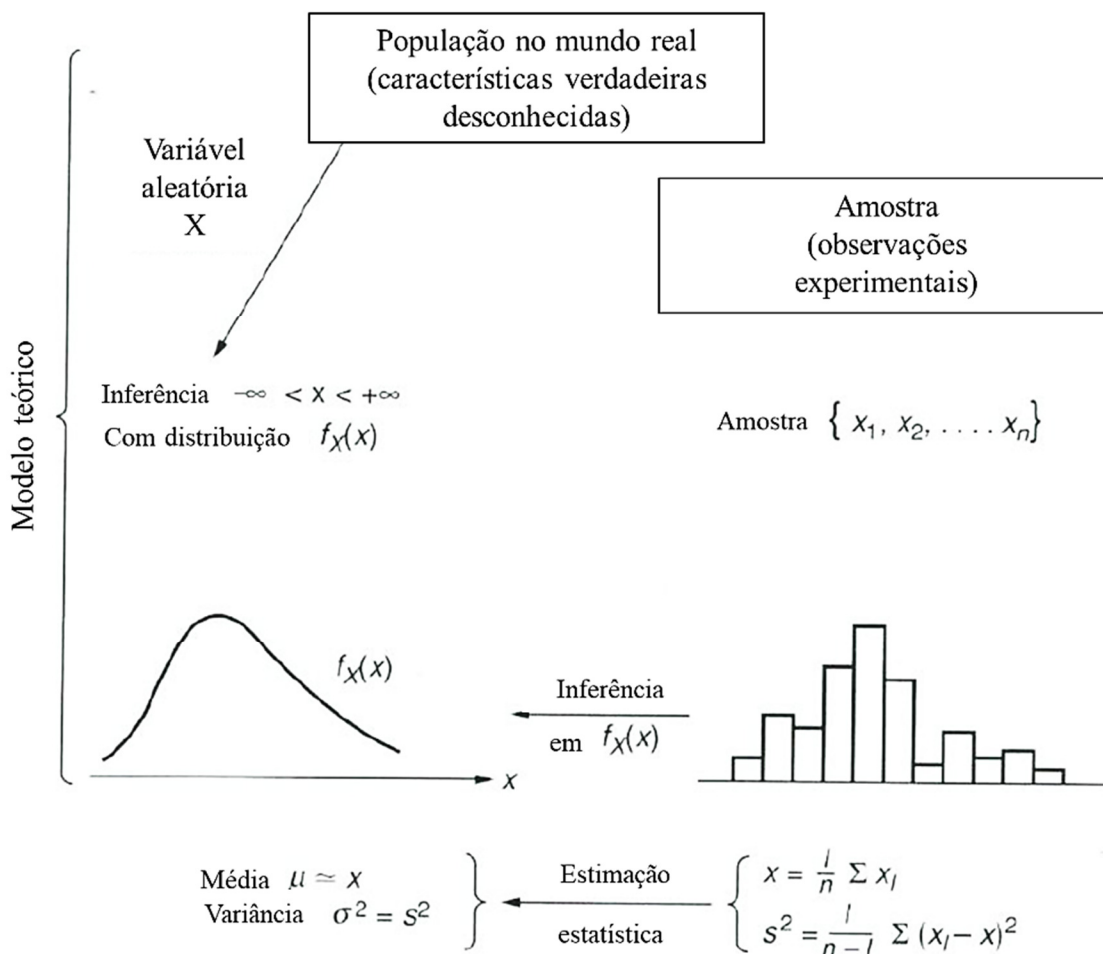


Figura 3.2 – Papel da amostragem na inferência estatística (Adaptada de ANG e TANG, 1990)

3.2.3 Distribuições amostrais

3.2.3.1 Distribuição da média amostral com variância conhecida

É frequente a utilização da média da amostra (\bar{X}) para estimar a média da população (μ). Entretanto, tal processo pode-se mostrar impreciso, principalmente quando o número de amostras é reduzido.

Para uma amostra de tamanho n , o conjunto específico de valores amostrais x_1, x_2, \dots, x_n pode ser concebido como uma única percepção de um conjunto de amostras estatisticamente independentes X_1, X_2, \dots, X_n . Assim, em amostras aleatórias, supõe-se que as Funções Densidade de Probabilidade (PDF, do inglês *Probability Density Function*) dessas variáveis aleatórias são identicamente distribuídas como as da população X :

$$f_{x_1}(x_1) = f_{x_2}(x_2) = \dots = f_X(x) \quad (3.1)$$

Além disso, na realidade, a média amostral é também uma variável aleatória, dada por:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (3.2)$$

cujo valor esperado é:

$$\mu_{\bar{X}} = E\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i\right) = \frac{1}{n}(n\mu) = \mu \quad (3.3)$$

Isso significa que o valor esperado da média amostral é igual ao da média da população e, desse modo, \bar{X} é um estimador imparcial da média da população μ .

Observando que X_1, X_2, \dots, X_n são estatisticamente independentes e identicamente distribuídos como X , a variância será função do desvio padrão da população (σ) e do tamanho da amostra (n), conforme apresentado na equação:

$$\text{Var}(\bar{X}) = \text{Var}\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i\right) = \frac{1}{n^2} \text{Var}\left(\sum_{i=1}^n X_i\right) = \frac{1}{n^2}(n\sigma^2) = \frac{\sigma^2}{n} \quad (3.4)$$

ou, nos mesmos termos, afirma-se que o desvio padrão da média amostral ($\sigma_{\bar{X}}$) é:

$$\sigma_{\bar{X}} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

Assim sendo, a média amostral \bar{X} tem um valor médio μ e um desvio padrão σ/\sqrt{n} . Se a população X tem distribuição Gaussiana (normal), a média amostral \bar{X} também é Gaussiana.

Para a maioria das aplicações práticas, pode-se assumir que \bar{X} tenha variação normal com distribuição $N(\mu, \sigma/\sqrt{n})$. Pode-se observar que, à medida que o número de amostras n aumenta, a distribuição da média amostral \bar{X} se torna mais “estrita”.

3.2.3.2 Distribuição da média amostral com variância desconhecida

No geral, o desvio padrão da população (σ) é desconhecido e precisa ser estimado. Para isso, em vez de σ , usa-se o desvio padrão da amostra (s). Nesse caso, a variável aleatória $\frac{\bar{X}-\mu}{s/\sqrt{n}}$ não será normal, principalmente se o tamanho da amostra n for pequeno. A variável aleatória terá a distribuição de *t-Student* (FREUND, 1962) com $(n - 1)$ graus de liberdade. A PDF da distribuição t é dada pela expressão:

$$f_T(t) = \frac{\Gamma\left[\frac{(f+1)}{2}\right]}{\sqrt{\pi f} \Gamma\left(\frac{f}{2}\right)} \left(1 + \frac{t^2}{f}\right)^{-\frac{1}{2}(f+1)} \quad (3.6)$$

na qual f é o número de graus de liberdade.

3.2.3.3 Intervalos de confiança (estimação do intervalo)

Foi apresentado anteriormente o conceito de estimadores pontuais. Os valores estimados de uma amostra de tamanho n podem ser considerados “melhores estimativas” de um parâmetro de interesse. Entretanto, não há informação sobre a precisão da estimativa, exceto que esta aumenta com o aumento do tamanho da amostra. Para obter medidas quantitativas da precisão de um estimador, pode-se usar intervalos de confiança, que definem limites dentro dos quais é aceitável que um parâmetro esteja encontrado.

(i) População com variância conhecida

Quando a variância da população é conhecida, sabe-se que a distribuição de probabilidade da média amostral \bar{X} é Gaussiana com distribuição $N(\mu, \sigma/\sqrt{n})$. Da mesma forma, tem-se que

$K = \frac{\bar{X}-\mu}{s/\sqrt{n}}$ é uma variável normal aleatória com distribuição $N(0, 1)$. Assim, segue-se que:

$$P\left(k_{\alpha/2} < \frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \leq k_{(1-\alpha/2)}\right) = (1 - \alpha) \quad (3.7)$$

onde $(1 - \alpha)$ é a probabilidade especificada, $k_{\alpha/2} = -\phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$ e $k_{(1-\alpha/2)} = \phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$.

A probabilidade acima pode ser reescrita da seguinte forma:

$$P\left(\bar{x} + k_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} < \mu \leq \bar{x} + k_{(1-\alpha/2)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right) = (1 - \alpha) \quad (3.8)$$

a partir da qual pode ser obtido o intervalo de confiança $(1 - \alpha)$ para a média da população, μ , como:

$$\langle \mu \rangle_{1-\alpha} = \left(\bar{x} + k_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}; \bar{x} + k_{(1-\alpha/2)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \quad (3.9)$$

onde $k_{\alpha/2} = -\phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$ e $k_{(1-\alpha/2)} = \phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right)$

(ii) População com variância desconhecida

Na maior parte das situações, a variância da população não é conhecida. Nesses casos, além da média da amostra \bar{x} , deve-se também estimar a variância da amostra de tamanho n . Sabe-se que a distribuição estatística $T = \frac{\bar{X} - \mu}{s/\sqrt{n}}$ tem uma distribuição de *t-Student* com $(n - 1)$ graus de liberdade. Pode-se assim, obter:

$$P\left(t_{\alpha/2, n-1} < \frac{\bar{X} - \mu}{s/\sqrt{n}} \leq t_{(1-\alpha/2), n-1}\right) = (1 - \alpha) \quad (3.10)$$

onde $t_{\alpha/2, n-1}$ e $t_{(1-\alpha/2), n-1}$ são, respectivamente, os limites críticos inferiores e superiores referentes às probabilidades de $\alpha/2$ e $(1 - \alpha/2)$ da distribuição de *t* com $(n - 1)$ graus de liberdade, como indicado na Figura 3.3.

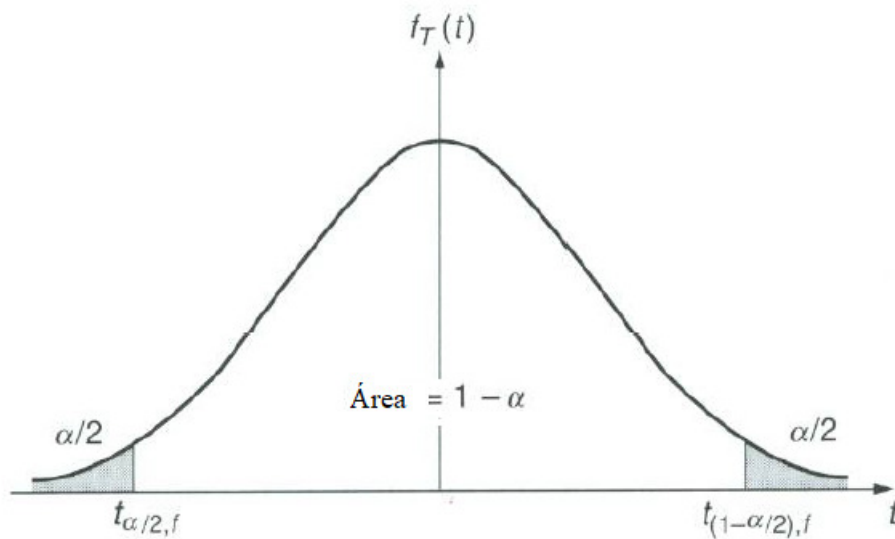


Figura 3.3 – PDF da distribuição t e valores críticos – limites inferiores e superiores adaptados de Ang e Tang (1990)

3.2.4 Limite de confiança unilateral da média

O limite de confiança estabelecido acima é chamado de limite de confiança “de dois lados” porque define os limites superiores e inferiores da média da população μ . Entretanto, na prática, existem situações em que apenas os valores dos limites inferiores ou superiores da média são pertinentes, como é o caso da resistência do concreto, no qual apenas o limite inferior da média μ é importante. Nesse caso, diz-se que o que interessa é o limite de confiança “de um lado”.

Para esses propósitos, o limite de confiança inferior $(1 - \alpha)$ significa que a média da população μ é maior que esse limite com a probabilidade de $(1 - \alpha)$.

No caso em que a variância da população (σ^2) é desconhecida e a variância da amostra s^2 deve ser usada, então a estatística apropriada deve ser:

$$T = \frac{\bar{X} - \mu}{s / \sqrt{n}} \quad (3.11)$$

que tem distribuição t com $(n - 1)$ graus de liberdade. Sendo assim, o limite inferior de confiança deve ser:

$$\langle u \rangle_{1-\alpha} = \left(\bar{x} - t_{1-\alpha, n-1} \frac{s}{\sqrt{n}} \right) \quad (3.12)$$

no qual $t_{1-\alpha, n-1}$ é o valor crítico da probabilidade de $(1 - \alpha)$ da distribuição t , conforme ilustrado na Figura 3.4.

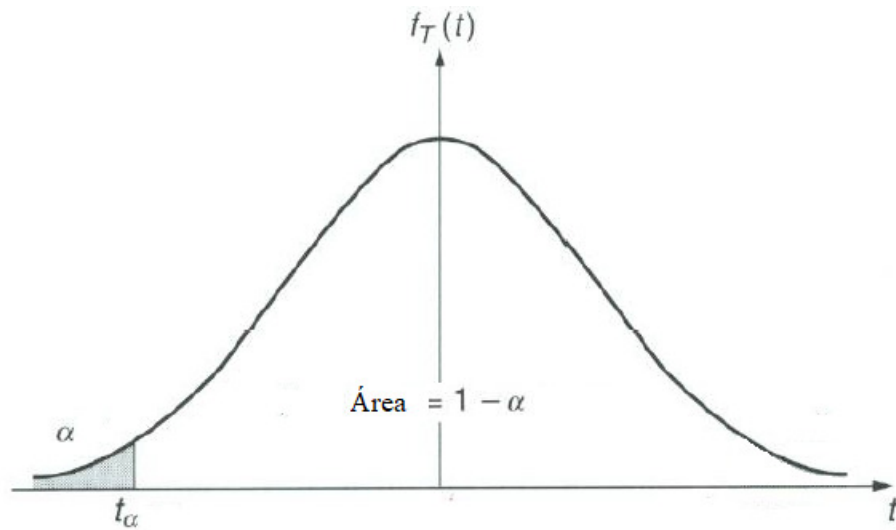


Figura 3.4 – PDF da distribuição t e valores críticos - limite inferior (Adaptada de ANG e TANG, 1990)

3.3 Problema básico da confiabilidade

Considerando-se apenas um modo de falha e duas variáveis aleatórias (R e S), onde R representa a resistência e S a solicitação, pode ser feita uma comparação entre as duas variáveis envolvidas através de uma função denominada função de desempenho ou função de estado, dada por:

$$M(X) = R - S \quad (3.13)$$

Assim, o desempenho limite corresponde a $M(X)=0$. Como R e S são variáveis aleatórias, M também deve ser uma variável aleatória com distribuição de probabilidade dependente do tipo das distribuições de R e S . Na hipótese de as duas variáveis de entrada seguirem distribuições normais (ou Gaussianas) e forem estatisticamente independentes, M também terá uma distribuição normal com as grandezas μ (média) e σ (desvio-padrão) dadas por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (3.14)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.15)$$

A confiabilidade é geralmente apresentada em termos de probabilidade da falha do componente em análise. Dadas as Funções Densidade de Probabilidade (PDFs) das variáveis R e S , a probabilidade de falha é expressa da seguinte forma:

$$P_f = P[M(R, S) \leq 0] \quad (3.16)$$

$$P_f = \int_0^\infty \int_0^S f_{RS}(r, s) dr ds \quad (3.17)$$

onde f_{RS} é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis R e S .

Se R e S forem variáveis estatisticamente independentes, a função densidade de probabilidade conjunta será dada por:

$$f_{RS}(r, s) = f_R(r) f_S(s) \quad (3.18)$$

Nesse caso, a probabilidade de falha resulta em:

$$P_f = \int_0^\infty \int_0^S f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (3.19)$$

Entretanto, como a integral $\int_0^S f_R(r) dr$ define a função de distribuição cumulativa (CDF) da variável aleatória R , a equação acima pode ser reescrita da seguinte forma:

$$P_f = \int_0^\infty F_R(s) f_S(s) ds \quad (3.20)$$

sendo esta conhecida como “integral de convolução”, na qual $F_R(s)$ representa a probabilidade condicional de $R \leq s$, e $f_S(s) ds$ representa a probabilidade de S assumir um valor entre s e $s + ds$, conforme representado na Figura 3.5.

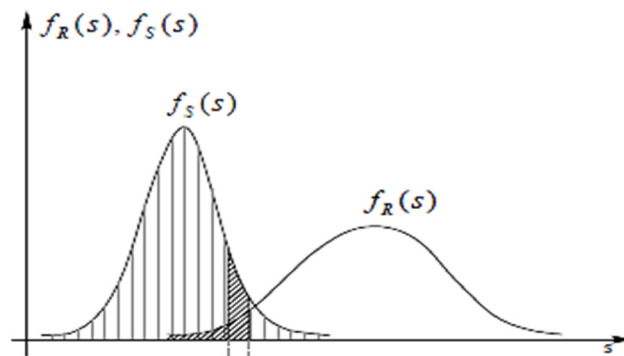


Figura 3.5 – Representação da curva de convolução (MELCHERS, 1987)

3.4 Índice de confiabilidade e probabilidade de falha

A variável aleatória margem de segurança, M , pode ser definida como a diferença entre a resistência R da estrutura (suprimento) e a solicitação S (demanda) à qual a estrutura é submetida, ou seja:

$$M = R - S \quad (3.21)$$

Para o caso em que R e S seguem distribuições normais, a margem de segurança M também seguirá uma distribuição normal com os parâmetros média (μ_M) e desvio padrão (σ_M). Nesse caso, a probabilidade de falha P_f será dada pela seguinte equação:

$$P_f = P(M < 0), \text{ ou seja } P_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (3.22)$$

na qual Φ é a função de probabilidade acumulada da variável Normal padrão. Na Figura 3.6 é apresentada a função densidade de probabilidade da margem de segurança, M . Nessa figura está indicada a área correspondente à região da falha ($M < 0$), sendo esta área igual à probabilidade de falha.

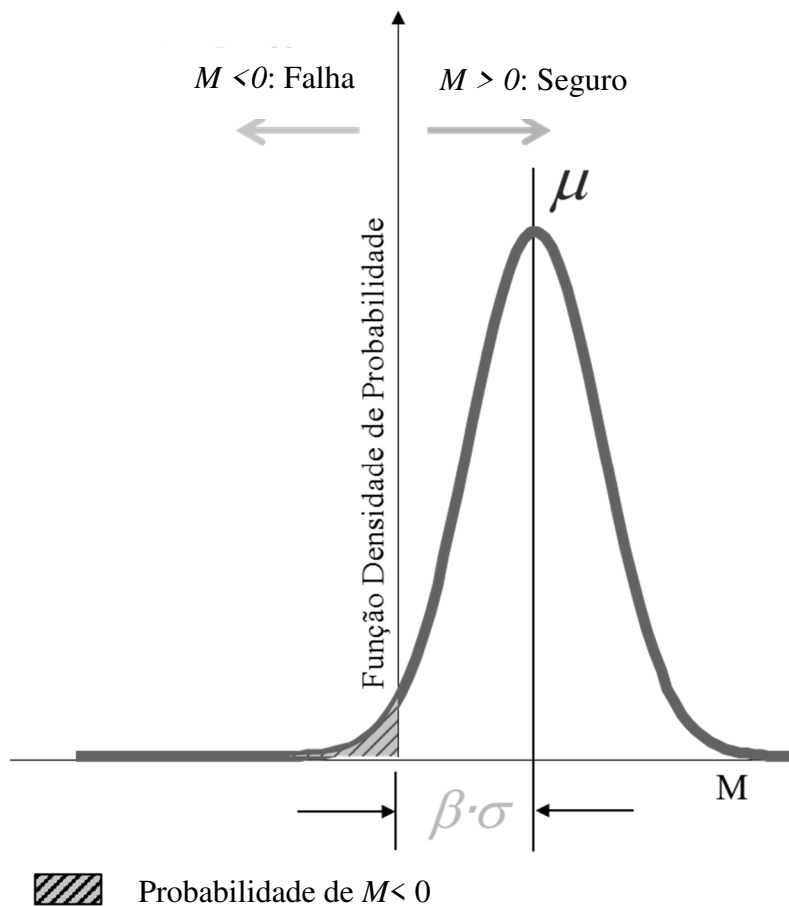


Figura 3.6 – Função densidade de probabilidade da margem de segurança, probabilidade de falha e índice de confiabilidade

A razão μ_M/σ_M , apresentada na Eq. (3.22), fornece um indicativo do nível de confiabilidade da estrutura, sendo conhecida como índice de confiabilidade β :

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (3.23)$$

Os valores das probabilidades de falha (P_f) associados a estruturas e componentes estruturais na construção civil geralmente são muito pequenos, e, como alternativa, pode ser empregado o índice de confiabilidade. Na Tabela é mostrada a equivalência entre probabilidades de falha e índices de confiabilidade.

Tabela 3.1 – Probabilidades de falha e índice de confiabilidade

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
10^{-7}	5,19
10^{-8}	5,62
10^{-9}	5,99

3.5 Função de desempenho

Como já descrito anteriormente, a confiabilidade de um sistema (ou componente) pode ser definida como a probabilidade deste de desempenhar adequadamente a função planejada. O nível de desempenho, portanto, dependerá das propriedades do mesmo. Neste contexto, define-se a função de desempenho da seguinte forma:

$$G(X) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.24)$$

onde $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ é o vetor das variáveis básicas (ou de projeto) e a função $G(X)$ determina o desempenho ou estado do sistema (ou componente).

A condição limite pode ser definida como $G(X) = 0$; segue, portanto, que $[G(X) > 0]$ é o estado de segurança e $[G(X) < 0]$ é o estado de falha. Geometricamente, a equação do estado limite $G(X) = 0$ é uma superfície n -dimensional (ou hipersuperfície) denominada “superfície de falha”.

No problema de segurança de componentes estruturais, a função de desempenho pode ser escrita como a Eq. (3.21), que representa a margem de segurança. Distintos métodos existem para a avaliação da confiabilidade dependendo da natureza da função de desempenho (linear ou não linear) e informações pertinentes às estatísticas das variáveis envolvidas, podendo-se citar, em particular, a Simulação de Monte Carlo.

3.6 Simulação de Monte Carlo

Nas últimas décadas, com o avanço tecnológico dos computadores, a Simulação de Monte Carlo tornou-se uma ferramenta matemática comumente utilizada em diversos segmentos da ciência e da engenharia para simular problemas que podem ser representados por processos

estocásticos. A Simulação de Monte Carlo vem sendo largamente empregada em problemas de Confiabilidade Estrutural; maiores detalhes podem ser encontrados em Ang e Tang (1990).

Conforme Diniz (2008), a Simulação de Monte Carlo pode ser utilizada com os seguintes objetivos:

- i. Calcular as estatísticas da resposta da estrutura, sendo elas a média, o desvio padrão e o tipo de distribuição. Nesse caso, obtém-se, inicialmente, a amostra da resposta e uma distribuição de probabilidade é ajustada à amostra;
- ii. Calcular a probabilidade de falha. Nesse caso, é especificada a função de desempenho e a amostra dos possíveis resultados é simulada. À cada simulação é associado um dado valor do desempenho avaliado. Nesse caso, a probabilidade de falha procurada é igual ao total de situações correspondentes ao desempenho insatisfatório dividido pelo número total de simulações realizadas.

Sendo assim, os itens primordiais para a implementação da Simulação de Monte Carlo na avaliação da confiabilidade de estruturas são:

- i. Uma relação determinística para descrever a resposta da estrutura representada pela função de desempenho;
- ii. As distribuições de probabilidade de todas as variáveis aleatórias envolvidas na resposta da estrutura.

3.7 Níveis dos Métodos de Confiabilidade

Os métodos de confiabilidade são classificados em níveis ordenados, de acordo com a quantidade de informações disponível. De acordo com Madsen *et al.* (1986) e Diniz (2008), são eles:

3.7.1 Nível 0 – Método das Tensões Admissíveis

Para a aplicação do Método das Tensões Admissíveis é preciso (i) calcular a tensão σ , no regime elástico linear, para o carregamento máximo esperado, e (ii) comparar esse valor à tensão admissível, σ_{adm} . Para determinar a tensão admissível, obtém-se primeiramente a tensão limite, definida como o valor de tensão a partir do qual o comportamento elástico-linear não

mais se aplica, e divide-se esse valor pelo fator de segurança FS, conforme apresentado na equação abaixo:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad (3.25)$$

Conforme Nogueira (2006), neste método, considera-se que (i) a estrutura apresenta comportamento elástico-linear quando solicitada por cargas de serviço; (ii) embora o carregamento e a resistência sejam incertos, é possível estabelecer o limite superior e o limite inferior, respectivamente, desses parâmetros.

3.7.2 Nível 1 – Método dos Estados Limites

O Método dos Estados Limites foi desenvolvido para minorar as objeções referentes ao Método das Tensões Admissíveis. Neste método, para cada valor incerto, são aplicados coeficientes de ponderação de forma a minorar a resistência e majorar o carregamento, conforme apresentado na equação (GALAMBOS, 1992):

$$\phi R \geq \sum \gamma_i S_i \quad (3.26)$$

onde ϕ é o fator de minoração da resistência, menor do que 1, e γ é o fator de majoração do carregamento.

Neste método, faz-se a verificação ultimado estado limite último e, em seguida, a verificação do estado limite de utilização.

O Método dos Estados Limites também é denominado como método semiprobabilístico. Os fatores de majoração e minoração são ajustados – sendo este processo conhecido como calibração da norma – de forma a atingir maior uniformidade do índice de confiabilidade β ou da probabilidade de falha P_f , considerados aceitáveis para uma determinada classe de estruturas (DINIZ, 2008).

3.7.3 Nível 2 – Método do Índice de Confiabilidade

Neste método, o índice de confiabilidade resultante do dimensionamento (β) deve ter um valor igual ou superior ao índice de confiabilidade admissível (β_{adm}), conforme apresentado na equação:

$$\beta \geq \beta_{\text{adm}} \quad (3.27)$$

Neste caso, não há detalhes sobre as distribuições de probabilidades das variáveis de interesse, e as variáveis incertas são consideradas segundo um modelo probabilístico definido geralmente pela média e o desvio-padrão (além da covariância para variáveis correlacionadas).

3.7.4 Nível 3 – Método da Probabilidade de Falha

Neste método, as distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas são especificadas e a probabilidade de falha da estrutura é usada como medida de sua confiabilidade. Para isso, a seguinte condição deve ser atendida:

$$P_f \geq P_{\text{fadm}} \quad (3.28)$$

onde P_f é a probabilidade de falha associada à estrutura em questão e P_{fadm} é a probabilidade de falha admissível.

3.7.5 Nível 4 – Método da Minimização dos Custos Envolvidos ao Longo da Vida Útil

Este método combina confiabilidade e otimização, visando projetar estruturas econômicas com condições de restrição impostas pelos níveis de confiabilidade requeridos. É de consenso geral que um projeto ótimo de estruturas deve envolver não apenas estimativas de custos iniciais, mas também todos os custos envolvidos ao longo da vida útil, sendo o custo total (C_{total}) dado por:

$$C_{\text{total}} = C_i + C_{\text{insp}} + C_r + C_m + C_{\text{dem}} + C_f \quad (3.29)$$

onde C_i é o custo inicial, C_{insp} é o custo da inspeção, C_r é o custo do reparo, C_m é o custo de manutenção, C_{dem} é o custo de demolição e C_f é o custo associado à falha, sendo este dado por:

$$C_f = \sum_{i=1}^n P_{fi} C_{fi} \quad (3.30)$$

onde P_{fi} é a probabilidade de falha associada ao i -ésimo modo de falha e C_{fi} é o custo associado ao i -ésimo modo de falha (custo em decorrência de danos, perda de vidas, atrasos para o usuário). Desta maneira, o problema de projeto é considerado um problema de otimização sujeito a restrições quanto à confiabilidade da estrutura.

3.8 Calibração de normas

Em uma análise de confiabilidade, considera-se que o critério de aceitação de uma estrutura ou componente estrutural corresponde à exigência de nível mínimo de confiabilidade, sendo este definido como o índice de confiabilidade alvo. Assim como em outras estruturas ou em outros elementos estruturais, o nível de segurança de um pilar curto submetido a um carregamento axial de compressão pode ser expresso em termos de um índice de confiabilidade mínimo ou de uma probabilidade de falha aceitável.

Como discutido anteriormente, a definição de um índice de confiabilidade alvo para estruturas existentes ainda é um desafio. Conforme Badimuena (2017), este valor pode ser determinado para classes de estruturas, componentes e/ou estados limites, e depende do desempenho esperado para os mesmos.

Uma questão importante que surge na avaliação dos níveis é o índice de confiabilidade alvo a ser utilizado nesta pesquisa. Essa não é uma questão trivial e existem entendimentos diferentes sobre esse assunto, não havendo um consenso entre pesquisadores e tratamento do tema segundo distintos comitês normativos, principalmente para o caso de estruturas existentes.

A definição de índices de confiabilidade alvo é advinda de calibrações que levam em consideração questões técnicas e econômicas, como o tempo de vida útil da estrutura e o custo de reabilitação/reforço da mesma. Sendo assim, utilizar o mesmo índice de confiabilidade alvo para estruturas novas e existentes mostra-se inadequado.

Conforme Collins e Nowak (2000), por meio de requisitos quanto ao projeto e construção de infraestruturas, as normas técnicas desempenham um papel fundamental para que o nível mínimo de segurança aceito pela sociedade seja atingido. No projeto semiprobabilístico, estima-se a segurança por meio da definição de fatores parciais de segurança, os quais são aplicados à resistência das estruturas e aos efeitos do carregamento.

O projeto de estruturas novas, assim como o projeto de avaliação de estruturas existentes são desenvolvidos atualmente segundo o Método dos Estados Limites. No caso de estruturas novas, o Método dos Estados limites são rotineiramente calibrados pelos métodos dos níveis 2 ou 3 (ver Subitem 3.7). Um elemento importante no processo de calibração é a definição do índice de confiabilidade alvo a ser atendido por distintos componentes estruturais (vigas, lajes, pilares) sujeitos a distintos modos de falha (flexão, compressão centrada, flexo-compressão). Um dos maiores problemas na calibração de normas é a definição do valor do β objetivo a ser atingido (DINIZ, 2008). No caso do projeto de estruturas novas, tais valores foram obtidos a

partir da avaliação de estruturas com desempenho considerado satisfatório. A calibração de normas técnicas é uma extensa tarefa, podendo ser citados os exemplos de calibração dos fatores de majoração do carregamento para a norma ASCE 7 (ELLINGWOOD *et al.*, 1980; GALAMBOS *et al.*, 1982) e a calibração dos fatores de minoração da resistência da norma ACI 318 (SZERSZEN e NOWAK, 2003).

Enquanto o ideal é a obtenção de uma confiabilidade uniforme para um determinado tipo de componente estrutural, para pilares, tal objetivo é dificilmente obtido dentro do contexto do projeto semiprobabilístico (DINIZ, 2008). Segundo Vrouwenvelder (1997), os índices de confiabilidade para pilares de concreto armado, projetados conforme as diretrizes do Eurocode, encontram-se entre 3 e 6. Outras questões também devem ser observadas. Conforme o Método dos Estados Limites, a incorporação de conceitos probabilísticos no projeto é feita por meio da confiabilidade dos componentes e não da confiabilidade de sistemas (DINIZ, 2006). Mais ainda, o tratamento da consequência da falha, função da importância do componente para a integridade estrutural e do modo de falha (frágil ou dúctil), pode ser feito a partir da adoção de distintos valores para β_{alvo} . Por exemplo, β_{alvo} para pilares deve ser superior ao β_{alvo} para vigas.

No caso de estruturas existentes, uma importante questão é qual o índice de confiabilidade alvo deve ser utilizado no processo de calibração. Outra questão é se o processo de calibração para estruturas existentes é possível, ou mesmo razoável, dada a falta de experiência com estruturas adequadas em termos de longo prazo (DINIZ, 2006). Um certo consenso, embora impreciso, existe quanto aos índices de confiabilidade alvo a serem utilizados no projeto de novas estruturas, como por exemplo aqueles estabelecidos por Szerszen e Nowak (2003). Por outro lado, não existe consenso quanto aos níveis de confiabilidade alvo a serem adotados na reabilitação/reforço de estruturas existentes.

Steenbergen *et al.* (2015) apontam que os requisitos para a mesma confiabilidade alvo para estruturas existentes e novas são antieconômicos. Por outro lado, Wang e Ellingwood (2015) afirmam que pontes reabilitadas devem ter confiabilidade comparável a novas pontes. A falta de consenso sobre este tópico reflete-se nas diferentes confiabilidades alvo usadas na calibração de normas e orientações para projeto que abordam a análise da confiabilidade de pilares de concreto armado. São encontrados, por exemplo, valores de: 3,5 em Zou e Hong (2011) e ACI Committee 440 (2015), 3,8 em Val e Stewart (2003), 4,0 em Baji e Ronagh (2016) e 4,5 em Wang e Ellingwood (2015).

Galambos *et al.* (1982) realizaram estudos em pilares curtos de concreto armado sujeitos à falha por compressão, considerando-se a razão entre o peso próprio e a sobrecarga igual a 1, e chegaram a um valor do índice de confiabilidade alvo igual a 3,4.

Além disso, no *fib* MC 10 (CEB-FIP, 2011), foram estimados índices de confiabilidade alvo para estruturas existentes, considerando diferentes tempos de vida útil de estruturas. Contudo, convém ressaltar que, nesse caso, o valor encontrado é representativo de toda a estrutura, e não de apenas um elemento estrutural. O valor ótimo de β_{alvo} depende dos custos esperados para a falha e daqueles associados à atualização da segurança, no caso de estruturas existentes. Conforme o *fib* MC 2010 (2011), sugere-se o uso de índices de confiabilidade alvo entre 3,1 e 3,8 para estruturas existentes com relação aos Estados Limites Últimos, considerando-se um período de referência de 50 anos, conforme apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Índices de confiabilidade alvo sugeridos para estruturas existentes (*fib* MC 2010, 2011)

Estados Limites	Índice de confiabilidade alvo	
	β_{alvo}	Período de referência
De serviço	1,5	Tempo de serviço residual
Últimos	Entre 3,1 e 3,8*	50 anos
	Entre 3,4 e 4,1*	15 anos
	Entre 4,1 e 4,7*	1 ano

* Dependendo dos custos das medidas de segurança para melhorar as estruturas existentes

3.9 Resumo do capítulo

Neste capítulo foram tratados alguns conceitos estatísticos necessários para a estimação de parâmetros das variáveis aleatórias. Foram expostos os conceitos de distribuição da média amostral com variância conhecida e desconhecida, nas quais foi possível relacionar a média populacional com a média amostral, seu desvio padrão e distribuição de probabilidade. Foram também abordados os conceitos de intervalos de confiança com variância conhecida e desconhecida, além do intervalo de confiança unilateral da média. Esses conceitos estatísticos serão usados, posteriormente, para fazer a estimação dos parâmetros das variáveis aleatórias envolvidas no estudo.

Além disso, foram tratados o problema básico da confiabilidade e conceitos de índice de confiabilidade e probabilidade de falha, que são advindos da análise da diferença entre suprimento (resistência da estrutura) e demanda (solicitação à qual a estrutura está sendo submetida).

Foi apresentado o conceito de função de desempenho, representando a margem de segurança associada ao desempenho do componente estrutural em análise e utilizada no cálculo da probabilidade de falha (e correspondente índice de confiabilidade). Por fim, foi apresentada a Simulação de Monte Carlo, processo largamente utilizado em problemas de análise de Confiabilidade Estrutural.

Também foram explicados cinco níveis dos métodos de confiabilidade, que são ordenados de acordo com a quantidade de informações disponíveis e analisadas. Foi introduzido o tema da calibração de normas, incluindo o desafio da definição de índices de confiabilidade alvo no caso de estruturas novas e existentes. Foi ressaltado que no caso de estruturas existentes ainda não há um consenso sobre o valor do índice de confiabilidade alvo a ser adotado nos processos de avaliação/ recuperação de estruturas existentes, tema sobre o qual este trabalho pretende contribuir.

4

ESTRUTURAS EXISTENTES DE CONCRETO ARMADO

4.1 Considerações iniciais

Nos dias atuais ainda não existe um consenso sobre o conceito de “estrutura existente”. Segundo o ACI 562 (2016), entende-se como estrutura existente toda edificação para a qual já foi emitido um certificado de ocupação, quando este for aplicável. Caso contrário, considera-se existente a estrutura que já foi concluída e destinada às funções projetadas, como é o caso de silos, reservatórios e pontes.

Segundo Melchers (2001), a principal diferença entre o projeto de estruturas novas e a avaliação de estruturas existentes reside nos aspectos quantitativos e qualitativos das informações disponíveis para nortear o processo de avaliação das estruturas.

A avaliação de um dado elemento estrutural consiste na verificação da adequação desse elemento quanto a requisitos estabelecidos por normas técnicas, que abrangem aspectos de segurança, serviço e durabilidade. O cumprimento desses requisitos pode ser avaliado em função do uso definido durante o dimensionamento ou mesmo do uso para o qual se pretende submeter a estrutura.

Contudo, os tipos de incertezas associados às estruturas existentes de concreto armado diferem daqueles associados nos projetos de novas estruturas. A aleatoriedade das variáveis associadas ao processo de avaliação de estruturas existentes está ligada aos processos de investigação, que apresentam níveis de incerteza relativamente baixos em comparação com os diversos cenários considerados no projeto de novas estruturas. Desse modo, o processo de avaliação de estruturas existentes pode apresentar menos eventos aleatórios do que os considerados durante a fase de projeto. Diante desses fatores, é conveniente flexibilizar o nível de rigor exigido nos procedimentos de avaliação e de intervenção em estruturas existentes (BADIMUENA, 2017).

Na concepção de uma nova estrutura, o uso de procedimentos conservadores usualmente leva a um pequeno aumento do custo total da estrutura. Entretanto, conforme Melchers (2001), o uso de regras conservadoras estendido à avaliação de estruturas existentes pode resultar em elevados custos, já que esta avaliação pode resultar em reparos, adaptações e condenações desnecessários.

Diferentemente das estruturas novas, as estruturas existentes já foram submetidas a diversos fatores que as tornaram diferentes da estrutura previamente projetada. Pode-se citar, por exemplo, o processo de deterioração do concreto, que pode ocorrer devido a: (i) causas mecânicas (choques, impactos, recalques nas fundações e acidentes); (ii) físicas (desgaste superficial por cavitação ou atrito, cristalização de sais nos poros do concreto, retração hidráulica do concreto fresco, dilatação e retração térmica e ação do fogo); ou (iii) químicas (reação álcali-agregado, ataque de sulfatos, ácidos).

Neste capítulo, focado em estruturas existentes, serão discutidas algumas patologias do concreto armado e questões referentes à durabilidade de estruturas existentes. Além disso, será abordada a determinação da resistência do concreto e do aço em estruturas existentes.

4.2 Determinação da resistência do concreto em estruturas existentes

Para realizar a avaliação das estruturas existentes de concreto armado é fundamental a estimativa com boa precisão da resistência à compressão do concreto, de tal modo que este valor seja capaz de representar a resistência efetiva da do componente estrutural em análise.

Enquanto a avaliação da resistência do concreto em estruturas novas é feita por meio de ensaios de corpos de prova aos 28 dias, na avaliação de estruturas existentes, é preciso estimar a resistência *in situ* da estrutura. Para isso, existem diversas técnicas, como as provas de carga, os ensaios de ultrassom, gamagrafia e esclerometria, contudo, o ensaio mais praticado e recomendado por normas internacionais é o da resistência à compressão em testemunhos extraídos da estrutura. Para a realização desse ensaio, são extraídos testemunhos cilíndricos, cúbicos ou prismáticos da estrutura, por meio de corte com sonda ou disco.

Há diversos fatores que influenciam a estimativa da resistência *in loco*, tais como: as condições de cura e adensamento, a constituição do concreto e sua deterioração. Assim, para a realização dos ensaios, recomenda-se a extração de mais de um testemunho. Os resultados obtidos devem então passar por tratamentos estatísticos e probabilísticos, de forma a representar

a variabilidade da resistência *in loco* na estrutura e para definir um valor de resistência característica equivalente ao f_{ck} , que possa ser utilizado nas equações de verificação da segurança estrutural.

No caso de estruturas novas, a resistência característica permite a introdução de segurança nos projetos em virtude do caráter aleatório dos diversos parâmetros associados aos processos de estimativa da resistência à compressão e de construção. Já no caso das estruturas existentes, Badimuen (2017) reconhece que os fatores e particularidades da estimativa da resistência *in loco* dificultam a obtenção de um valor de resistência equivalente.

Para a avaliação de estruturas existentes, a ABNT NBR 6118:2014 prescreve a resistência média como o valor característico e altera o coeficiente de ponderação da resistência de 1,4 (relativo a estruturas novas) para 1,27. Já o ACI 562 (2013) fornece uma equação para determinar a resistência à compressão característica equivalente, f_{ceq} , dada por:

$$f_{ceq} = 0,9 f_{cm} \left[1 - 1,28 \sqrt{\frac{(k_c V)^2}{n} + 0,0015} \right] \quad (4.1)$$

na qual f_{cm} é a resistência média dos testemunhos modificada para descontar os efeitos do diâmetro e da umidade, V o coeficiente de variação da resistência dos testemunhos, n o número de testemunhos extraídos utilizados para estimar f_{cm} e k_c um fator de modificação para o coeficiente de variação, dependente do número de testemunhos n , conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Coeficientes de modificação k_c em função do número de ensaios de resistência à compressão (ACI 562, 2013)

n	k_c
2	2,40
3	1,47
4	1,28
5	1,20
6	1,15
8	1,10
10	1,08
12	1,06
16	1,05
20	1,03
25	1,02

4.3 Resistência equivalente do aço

Assim como o concreto, o aço também sofre variação em sua resistência com o passar dos anos e, para o processo de análise, faz-se necessário obter uma resistência equivalente.

No âmbito das estruturas existentes, para obter a resistência ao escoamento característica equivalente do aço, f_{yeq} , o ACI 562 (2013) exige a remoção de no mínimo três amostras de armaduras para a realização de ensaios. Com os resultados desses ensaios, é possível calcular f_{yeq} por meio da seguinte equação (ACI 562, 2013):

$$f_{yeq} = (f_{ym} - 24) \exp(-1,3 k_s V_s) \quad (4.2)$$

onde f_{ym} é a resistência ao escoamento média do aço obtida do ensaio e expressa em MPa, V_s a média dos coeficientes de variação determinada a partir do ensaio e k_s é o fator de modificação do coeficiente de variação do aço obtido de acordo com a Tabela 4.2, na qual a grandeza n_s representa o número de ensaios de resistência ao escoamento.

Tabela 4.2 – Coeficiente de modificação k_s em função do número de ensaios de resistência ao escoamento (ACI 562, 2013)

n_s	k_s
3	3,46
4	2,34
5	1,92
6	1,69
8	1,45
10	1,32
12	1,24
16	1,14
20	1,08
25	1,03
30 ou mais	1,00

4.4 Resumo do capítulo

Neste capítulo, focado em estruturas existentes, foram citadas algumas patologias do concreto e do aço, responsáveis pela diminuição da durabilidade e da vida útil das estruturas de concreto armado.

Além disso, foi abordada a determinação da resistência característica equivalente do concreto e do aço em estruturas existentes conforme as diretrizes do ACI 562 (2013). Diferentemente da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, observou-se que a norma americana trata o assunto de forma mais aprofundada, estabelecendo relações entre fatores como a resistência média, o coeficiente de variação da resistência dos testemunhos e o número de amostras para calcular as resistências equivalentes.

5

ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE PILARES EXISTENTES DE CONCRETO ARMADO

5.1 Considerações iniciais

Neste trabalho, a análise da confiabilidade será feita apenas para pilares curtos de concreto armado, definidos seguindo as prescrições do ACI 562 (2016) quanto à armadura mínima e as dimensões mínimas da seção transversal.

Usualmente em projetos, é prescrita uma excentricidade mínima mesmo no caso de pilares curtos sujeitos a carregamento axial. No entanto, os máximos efeitos de uma redução na resistência à compressão do concreto são obtidos para pilares com seção transversal uniformemente comprimida. Portanto, por simplificação, nenhuma excentricidade será considerada nesta análise.

Este capítulo abordará a metodologia do estudo realizado.

5.2 Perdas de aço consideradas

Neste trabalho, conforme abordado no Subitem 2.7.4, a perda da seção de aço não provocará o deslocamento do concreto de cobrimento, não sendo considerada perda de área de concreto da seção transversal. Para esse efeito, serão utilizadas as perdas de área de aço de 10 e 20%. Destaca-se que os graus de corrosão foram escolhidos levando-se em consideração o fato de que uma diminuição correspondente a uma perda de 36% na área da seção, é comumente adotado como limite para definição da necessidade de substituição total de barras corroídas (GRAEFF *et al.*, 2006).

Na prática, a corrosão não é homogênea, sendo mais intensa em alguns locais. Neste estudo, as perdas de área consideradas correspondem à soma da perda das áreas em um plano, não significando que a perda de área especificada tenha ocorrido em todo o comprimento da barra.

5.3 Idade do concreto

Sabe-se que, na prática de projetos de estruturas de concreto, não se tem informações sobre o teor de cada um dos materiais na composição do concreto. O que é possível de ser encontrado como informação no saco de cimento é o seu tipo e classe de resistência. Desse modo, será necessário que este estudo seja feito a partir de cenários hipotéticos de análise nos quais seria possível definir qual o cimento utilizado para a produção do concreto.

Baseando-se na Tabela 2.3, é possível criar alguns cenários de análise de acordo com o tipo de cimento a ser utilizado na fabricação do concreto. O concreto fabricado com o cimento tipo I, com o teor dos componentes descrito na Figura 2.9, tem sua resistência em idades avançadas aproximadamente 30% maior que sua resistência em primeiras idades. Para o cimento do tipo III, a resistência aumenta aproximadamente 18,5% com o passar dos anos. Já para o cimento do tipo II, a resistência aumenta aproximados 85% em relação às resistências iniciais, devido ao alto teor de C_2S presente em sua composição. O aumento de resistência do tipo II, por apresentar valores exorbitantes, não fará parte dos cenários de análise, uma vez que, nesta pesquisa, pretende-se avaliar situações críticas. Outros fatores, como a finura do cimento e as condições de cura do concreto, também devem ser levados em consideração quanto ao ganho de resistência do concreto com o envelhecimento, porém, neste trabalho, será considerada apenas a influência do teor dos componentes do cimento no ganho de resistência.

Neste estudo, quando considerado o ganho de resistência do concreto com a idade, deve-se fazer a correspondência da resistência do concreto encontrada com a sua resistência aos 28 dias, para que se possa fazer a comparação com a resistência de projeto. Sendo assim, no cálculo da resistência à compressão do pilar, será utilizado o valor $f'_{c,28}$, que é a resistência do concreto convertida para a sua equivalente aos 28 dias, dada pela equação:

$$f'_{c,28} = \frac{f_{ceq}}{(1 + i)} \quad (5.1)$$

na qual f_{ceq} é a resistência do concreto na idade especificada (no caso deste trabalho, 20 anos) e i é o aumento da resistência com a idade, que será função do tipo de cimento utilizado e será explicado nas seções seguintes – vale ressaltar que i é um valor entre 0 e 1 (ganho percentual).

Conforme ilustrado na Figura 2.5, a resistência máxima do cimento é atingida em idades próximas aos 20 anos. Sendo assim, neste trabalho será assumido que os pilares analisados

pertencem a estruturas com mais de 20 anos de idade, ou seja, que a resistência potencial final do concreto já tenha sido atingida.

5.4 Descrição dos cenários e índice de confiabilidade alvo

Serão estudados pilares com seção transversal de dimensões 30x30cm (base x altura), conforme ilustrado na Figura 5.1, com distintas taxas de armadura longitudinal ($\rho = 1, 2$ e 4%) e considerando-se três valores da resistência à compressão do concreto ($f_{cm} = 15, 30$ e 50 MPa).

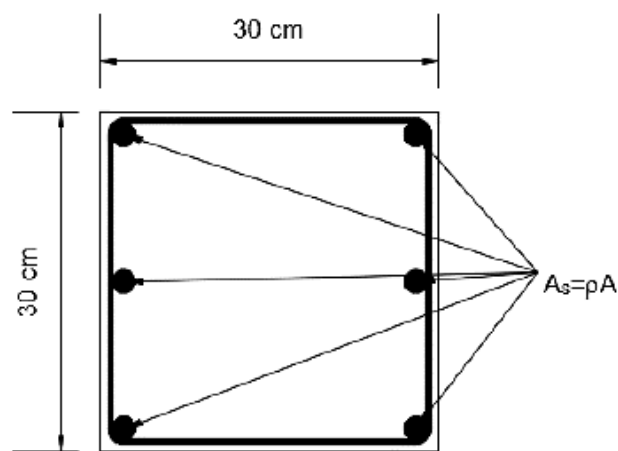


Figura 5.1 – Seção transversal considerada (BADIMUENA, 2017)

Assim, serão avaliados 9 pilares de referência (uma configuração de seção transversal, três taxas de armaduras e três valores de resistência à compressão) e seus correspondentes: (i) para perdas de área transversal de aço (10% e 20%), e (ii) considerando o aumento da resistência com a idade do concreto (concretos aqui denominados como SCE – sem consideração do efeito do ganho da resistência, e tipo I e tipo III conforme o Subitem 2.4.6). Os modelos de pilares serão denominados Pilar 1, Pilar 2 e Pilar 3, de acordo com suas resistências à compressão de 15, 30 e 50 MPa, respectivamente. Além disso, serão considerados: (i) dois números de testemunhos extraídos, n , sendo eles 3 e 8; (ii) três coeficientes de variação do concreto, sendo eles 5, 10 e 15%; e (iii) três razões de carregamento (r): 0,5, 1 e 2. Para a consideração dos ganhos de resistência do concreto com a idade, serão analisados concretos sem ganho (SCE), com ganho de 30% (tipo I) e ganho de 18,5% (tipo III).

No total, foram feitas 486 análises contabilizando a perda de área de aço e outras 243 análises contabilizando o ganho de resistência do concreto com a idade. Em resumo, os cenários

estudados de perda da área de aço são apresentados na Tabela 5.1, enquanto os cenários de ganho de resistência do concreto são mostrados na Tabela 5.2.

Tabela 5.1– Cenários de perda de área de aço

(continua)

COV (%)	f_{cm} (MPa)	n	ρ (%)	r	Perda de aço (%)	
5	15	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
	30	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
	50	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
	10	15	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20
				2	0,5, 1, 2	0, 10, 20
				4	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20
				2	0,5, 1, 2	0, 10, 20
				4	0,5, 1, 2	0, 10, 20
30		3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
50	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20		
		2	0,5, 1, 2	0, 10, 20		
		4	0,5, 1, 2	0, 10, 20		
	8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20		
		2	0,5, 1, 2	0, 10, 20		
		4	0,5, 1, 2	0, 10, 20		
15	15	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20	
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20	

Tabela 5.1– Cenários de perda de área de aço

(conclusão)

COV (%)	f_{cm} (MPa)	n	ρ (%)	r	Perda de aço (%)
15	30	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20
	50	3	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20
		8	1	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			2	0,5, 1, 2	0, 10, 20
			4	0,5, 1, 2	0, 10, 20

Tabela 5.2 – Cenários de ganho de resistência do concreto

COV (%)	f_{cm} (MPa)	n	ρ (%)	r	Tipos	
5	15	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
	30	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
	50	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
	10	15	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III
				2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III
				4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III
30		3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
50		3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
15		15	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III
				2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III
				4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III
	30	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
	50	3	1	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			2	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	
			4	0,5, 1, 2	SCE, Tipo I e Tipo III	

Neste trabalho, conforme já discutido no Subitem 3.8, para fins de comparação de acordo com o ACI Committee 440 (2015), será levado em consideração o índice de confiabilidade alvo no valor de 3,5.

5.5 Estatísticas das variáveis básicas

É imprescindível, para a utilização da simulação de Monte Carlo, a descrição estatística (tipo de distribuição e parâmetros estatísticos associados) de todas as variáveis básicas pertinentes ao problema.

As variáveis básicas são aqueles presentes na função desempenho, que são associadas ao carregamento aplicado e à resistência do pilar, sendo elas:

- i. Relacionadas ao carregamento: a carga permanente/peso próprio (G) e a carga variável/sobrecarga (Q).
- ii. Relacionadas à resistência do pilar: a resistência à compressão do concreto (f_c), resistência ao escoamento do aço (f_y), largura e altura da seção transversal do pilar.
- iii. Relativas ao modelo: erro do modelo (E_M)

5.5.1 Variabilidade das ações e razões do carregamento

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, ações são cargas que provocam esforços e/ou deformações nas estruturas. Com relação à variação no tempo, as ações são classificadas em:

- i. Ações permanentes: ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de seu valor médio praticamente durante toda a vida útil da estrutura, como o peso próprio da estrutura.
- ii. Ações variáveis: ocorrem com valores que apresentam diferenças significativas em torno de sua média, durante a vida útil da estrutura, também conhecidas como sobrecarga;
- iii. Ações excepcionais: tem duração curta e devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas. Neste trabalho, as ações excepcionais não serão consideradas.

Como foi dito anteriormente, as cargas permanentes apresentam pequena variabilidade ao longo da vida útil da estrutura. Do estudo feito por Ellingwood *et al.* (1980), obtém-se que essas

podem ser caracterizadas por uma distribuição normal com média igual ao valor nominal da ação e coeficiente de variação entre 0,06 e 0,15. Nesse mesmo estudo, Ellingwood *et al.* (1980) sugeriram que o valor característico da sobrecarga fosse igual à média dos valores máximos anuais para um período de 50 anos. Ellingwood e Galambos (1982) propuseram que a variabilidade da sobrecarga fosse caracterizada por uma distribuição de valores extremos do tipo I (também conhecida como distribuição de Gumbel).

Na Tabela 5.3, são apresentadas as estatísticas dos carregamentos adotadas neste trabalho, conforme sugestão de Galambos *et al.* (1982).

Tabela 5.3 – Parâmetros estatísticos do carregamento adotados (Adaptada de Galambos *et al.*, 1982)

	Símbolo	Fator de viés (λ_v)*	Coefficiente de variação (V)	Tipo de distribuição
Ações permanentes	G	1,05	0,10	Normal
Ações variáveis	Q	1,00	0,25	Valores extremos tipo I (Gumbel)

* $\lambda_v = \mu_x / X_k$: razão entre a média da variável X e o seu valor nominal não majorado

Para o cálculo da carga solicitante, no estado limite último, a combinação básica de carga considera os efeitos da carga permanente e da sobrecarga nas condições normais de uso das estruturas, conforme a seguinte equação:

$$S_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_k \quad (5.2)$$

na qual S_d é a solitação de cálculo, G_k o valor nominal da carga permanente, Q_k é o valor nominal da sobrecarga e γ_g e γ_q são coeficientes de segurança parciais, respectivamente, da carga permanente e da sobrecarga.

O ASCE 7 (ASCE/SEI, 2002) referenciado pelo ACI 562 (ACI, 2013) para determinação da combinação de cargas para verificação da segurança em estruturas existentes, sugere os valores de 1,2 para γ_g e 1,6 para γ_q .

No geral, combinações de ações prescritas nas normas são dadas em termos de valores nominais e não em termos de valores médios, como seria desejável para a geração de curvas de distribuição de probabilidade associadas às respectivas combinações. Dessa forma, expressões dadas em termos das grandezas de cálculo devem ser transformadas em expressões equivalentes, dadas em termos de seus valores médios.

Para determinação dos valores médios da carga permanente (μ_G) e da sobrecarga (μ_Q), as informações da Tabela 5.3 são usadas de tal maneira que os valores característicos ou nominais são associados aos valores médios, conforme apresentado nas Eqs. (5.3) a (5.5). Portanto, em função das médias, a combinação descrita pela Eq. (5.2) é transformada na Eq. (5.5) para os coeficientes de ponderação sugeridos pelo ACI 562 (ACI, 2013).

$$G_k = \frac{\mu_G}{1,05} \quad (5.3)$$

$$Q_k = \mu_Q \quad (5.4)$$

$$S_d = 1,143\mu_G + 1,6\mu_Q \quad (5.5)$$

Neste estudo, os valores médios de carga permanente e sobrecarga são obtidos igualando-se a resistência de projeto R_d , determinada por meio da Eq. (2.3), à solicitação S_d , dada pela Eq. (5.5).

Definindo-se r como a razão entre a carga permanente (G) e a sobrecarga (Q), pode-se reescrever a Eq. (5.5) como:

$$S_d = \mu_Q(1,143 r + 1,6) \quad (5.6)$$

Em um estudo de Ellingwood e Galambos (1982), foram avaliadas quais as razões entre sobrecarga e carga permanente ou entre carga de vento e carga permanente mais utilizadas na prática e também na literatura. A partir desse estudo, foi possível identificar diferentes pesos para diferentes razões, conforme apresentado na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Pesos W_{ij} para diferentes razões G_n/Q_n para estruturas de concreto (Adaptada de ELLINGWOOD e GALAMBOS, 1982)

G_n/Q_n	Peso W_{ij}
5,000	0,0
3,000	0,0
2,000	4,5
1,000	3,0
0,667	1,0
0,500	0,5

A partir da Tabela 5.4, observa-se que as razões entre carga permanente e carga variável mais observadas são 0,5, 0,667, 1 e 2. Sendo assim, para o presente trabalho, foram escolhidas três razões r entre as mais representativas, sendo elas $r = 0,5, 1$ e 2 .

5.5.2 Variabilidade da resistência à compressão do concreto

Geralmente, o tipo de distribuição atribuída à resistência à compressão do concreto é a distribuição normal, que é o caso do ACI 214R (ACI, 2011). Neste estudo, todavia, para evitar a inconsistência na geração de números aleatórios negativos pela simulação de Monte Carlo, a distribuição adotada para caracterizar a resistência à compressão do concreto é a distribuição Lognormal.

Neste estudo, além da influência da perda da armadura de aço, a variabilidade da resistência à compressão do concreto também é um ponto de destaque. O ACI 214 (2011), define alguns níveis padronizados de controle para concretos de resistência normal e os associa a variabilidade esperada na resistência à compressão. O coeficiente de variação de 15% em estruturas novas representa o controle de nível médio, enquanto o coeficiente de variação igual ou menor a 10% representa concretos decorrentes de um ótimo controle de qualidade e para coeficientes de variação em torno de 5%, o controle associado é de excelente qualidade. Entretanto, para estruturas existentes, o coeficiente de variação do concreto é função de outros fatores, como o método de extração de testemunhos ou o nível de degradação do concreto. Sendo assim, a determinação do coeficiente de variação do concreto não é uma tarefa fácil, uma vez que o controle e a mensuração dos parâmetros não são precisos. Desse modo, é necessário que as análises sejam feitas para diversos coeficientes de variação.

Como exemplo, pode-se observar na

Figura 5.2 a influência do coeficiente de variação na curva de distribuição normal, em concretos com a mesma resistência especificada, mas com distintos coeficientes de variação.

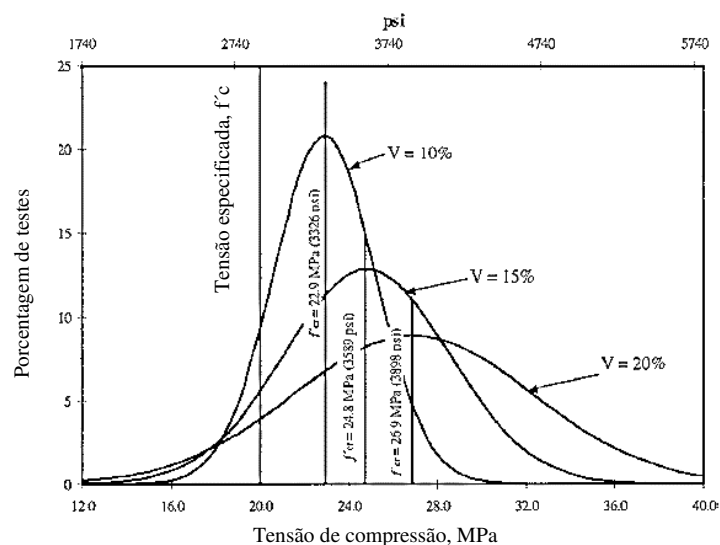


Figura 5.2 – Curvas de frequência normal para os coeficientes de variação de 10, 15 e 20% (ACI 214, 2011)

Segundo Ellingwood *et al.* (1980), pilares curtos, analisados quanto à falha por compressão, com f_{ck} entre 20 e 34 MPa, apresentam fator de viés de 1,05 e coeficientes de variação entre 0,16 e 0,12, respectivamente. No caso deste estudo teórico-computacional considerou-se o coeficiente de variação do concreto variável, conforme apresentado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Parâmetros Estatísticos da resistência à compressão do concreto baseados em Ellingwood *et al.* (1980)

Tipo de variável	Símbolo	Fator de viés	Coeficiente de variação (COV)	Tipo de distribuição
Resistência média à compressão do concreto	f_{cm}	1,05	0,05	Lognormal
			0,10	
			0,15	

Usualmente, em uma análise de confiabilidade, os parâmetros são descritos a partir de estimadores pontuais da média e do coeficiente de variação. Entretanto, nos problemas em que a média e a variância (ou desvio padrão) são estimadas a partir de um pequeno número de exemplares, pode-se ter erros amostrais significativos. Nesse caso, média e variabilidade são melhor descritos a partir da consideração de que tais variáveis também são variáveis aleatórias e que devem ser obtidas a partir de uma análise de intervalos de confiança.

No caso da definição da variável aleatória resistência à compressão do concreto (F_c), é necessário obter os valores de média (μ_{F_c}), desvio padrão (σ_{F_c}) e o tipo de distribuição. Nesse caso, para incorporar o efeito de incerteza e o erro amostral da extração dos testemunhos na média e no desvio padrão das estruturas existentes, foi necessário corrigir o valor da resistência média da amostra para obter o valor correspondente da resistência média da estrutura como um todo (“população”). Para isso, foram utilizados os conceitos apresentados no Subitem 3.2.

O cálculo da média foi feito a partir da adoção do limite de confiança unilateral inferior da média, mostrado na Eq. (3.12) e utilizando-se o valor inferior de 10%. Nessa equação, tem-se que $\alpha = 0,1$ (ou 10%), $\bar{x} = f_{cm}$ (15, 30 e 50 MPa), $s = COV f_{cm}$ (COV assume os valores de 5%, 10% ou 15%), n é o número de testemunhos da amostra (que assume os valores 3 ou 8) e $t_{1-\alpha, n-1}$ é o valor equivalente obtido da tabela da normal padrão, sendo igual a 1,886 para $n = 3$ e 1,415 para $n = 8$.

Do mesmo modo, para a obtenção do desvio padrão a ser utilizado para a variável aleatória resistência à compressão do concreto (F_c), utiliza-se a Eq. (3.5), que relaciona o desvio padrão da variável aleatória com o desvio padrão da média amostral e o número de testemunhos.

5.5.3 Variabilidade da resistência ao escoamento do aço

Ellingwood *et al.* (1980) e Szerszen e Nowak (2003) indicam que a distribuição normal pode ser utilizada como modelo probabilístico para a resistência ao escoamento do aço. Entretanto, pelo mesmo motivo apresentado no Subitem 5.5.2, para a resistência ao escoamento do aço foi adotada a distribuição Lognormal.

Vale ressaltar que o aço considerado no estudo foi o CA-50. No estudo do aço, entretanto, não se identificou a necessidade de fazer a correção amostral, uma vez que o aço é um material homogêneo e de pequena variabilidade. Os parâmetros empregados para o aço estão apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Parâmetros Estatísticos da resistência ao escoamento do aço baseados em Ellingwood *et al.* (1980).

Tipo de variável	Símbolo	Fator de viés (λ_v)	Coefficiente de variação (COV)	Tipo de distribuição
Resistência ao escoamento média do aço	f_{ym}	1,145	0,1	Lognormal

5.5.4 Variabilidade das propriedades geométricas

A variabilidade dimensional de uma grandeza X é descrita pelos parâmetros estatísticos do seu desvio Y , determinado a partir de seu valor nominal X_{nom} (JCSS, 2001). Desse modo:

$$Y = X - X_{nom} \quad (5.7)$$

Neste estudo, os valores médios de altura (H) e largura (B), que são as dimensões da seção transversal do pilar (no caso, a altura é similar à largura), foram considerados iguais aos seus respectivos valores nominais. De acordo o JCSS (2001), o desvio padrão de Y pode ser definido como:

$$\sigma_Y = 4\text{mm} + 0,006 X_{nom} \leq 10\text{mm} \quad (5.8)$$

5.5.5 Variabilidade do erro do modelo

O erro do modelo de cálculo da resistência do pilar é determinado através da comparação entre os resultados obtidos através de modelos analíticos e aqueles observados em experimentos. Dessa forma, o erro do modelo foi gerado a partir das sugestões de Mirza e MacGregor (1979), Mirza e Skrabek (1992) e Diniz e Frangopol (1997).

Segundo Mirza e MacGregor (1979) e Mirza e Skrabek (1992), o erro do modelo segue a distribuição normal e depende da razão (e/h) entre a excentricidade de aplicação da carga (e) e a altura da seção transversal (h). Diniz e Frangopol (1997) consideram a distribuição normal para o erro do modelo com parâmetros estatísticos variando com excentricidade seguindo a configuração mostrada na Figura 5.3, via o diagrama de interação Esforço Normal–Momento Fletor (P - M). Nota-se que, para as combinações de P - M à esquerda da reta de excentricidades balanceadas (e_b), o coeficiente de variação sugerido é de $V=0,11$. Portanto, como o estudo realizado neste trabalho está associado ao ponto ($0, P$) do diagrama de interação, considerou-se que o erro do modelo (E_M) segue a distribuição normal com média igual a 1,0 e coeficiente de variação igual a 0,11.

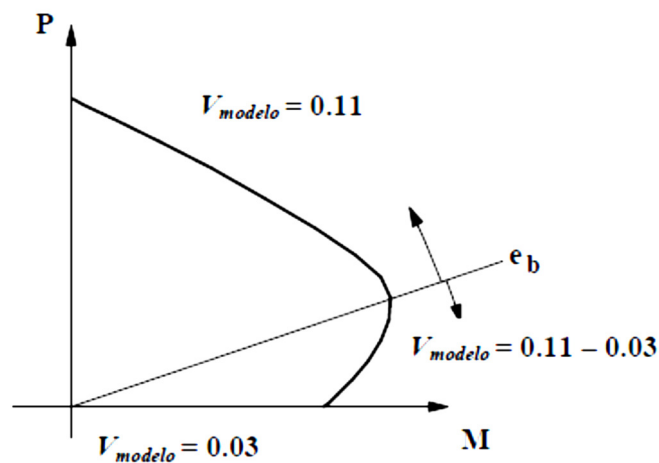


Figura 5.3–Coeficiente de variação do erro do modelo como função da excentricidade (DINIZ e FRANGOPOL, 1997)

5.5.6 Descrição estatística das variáveis básicas: Resumo

Na Tabela 5.7 é apresentado um resumo das estatísticas das variáveis básicas consideradas neste trabalho.

Tabela 5.7 – Descrição estatística das variáveis básicas

Variável aleatória	Média	COV (%)	Tipo de Distribuição	Referência
Resistência à compressão do concreto (F_c)	15, 30 e 50 MPa	5, 10 e 15	Lognormal	Assumida
Resistência ao escoamento do aço (F_y)	572,5 MPa	10	Lognormal	Assumida
Base (B)	30 cm	1,93	Normal	Loresini e Diniz (2010)
Altura (H)	30 cm	1,93	Normal	Loresini e Diniz (2010)
Erro do modelo (E_M)	1,0	11	Normal	Galambos et al. (1982)
Carga permanente (G)	Variável	10	Normal	JCSS (2001)
Carga variável (Q)	Variável	25	Gumbel	JCSS (2001)

5.6 Função de desempenho no contexto de pilares de concreto armado

No caso de pilares curtos, a função de desempenho que descreve a interação entre a resistência do pilar (R) e os efeitos do carregamento ao qual está sujeito (S) pode ser escrita como:

$$G(X) = [\alpha_c F_c (A_g - A_s) + F_y A_s] E_M - (G + Q) \quad (5.9)$$

na qual $G(X)$ é a função de desempenho do pilar, F_c é a variável aleatória correspondente à resistência à compressão do concreto, A_g é a variável aleatória correspondente a área bruta da seção transversal, A_s é a variável determinística que representa a área total das armaduras longitudinais de aço, F_y é a variável aleatória correspondente à resistência ao escoamento do aço, G e Q são as variáveis aleatórias que representam os efeitos do carregamento (carga permanente e sobrecarga, respectivamente), E_M é a variável aleatória que representa o erro do modelo e α_c é um fator determinístico representando a largura do bloco equivalente de tensões, fator definido em função da classe do concreto.

5.7 Resistência de pilares existentes em concreto armado

Uma vez explanados os fatores de correção para a resistência à compressão do concreto e para a resistência ao escoamento do aço, é possível efetuar o cálculo da resistência equivalente à compressão axial do pilar aos 28 dias através da seguinte equação:

$$P = k_3 \frac{f_{c,28}}{k_{sl}} (A_g - A_s) + f_{yeq} A_s \quad (5.10)$$

onde k_{sl} é o fator de correção para cargas de longa duração (Tabela 5.8), k_3 é o fator de correção para o efeito escala (Subitem 2.6), $f_{c,28}$ é a resistência equivalente corrigida do concreto aos 28 dias (Eq. (5.1)), A_g é a área total da seção, A_s é a área de aço e f_{yeq} é a resistência equivalente ao escoamento do aço.

Neste estudo, o fator k_{sl} será de grande importância, pois ele assumirá diferentes valores de acordo com a razão r especificada entre as cargas permanentes (de longa duração) e variáveis (de curta duração), como mostrado na Tabela 5.8, a qual foi obtida por meio da Equação (5.11).

$$k_{sl} = 1 - 0,2 \left(\frac{r}{r + 1} \right) \quad (5.11)$$

Tabela 5.8 - Valor de k_{sl} em função de r

r	k_{sl}
0,5	0,9333
1,0	0,9000
2,0	0,8667

Por conta de todas as incertezas associadas ao efeito escala, além do parâmetro k_{sl} , outro fator deve ser levado em consideração, sendo este o fator k_3 , que incorpora o efeito da diferença entre a resistência medida na estrutura pronta e em um corpo de prova cilíndrico, uma vez que a resistência em um corpo de prova geralmente apresenta um valor superior ao encontrado na estrutura. Para concretos de resistência normal (inferior ou igual 50 MPa), que incluem todos os concretos analisados no presente estudo, esse fator pode ser considerado constante e com valor $k_3 = 0,85$ (ACI 363, 1984; RUSSELL, 1994).

Conforme as prescrições do ACI 562 (ACI, 2013), para cada valor de f_{cm} assumido, a resistência característica à compressão equivalente foi determinada através da Eq. (4.1) considerando-se dois valores de n e k_c , sendo este um fator que corrige o coeficiente de variação em função do número de testemunhos utilizados na estimativa da resistência. O mesmo procedimento foi feito para o aço, através da Eq. (4.2) com os valores de f_{ym} , n e k_s .

Neste trabalho, dois valores do número de testemunhos foram considerados para o cálculo da resistência, sendo um deles igual a 3, representando o menor número de amostras (ou seja, uma quantidade que é fácil de ser alcançada na prática), e outro igual a 8, que é uma quantidade amostral que, embora elevada, representa com mais fidelidade a realidade.

Na Figura 5.4 é ilustrada a determinação das resistências do concreto e do aço em estruturas existentes, seguindo as diretrizes do ACI 562 (2013) quanto à determinação das resistências características equivalentes para avaliação.

Também foi considerado no cálculo da resistência o coeficiente de variação mestre (V), que serve para a definição da resistência à compressão equivalente do concreto almejando-se a determinação da resistência de cálculo do pilar e sua solicitação correspondente. Para a calibração do ACI 318 (2008), adotou-se o coeficiente de variação de 10%, valor este também utilizado por Szerszen e Nowak (2003).

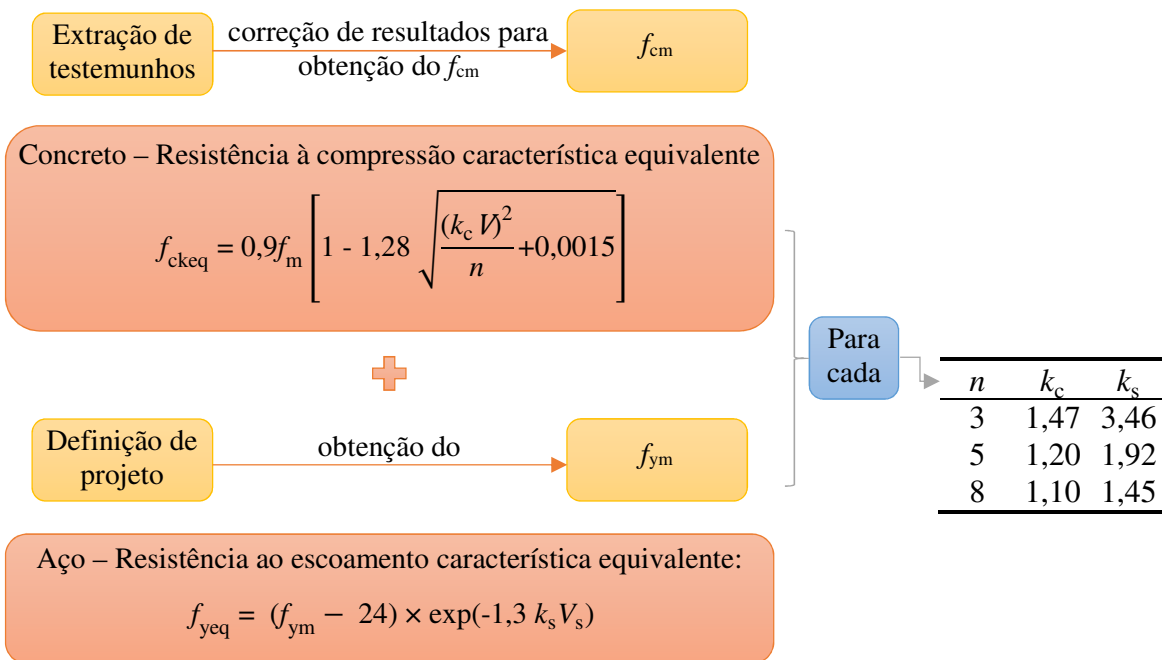


Figura 5.4 – Determinação da solicitação de cálculo de acordo com o ACI 562 (2013)

5.8 Cálculo das solicitações

A norma ACI 652 (2016) define que o cálculo da resistência deve ser minorado por fatores de redução, de acordo com o propósito da avaliação. Para o caso de projeto de reparo, no qual a decisão de que a estrutura existente será reparada já foi tomada, este fator varia entre 0,60 e 0,95, dependendo do tipo de esforço (força axial, momento fletor ou esforço cortante) ao qual

o elemento estrutural está submetido e/ou do tipo de armadura transversal (espiral ou estribos). Já para o caso de avaliação da condição da estrutura, que é o pretendido neste trabalho, os fatores variam entre 0,80 e 1,00, e também são dependentes do tipo de esforço e/ou do tipo de armadura. O fator de minoração da resistência utilizado neste trabalho é 0,80, referente à avaliação de um elemento estrutural com armadura constituída por estribos.

Por questões de máxima segurança, a carga solicitante em cada pilar é calculada igualando-se seu valor à carga resistente, por meio da seguinte equação:

$$S_d = \phi [(0,85 f_c' (A_g - A_s) + f_y A_s] \quad (5.12)$$

na qual ϕ é o fator de minoração da resistência, igual a 0,80, f_c' a resistência especificada do concreto (associada à uma idade de referência e obtida a partir da resistência equivalente do concreto), A_g a área de da seção bruta, f_y a resistência de cálculo do aço (obtida a partir da resistência equivalente do aço) e A_s a área da armadura longitudinal de aço.

5.9 Cálculo de probabilidades de falha dos pilares analisados

5.9.1 Considerações iniciais

Conforme mencionado no Subitem 3.6, a simulação de Monte Carlo pode ser utilizada para calcular a probabilidade de falha associada a cada pilar em análise. Neste caso, a função de desempenho apresentada na Eq. (5.9) será utilizada e a amostra dos possíveis resultados será simulada. Para fins comparativos, os correspondentes índices de confiabilidade também serão obtidos.

5.9.2 Obtenção das estatísticas da resistência do pilar via Simulação de Monte Carlo

Conforme apresentado no Subitem 3.6, a simulação de Monte Carlo pode ser utilizada para calcular as estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta da estrutura, mais especificamente da resistência do pilar em análise. Nesse caso, primeiro é obtida uma amostra da resistência do pilar e uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados dessa amostra.

No presente trabalho, para a utilização da simulação de Monte Carlo, inicialmente deverão ser atribuídas, a partir de revisão da literatura, distribuições de probabilidade que representem apropriadamente as variáveis aleatórias envolvidas. A seguir, um conjunto de dados de entrada

em cada simulação numérica será gerado de acordo com as distribuições de probabilidade prescritas. Os resultados de cada análise serão armazenados e o procedimento será repetido um milhão de vezes. Como resultado final, através de um tratamento estatístico dos resultados obtidos, a confiabilidade alcançada no projeto de cada pilar poderá ser determinada.

Neste caso, as variáveis básicas consideradas foram:

- i. Relacionadas ao carregamento: a carga permanente (peso próprio) e a carga variável (sobrecarga);
- ii. Relacionadas à resistência do pilar: a resistência à compressão do concreto (F_c) e a resistência ao escoamento do aço (F_y);
- iii. Relacionadas à geometria: a largura e a altura da seção transversal do pilar;
- iv. Erro do modelo (E_M).

5.9.3 Implementação computacional da Simulação de Monte Carlo

Os algoritmos da simulação, elaborados no *software* MATLAB, são formados por um conjunto de funções, que, quando executadas, relacionam os dados de entrada, executam as análises e geram os valores de probabilidade de falha e coeficiente de confiabilidade procurados.

O algoritmo lê os dados de entrada de uma planilha do Excel. Os valores aleatórios obtidos em cada simulação vêm de um *seed* especificado no algoritmo. O valor do *seed* define a semente (valor inicial), a partir da qual será gerada a sequência de números aleatórios. Esse *seed* tem valor randômico e é escolhido aleatoriamente pela autora. Toda vez que o mesmo *seed* é utilizado para inicializar uma sequência, os mesmos resultados são obtidos. Tal ferramenta foi utilizada por possibilitar uma análise mais clara e facilitar o encontro de erros.

Primeiramente, para cada pilar, obtêm-se as estatísticas, como as propriedades geométricas médias seguidas de seus desvios padrão. Com esses valores e a partir da distribuição de probabilidade pré-estabelecida, é gerado um vetor cujo tamanho é o número de repetições da simulação, simulando, por exemplo, os valores possíveis da variável aleatória largura do pilar.

Em cada pilar, para cada taxa de armadura, é obtida a área de aço original e a área de aço resultante da armadura longitudinal. A partir desses valores e da distribuição de probabilidade, obtêm-se para cada uma destas variáveis, o vetor de áreas do tamanho do número de repetições.

Depois, faz-se a descrição estatística das solicitações. Obtêm-se os resultados advindos dos algoritmos referentes aos carregamentos permanentes e acidentais no pilar. Para cada taxa de armadura, as características estatísticas das cargas são lidas na planilha do Excel. Para cada razão r (razão entre a carga permanente e a carga variável), gera-se o vetor correspondente a partir das características e novamente da distribuição de probabilidade.

Após isso, é feita a descrição estatística da resistência do concreto. No algoritmo referente, é feito, para cada pilar e para cada taxa de armadura, a leitura dos dados na planilha do Excel. Gera-se então, a partir dos valores e das distribuições de probabilidade, uma matriz com os valores simulados das resistências para cada um dos três pilares em cada uma das três taxas de armadura.

Também é feita a descrição estatística da resistência ao escoamento do aço. O vetor de resistências simuladas é gerado da mesma forma, obtendo dados da planilha e gerando valores aleatórios a partir das características e distribuição de probabilidade.

O vetor referente ao erro do modelo também é obtido da mesma forma.

A partir daí, calcula-se a solicitação e a resistência de cada pilar. A solicitação é a simples adição dos vetores referentes à carga permanente e variável, de acordo com o pilar e a taxa de armadura. Já a resistência do pilar conta com a soma da resistência relativa ao concreto com a resistência referente ao aço.

A resistência relativa ao concreto conta com o produto de fatores e vetores das variáveis aleatórias. O primeiro fator é um coeficiente divisor referente ao aumento da resistência do concreto com a idade, dependente do tipo de cimento utilizado, conforme descrito na Tabela 2.3. O segundo fator divisor é o coeficiente referente ao efeito da carga de longa duração (carregamento sustentado), como anteriormente descrito na Tabela 5.8. O último fator é o coeficiente multiplicador referente ao fator do efeito escala, explicado no Subitem 2.6. Esse produto de coeficientes é multiplicado pelo vetor referente às resistências simuladas do concreto e pela diferença entre o vetor das áreas totais da seção e o vetor das áreas de aço. Já a resistência referente ao aço é obtida pelo produto entre o vetor de resistências ao escoamento do aço e o vetor de áreas de aço resultante. A soma das parcelas das resistências do aço e do concreto, multiplicadas pelo vetor relativo ao erro do modelo, formam as matrizes de resistência em cada pilar, para cada taxa de armadura, para cada coeficiente de variação imposto ao concreto.

Finalmente, faz-se a análise do desempenho. Em cada pilar, para cada taxa de armadura, para cada um dos coeficientes de variação impostos, e para cada uma das razões entre cargas, é

obtida uma matriz que armazena os valores da diferença entre a resistência e a solicitação. Em seguida, são calculadas a confiabilidade e a probabilidade de falha do pilar. Somam-se todas as ocorrências nas quais esta diferença apresentou resultado negativo e divide-se pelo número de simulações (que é de um milhão), obtendo o número de vezes nas quais a estrutura falhou. Com a função normal inversa, obtém-se os índices de confiabilidade.

Por fim, os resultados são exportados para um arquivo de saída no Excel e, assim, podem ser gerados gráficos com a finalidade de se fazer comparações.

6

RESULTADOS

6.1 Considerações iniciais

Esperou-se obter, a partir das análises de confiabilidade de pilares curtos de concreto armado sujeitos à compressão axial, uma visão clara da relação entre a porcentagem de perda de área transversal de aço e a diminuição da confiabilidade de um pilar curto, e também avaliar a influência do efeito do ganho resistência do concreto com a idade na confiabilidade estrutural. Além disso, buscou-se entender, nesta pesquisa, a influência de certos parâmetros na confiabilidade dos pilares analisados, sendo eles a resistência à compressão do concreto, o coeficiente de variação do concreto, a taxa de armadura longitudinal de aço, a razão de carregamento e o número de testemunhos da amostra.

São mostrados a seguir os cenários de interesse estabelecidos no Subitem 5.4, nos quais foi possível visualizar pontos de reflexão sobre o assunto e avaliar se o índice de confiabilidade encontrado para estruturas existentes está próximo ao índice de confiabilidade alvo adotado. A partir das 486 análises geradas em relação à hipótese de perda de área de aço, e das 243 análises que levaram em consideração o ganho da resistência do concreto com a idade, foram gerados cenários nos quais foi possível combinar os parâmetros já citados acima e avaliar sua influência nos níveis de confiabilidade obtidos.

Para facilitar as comparações, neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos em termos da métrica “índice de confiabilidade”. A totalidade dos resultados, compreendendo as probabilidades de falha e os índices de confiabilidade correspondentes, pode ser encontrada no Apêndice A. Os resultados serão comparados com o índice de confiabilidade alvo de 3,5, estabelecido pelo ACI 440 (2015) para estruturas existentes (ver 3.8).

Para os casos de avaliação do efeito da idade do concreto nos níveis de confiabilidade obtidos, o seguinte procedimento foi adotado. A resistência média do concreto foi obtida para

a idade de 20 anos, e, na sequência, ajustada para uma resistência equivalente à idade de 28 dias. Para tal, foram considerados os efeitos do ganho de resistência do concreto ao longo do tempo e o efeito do carregamento de longa duração sobre a resistência. Esse procedimento objetivou fornecer uma mesma base de comparação para os níveis de confiabilidade obtidos, segundo os cenários apresentados a seguir.

6.2 Cenários: Perda da seção transversal de armadura longitudinal

Na discussão apresentada a seguir, são considerados distintos cenários, caracterizados pelo coeficiente de variação do concreto (5, 10 ou 15%) e o número de testemunhos (3 ou 8). Para cada cenário, os pilares são agrupados pela resistência à compressão do concreto e taxa de armadura. A partir dos seis cenários gerados, correspondendo a 27 pilares para cada série (pilares 1, 2 e 3), será possível observar a variação da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade para as razões entre carga permanente e variável de 0,5, 1 e 2, e também para as perdas de área de aço de 0, 10 e 20%.

6.2.1 Cenário 1: COV= 5% e $n=3$

Na Figura 6.1 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 5% e o número de testemunhos extraídos de 3, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e da perda da área transversal do aço (0, 10 e 20%).

Neste cenário, o coeficiente de variação do aço (10%) é maior que o coeficiente de variação considerado para o concreto (5%). Sendo assim, observa-se que a perda da área de aço expressa a maior influência sobre o índice de confiabilidade. Desse modo, quanto maior a taxa de armadura e a perda de área de aço, maior a probabilidade de falha (que corresponde à diminuição do índice de confiabilidade) dentre os pilares com perdas de área. Para os pilares originais, também houve decréscimo do índice de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura, mas em uma proporção menor em relação aos pilares com perda.

Índices de confiabilidade relativamente altos (próximos ou acima de 3,5) foram encontrados para todos os pilares de 30 e 50 MPa, incluindo aqueles com perdas de aço de até 10%. Isso é devido ao baixo coeficiente de variação do concreto, justificado pelo fato deste

apresentar menos variabilidade, ou seja, menos dispersão da resistência à compressão em torno da resistência média considerada.

Observa-se que, mesmo com as perdas na armadura longitudinal, a probabilidade de falha atinge níveis aceitáveis para o coeficiente de variação do concreto igual a 5%. Não foi encontrado nenhum valor de índice de confiabilidade abaixo de 3,11. Assim, se o controle de qualidade do concreto em sua etapa de projeto e execução for considerado excelente e/ou o erro amostral na extração dos testemunhos for baixo e o coeficiente de variação puder ser considerado de 5%, a perda do aço não implicará na necessidade de intervenção imediata na estrutura, uma vez que sua confiabilidade continua a níveis próximos dos níveis de confiabilidade aceitáveis (por volta de 3,50).

Os maiores valores de índice de confiabilidade encontrados foram de 3,99 (correspondente a uma probabilidade de falha de $3,26 \times 10^{-5}$) para pilares de 50 MPa, sem perda de aço, taxa de armadura de 1% e razão de carregamento igual a 2. Por outro lado, verificou-se que o menor índice de confiabilidade de estrutura original refere-se ao pilar de 15 MPa, com taxa de armadura de 4% e razão de carregamento também 2, com valor de 3,51 (correspondente a uma probabilidade de falha de $2,20 \times 10^{-4}$).

Para os pilares de 15MPa, apenas poderiam ser consideradas aceitáveis as probabilidades de falha para perdas de até 10% para a taxa de armadura de 1%, por apresentarem índices de confiabilidade próximos ao alvo. Para as taxas de armadura de 2%, apenas para a razão de carregamento igual a 2 é possível encontrar o índice de confiabilidade acima de 3,50, embora para a razão igual a 1 este esteja próximo. Para taxa da armadura de 4%, os valores do índice de confiabilidade para a perda de área de aço de 10% variam entre 3,32 e 3,40. Para perdas de 20%, os pilares com taxas de armadura já passam a apresentar índices de confiabilidade consideravelmente abaixo do β_{alvo} para todas as razões de carregamento estudadas, principalmente para as taxas de armadura de 2 e 4%. Pode-se observar, nesse caso, que por conta do baixo valor de resistência à compressão do concreto e baixo coeficiente de variação, a perda de área do aço exerce grande influência no valor da confiabilidade.

Para os pilares de 50 MPa, é possível observar probabilidades de falha baixas, representando índices de confiabilidade acima de 3,47 (correspondente à probabilidade de falha de $1,45 \times 10^{-4}$) mesmo para perdas de aço acima de 20%. Sendo assim, pode-se concluir que, para perdas grandes de aço, como de 20%, pilares de resistência de 50 MPa sofrem uma considerável variação em seu índice de confiabilidade, mas este ainda se mantém acima do

índice de confiabilidade alvo. Por conseguinte, esses pilares garantem a segurança mesmo depois de um certo nível de corrosão.

No geral, foi possível observar que o índice de confiabilidade aumentou com o aumento da razão de carregamento, tanto para os pilares originais quanto para os pilares com perda da área de aço. Além disso, observou-se a tendência do índice de confiabilidade de diminuir com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Como esperado, o índice de confiabilidade aumentou com o aumento da resistência à compressão do pilar e diminuiu com o aumento da porcentagem de perda de área de aço.

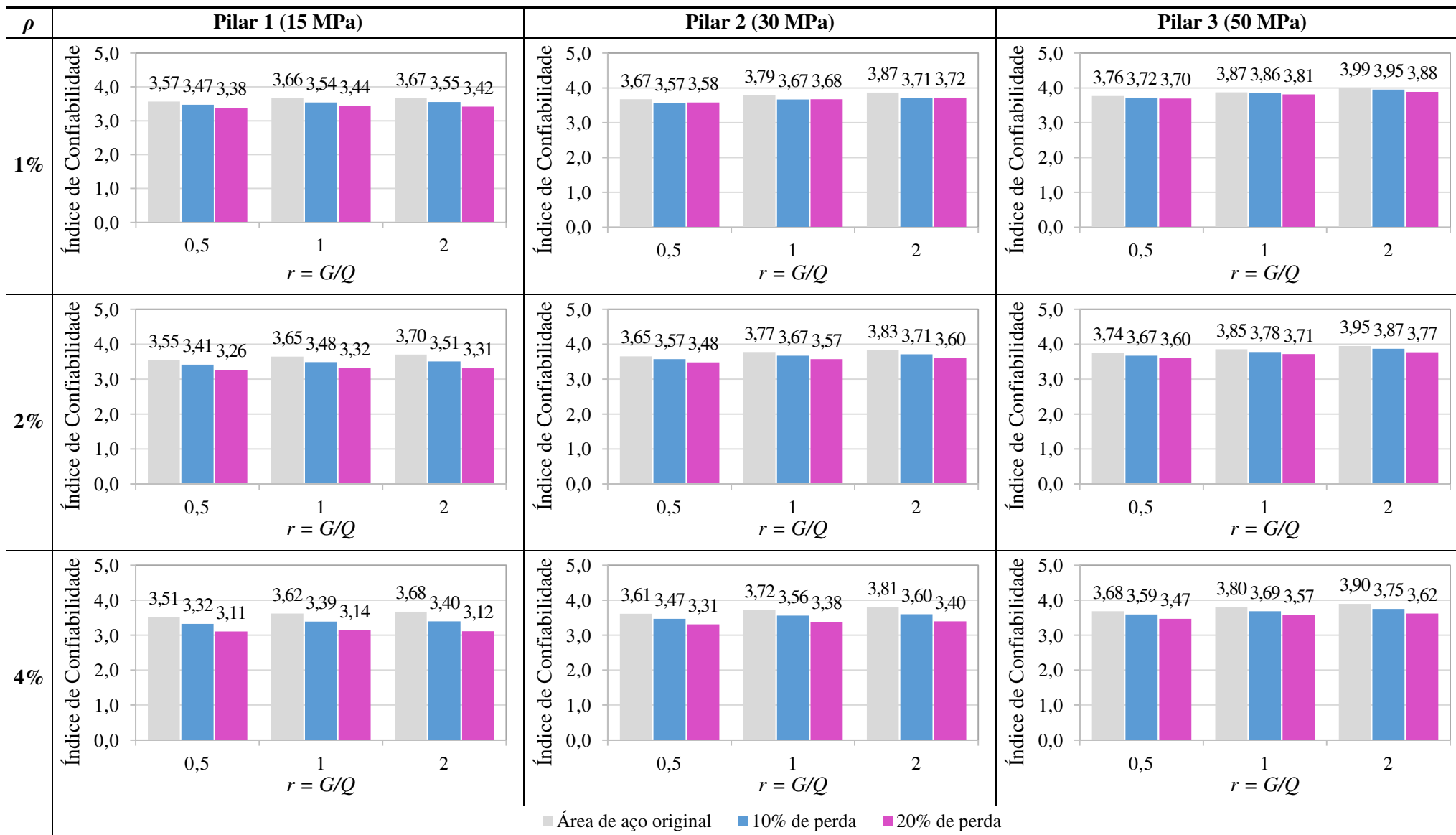


Figura 6.1- Índices de confiabilidade para COV = 5% e n = 3, e variação de r, ρ , perda de aço e resistência à compressão do concreto

6.2.2 Cenário 2: COV=10% e n=3

Na Figura 6.2 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). Nesse cenário são mantidos fixos o coeficiente de variação do concreto de 10% e o número de testemunhos extraídos de 3, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e da perda da área transversal do aço (0, 10 e 20%).

Nota-se que, para o coeficiente de variação do concreto igual a 10%, a influência da variabilidade da resistência ao escoamento do aço diminuiu, pois nesse caso tanto a resistência à compressão do concreto como a resistência ao escoamento do aço têm a mesma variabilidade. Entretanto, como ambos apresentam a mesma variabilidade, a perda na área de aço ainda apresenta uma grande influência no aumento da probabilidade de falha. Também pode-se perceber que, nesse cenário, o aumento da razão de carregamento veio acompanhado da diminuição do índice de confiabilidade.

Para o coeficiente de variação igual a 10%, índices de confiabilidade abaixo do índice de confiabilidade aceitável considerado (3,50) já são encontrados para estruturas sem perda de aço, tanto para os pilares de 15MPa quanto para os pilares de 30 MPa. Nos pilares de 50 MPa, foram encontrados índices de confiabilidade acima do alvo para as razões de 1 e 2 e taxa de armadura de 1, 2 e 4%. Para a razão 0,5, o valor é próximo ao alvo, mantendo-se em 3,49.

A partir do primeiro nível de perda de 10%, todos os pilares de 15 e 30 MPa apresentaram probabilidades de falha abaixo do aceitável, representando um maior nível de insegurança e necessidade de intervenção, principalmente para perdas de 20%. Já para os pilares de 50 MPa, os valores são aceitáveis apenas para a taxa de armadura de 2% e razão igual a 2.

Para os pilares de 15 e 30 MPa, a situação é crítica para as perdas de 20%. O índice de confiabilidade representa condição mais insegura principalmente para a razão de carregamento igual a 2. Para os pilares de 50 MPa, ainda pode-se encontrar valores próximos ao alvo, como é o caso da taxa de armadura de 1% e razão de carregamento igual a 2.

Observa-se, para os pilares de 15 e 30 MPa, que o aumento da armadura para pilares sem perdas aumenta o nível de confiabilidade. Entretanto, com a perda da área, o índice de confiabilidade torna-se menor para os pilares com maiores armaduras.

Verificou-se, portanto, que os pilares cujo coeficiente de variação do concreto é de 10% já não apresentam tanta segurança quanto o verificado no cenário anterior (5%), mesmo para pilares de maior resistência.

No geral, foi possível observar padrões semelhantes àqueles apresentados na análise da Figura 6.1. Pode-se observar que índice de confiabilidade tende a aumentar com o aumento da razão de carregamento, tanto para os pilares originais quanto para os pilares com perda da área de aço (exceto para os pilares com resistência à compressão de 15 MPa e taxa de armadura de 1 e 2%). Em contrapartida, observou-se a tendência do índice de confiabilidade de aumentar com o aumento da taxa de armadura longitudinal, exceto para o caso do pilar original de resistência à compressão de 50 MPa, que não apresentou mudança significativa em seu índice de confiabilidade apesar da variação da taxa de armadura. Na análise, também se contou com o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar e inversamente proporcional ao aumento da porcentagem de perda de área de aço. Nesse cenário, todos os valores de índice de confiabilidade obtidos foram inferiores ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), e também foram encontrados índices de confiabilidade inferiores aos sugeridos pela *fib* MC 2010 (2011), de valor 3,2 (mostrados na Tabela 3.2), para o pilar de resistência à compressão igual a 15 MPa, razão de carregamento igual a 2 e perda de 20% da área de aço.

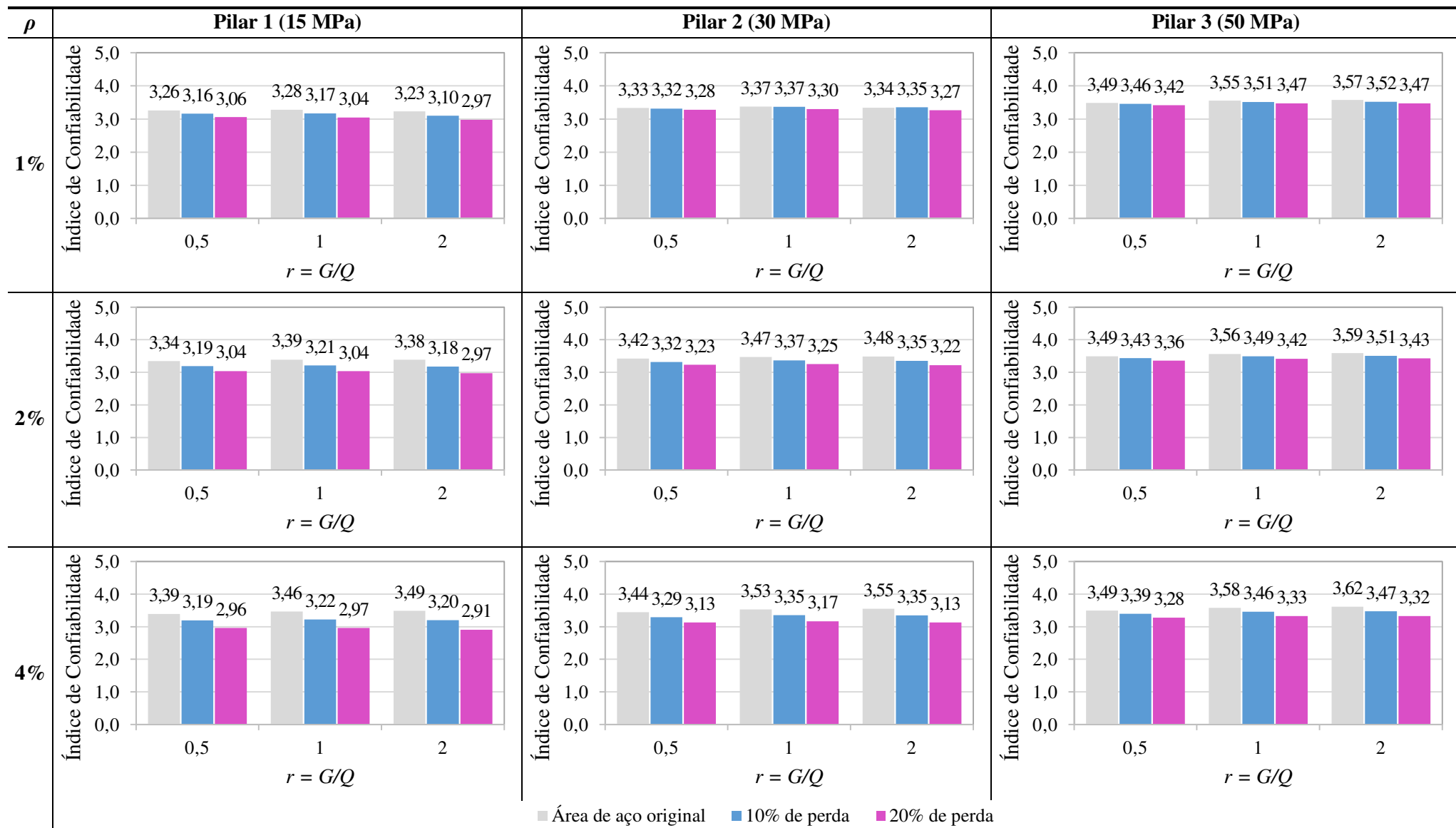


Figura 6.2 - Índices de confiabilidade para COV = 10% e $n = 3$, e variação de r , ρ , perda de aço e resistência à compressão do concreto

6.2.3 Cenário 3: COV=15% e n=3

Na Figura 6.3 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 15% e o número de testemunhos extraídos de 3, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e da perda da área transversal do aço (0, 10 e 20%).

Foi observado que a mudança do coeficiente de variação do concreto para 15% representa uma grande diferença na probabilidade de falha em relação aos outros dois cenários. Para o cenário correspondente ao coeficiente de variação igual a 15%, a resistência à compressão do concreto passa a ter preponderância na variabilidade da resistência do pilar por ser consideravelmente superior à variabilidade da resistência ao escoamento do aço. Portanto, dado que a variabilidade do aço (10%) se torna de menor influência diante daquela do concreto, para maior área do concreto deverá haver maior probabilidade de falha. A maior área do concreto corresponde a situações de menores taxas de armadura (1 e 2%).

Para pilares com coeficiente de variação igual a 15%, foram encontrados índices de confiabilidade pequenos, principalmente para os pilares de concreto com resistência à compressão de 15 MPa. Para eles, índices de confiabilidade inferiores a 3 foram encontrados mesmo para pilares sem perda, resultando em probabilidades de falha próximas a 1×10^{-3} para as razões de carregamento iguais a 0,5 e 1 e taxa de armadura de 1%. Já para a razão de carregamento igual a 2, a probabilidade de falha é maior, com valores próximos a $1,4 \times 10^{-3}$. Nesses mesmos pilares de 15 MPa, as probabilidades de falha mantêm-se altas também para as taxas de armadura de 2 e 4%, porém decrescendo com o aumento da taxa de armadura.

Do mesmo modo, para os pilares originais de 30 MPa, o índice de confiabilidade mostrou-se abaixo do aceitável para todas as taxas de armadura. Com o primeiro nível de perda de 10%, probabilidades de falha acima das aceitáveis também foram encontradas, entre elas algumas excessivamente altas, como é o caso para as taxas de armadura de 1 e 2% e razão de carregamento igual a 2.

Os pilares de 50MPa, embora tendo coeficiente de variação do concreto alto (15%) e mesmo com a perda de 20% da área da seção transversal da armadura, apresentaram índices de confiabilidade aceitáveis, superiores a 3,46 (correspondente à probabilidade de falha igual a $2,7 \times 10^{-4}$). Mais uma vez, concluiu-se que, apesar dos concretos de 50 MPa terem resistência

alta, a confiabilidade estrutural é afetada com a perda do aço e valores abaixo do considerado aceitável são encontrados.

O coeficiente de variação do concreto de 15% pode representar um concreto com controle de qualidade médio na execução e/ou alto nível de incerteza na retirada dos testemunhos. Entretanto, como o coeficiente de variação mantém-se com uma incerteza inerente ao problema de estruturas existentes, são considerados vários cenários de análise, sendo que quanto maior o seu valor, menor o rigor.

Em comparação com as análises anteriores, observa-se que, nesse caso, não há um padrão de aumento ou diminuição do índice de confiabilidade com a razão de carregamento. Na maioria dos pilares, a confiabilidade para a razão igual a 1 é maior que a confiabilidade para a razão igual a 0,5, porém menor que a confiabilidade para a razão igual a 2. Além disso, observou-se a tendência do índice de confiabilidade de aumentar com o aumento da taxa de armadura longitudinal, assim como o ocorrido na análise da Figura 6.2. Na análise, também se contou com o aumento do índice de confiabilidade em relação ao aumento da resistência à compressão do concreto e diminuição da confiabilidade com o aumento da porcentagem de perda de área de aço. Nesse cenário, além de todos os valores de índice de confiabilidade encontrados serem inferiores ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), também foram encontrados índices de confiabilidade inferiores aos sugeridos pela *fib* MC 2010 (2011), de valor 3,2 (mostrados na Tabela 3.2), para pilares originais com resistência à compressão do concreto de 15 MPa.

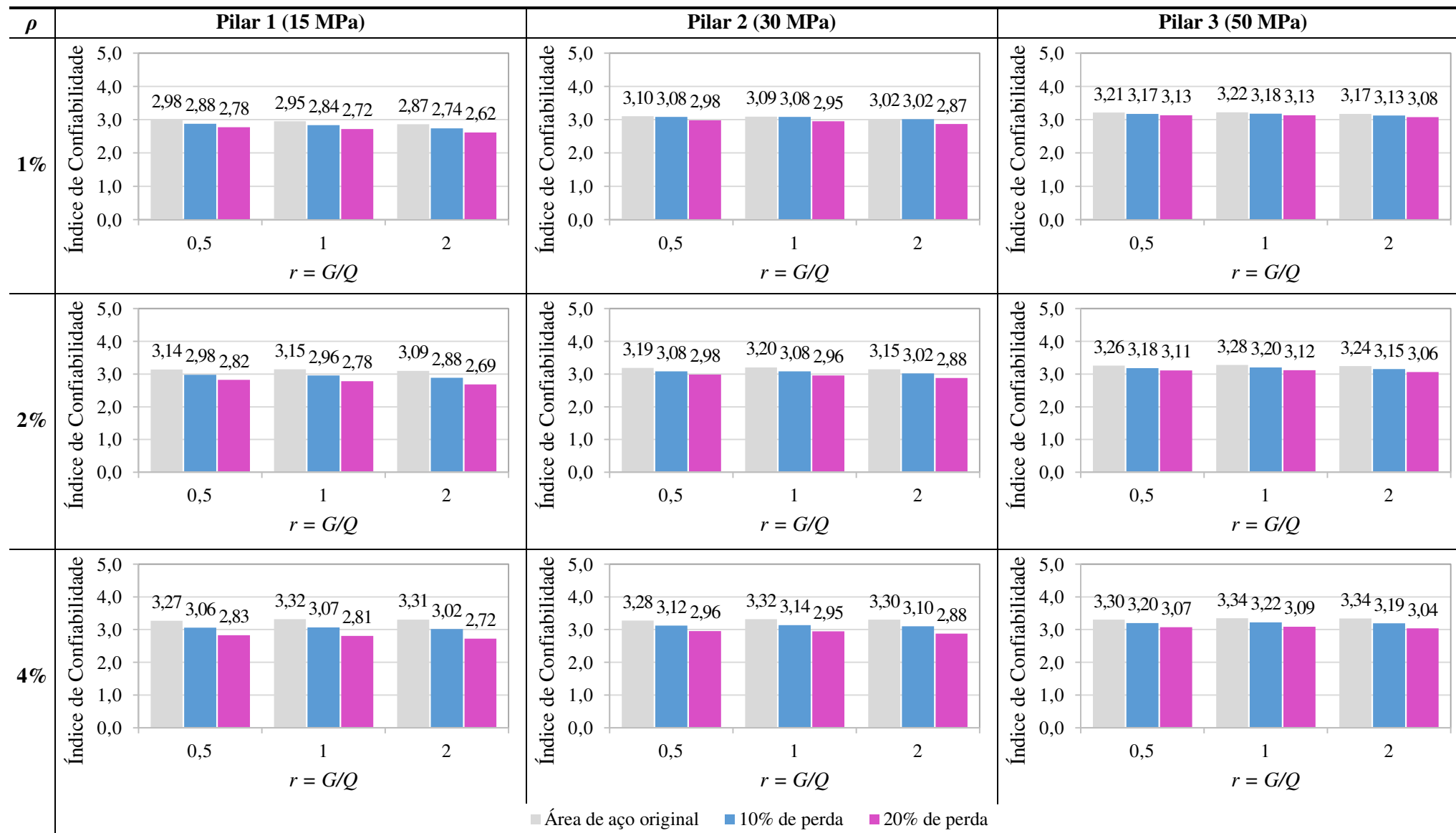


Figura 6.3– Índices de confiabilidade para COV=15% e $n = 3$, e variação de r , ρ , perda de aço e resistência à compressão do concreto

6.2.4 Cenário 4: COV=5% e n=8

Na Figura 6.4 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 5% e o número de testemunhos extraídos de 8, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e da perda da área transversal do aço (0, 10 e 20%).

Considerando agora o número de testemunhos extraídos da estrutura como 8, espera-se que os valores encontrados para índice de confiabilidade e probabilidade de falha representem um cenário com menos erros amostrais associados. Entretanto, observa-se que, na prática, a retirada de tal variedade de amostras pode ser considerada impraticável em algumas estruturas existentes, dependendo de fatores como sua situação de degradação e posição do elemento estrutural.

Para os pilares originais de 15 MPa, índices de confiabilidade acima de 3,5 foram encontrados para os três valores de taxas de armadura estudadas. Para a taxa de armadura de 1% e perda de 10% da área de aço, foram encontrados valores acima do alvo. Entretanto, para a perda de 20% valores inferiores a 3,50 foram obtidos para todas as taxas de armadura e razões de carregamento.

Para os pilares de 30 MPa, foram obtidos valores acima do índice de confiabilidade alvo para as perdas de aço de 10%, exceto para a taxa de armadura de 4% e a razão de carregamento de 0,5. Entretanto, para perdas de 20%, valores abaixo do alvo também foram encontrados para a taxa de armadura de 2% e razão 0,5 e para todas as razões da taxa de armadura de 4%.

Já para os pilares de 50 MPa, observou-se que índices de confiabilidade acima do alvo foram encontrados até para os pilares com perda de 20% de aço, exceto para aqueles com taxa de armadura de 4% e razão de carregamento igual a 0,5.

Pode-se verificar que um controle de qualidade de excelência do concreto contribui para o aumento do tempo de vida útil da estrutura, uma vez que garante um baixo coeficiente de variação para o concreto e, conseqüentemente, uma menor probabilidade de falha.

No geral, foi possível observar padrões semelhantes àqueles apresentados na análise da Figura 6.1 (que também tem COV igual a 5%, porém número de testemunhos igual a 3). Pode-se observar que o índice de confiabilidade aumentou com o aumento da razão de carregamento, tanto para os pilares originais quanto para os pilares com perda da área de aço. Além disso, observou-se a tendência de o índice de confiabilidade diminuir com o aumento da taxa de

armadura longitudinal. Na análise, também se contou com o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar e inversamente proporcional ao aumento da porcentagem de perda de área de aço. Nesse cenário, grande parte dos pilares apresentou o índice de confiabilidade superior ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), mesmo os pilares com perda de aço de 20%.

Na comparação dos cenários de COV igual a 5% e número de testemunhos igual a 3 e 8, não foram observadas grandes diferenças em relação à confiabilidade. O que pode-se perceber é que, para os pilares com menor taxa de armadura, a confiabilidade é menor quando o número de testemunhos é 3. Entretanto, com o aumento da taxa de armadura, observou-se que a confiabilidade se tornou menor para o número de testemunhos igual a 8. Os valores de diferença entre os índices de confiabilidade, nesse caso, não passaram de 0,05, mostrando-se insignificantes.

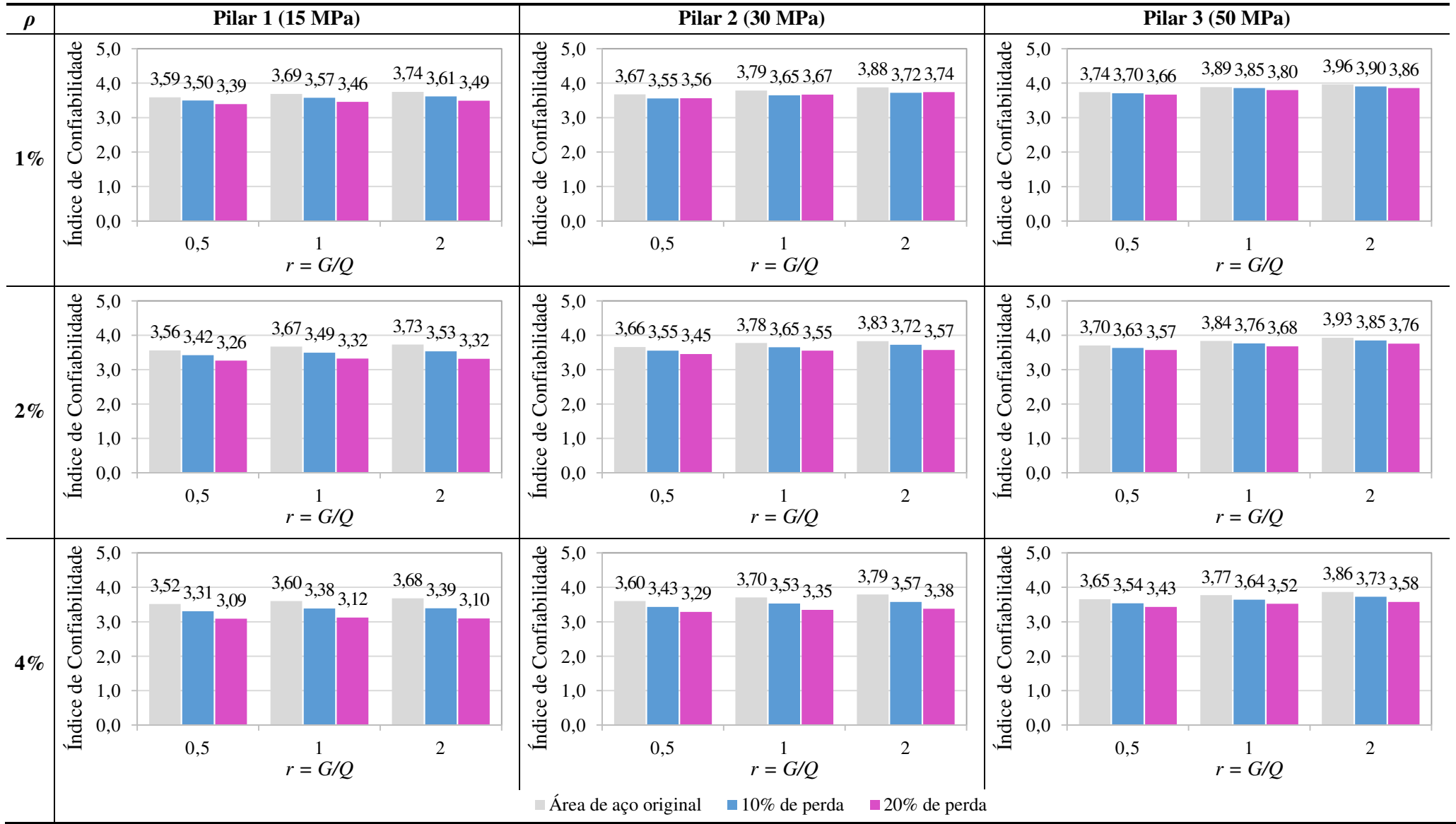


Figura 6.4 - Índices de confiabilidade para COV=5% e n = 8, e variação de r, ρ , perda de aço e resistência à compressão do concreto

6.2.5 Cenário 5: COV=10% $n=8$

Na Figura 6.5 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 10% e o número de testemunhos extraídos de 8, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e da perda da área transversal do aço (0, 10 e 20%).

Para o pilar de 15 MPa, foram encontrados índices de confiabilidade abaixo do índice alvo, o que simboliza que, mesmo sem nenhuma perda, o elemento estrutural de 15 MPa apresenta um alerta quanto à confiabilidade. Também pode-se afirmar que a diminuição do índice de confiabilidade acompanhou o aumento da taxa de armadura. Para a razão de carregamento igual a 2, e perda de aço de 20%, o índice de confiabilidade encontrado foi inferior a 3,00 tanto para a taxa de armadura de 1% quanto para as taxas de 2 e 4%. Nesse caso, pode-se perceber que o aumento do número de testemunhos mostrou uma diminuição na probabilidade de falha de pilares de baixa resistência.

Para pilares de 30 MPa, com a taxa de armadura de 2%, foram obtidos valores de confiabilidade acima de 3,50 para os pilares originais, contrastando com o cenário de 3 testemunhos, no qual o índice de confiabilidade alvo não foi atingido. Para as perdas de 20%, os valores de índice de confiabilidade encontrados não foram inferiores a 3,20 (correspondente à probabilidade de falha de 7×10^{-4}), que são considerados baixos, porém, não são extremamente alarmantes.

Para os pilares de 50 MPa, não foram registrados índices de confiabilidade inferiores ao alvo para razões de carregamento iguais a 1 e 2, entretanto, para a razão igual a 0,5, este manteve-se abaixo do alvo para a perda de aço de 10% e taxa de armadura de 4%, e também para a perda de aço de 20% e taxa de armadura de 2% e 4%.

No geral, pode-se observar que o índice de confiabilidade tendeu a aumentar com o aumento da razão de carregamento. Notou-se também o aumento dos índices de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura para os pilares de resistência à compressão do concreto de 15 MPa. Já para os pilares de 30 e 50 MPa, observou-se que os índices de confiabilidade relativos às taxas de armadura de 2% foram superiores aos das taxas de armadura de 1% e 4%. Na análise, também foi observado o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar e inversamente proporcional ao aumento da porcentagem de perda de área de aço. Nesse cenário, grande parte dos pilares originais

obtiveram índices de confiabilidade superiores ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), exceto alguns pilares de concreto com resistência à compressão de 15 MPa. Também foram encontrados índices de confiabilidade inferiores aos sugeridos pela *fib* MC 2010 (2011), de valor 3,2 (mostrados na Tabela 3.2), para pilares de resistência à compressão igual a 15 MPa e perdas de 10 e 20% da área de aço.

Na comparação dos cenários de COV igual a 10% e número de testemunhos igual a 3 e 8, foram observadas pequenas diferenças em relação à confiabilidade. Na maioria dos casos, os índices de confiabilidade superiores foram encontrados para o cenário em que o número de testemunhos extraídos foi igual a 8. As diferenças entre índices de confiabilidade, nesse caso, não passaram de 0,20, mostrando-se pouco significativas.

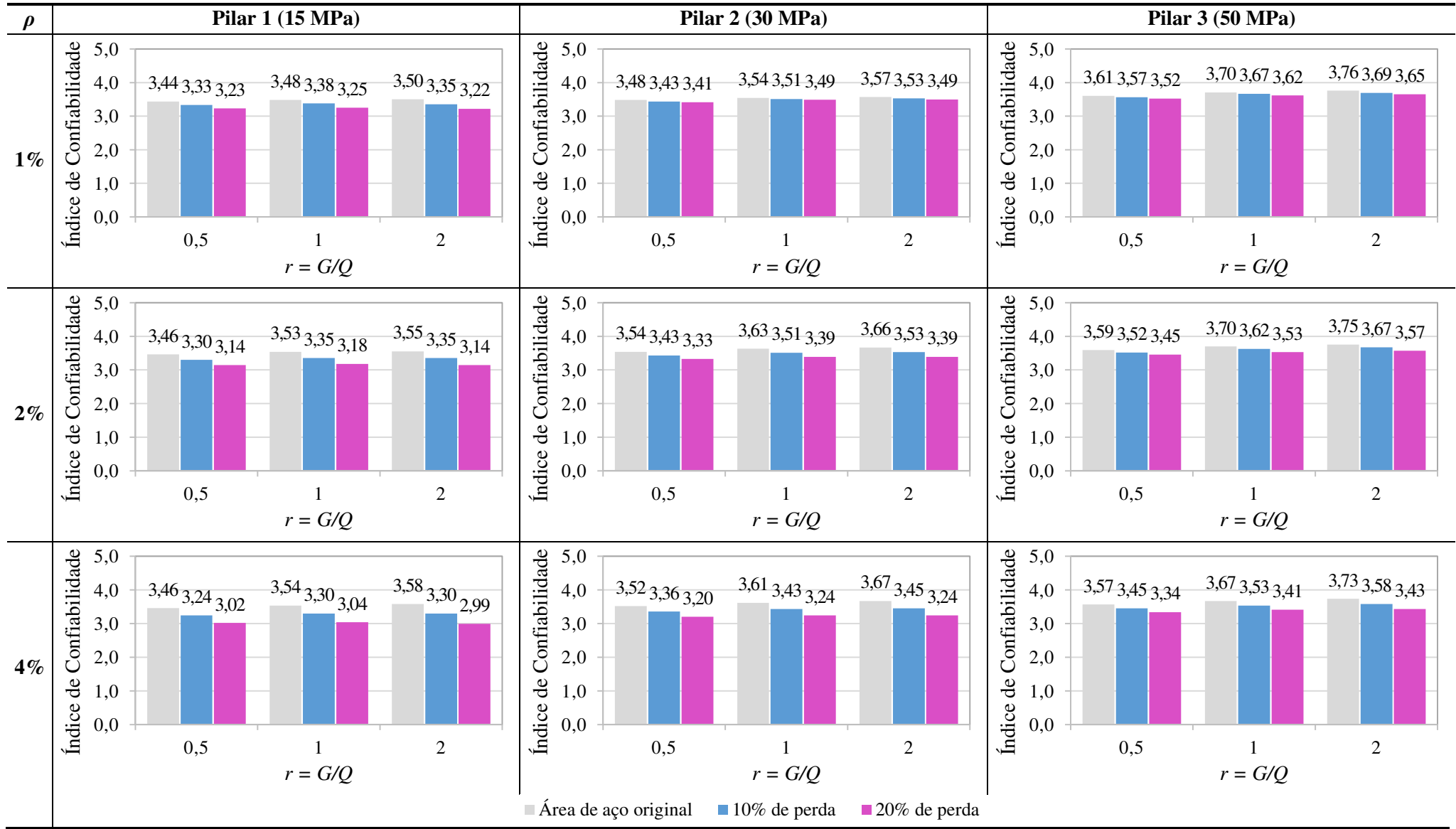


Figura 6.5– Índices de confiabilidade para COV=10% e $n = 8$, e variação de r , ρ , perda de aço e resistência à compressão do concreto

6.2.6 Cenário 6: COV= 15% e n=8

Na Figura 6.6 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 15% e o número de testemunhos extraídos de 8, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e da perda da área transversal do aço (0, 10 e 20%).

Mais uma vez, para o coeficiente de variação do concreto de 15%, resultados de índices de confiabilidade relativamente baixos foram encontrados. Como esperado, a influência do coeficiente de variação alto é de grande impacto principalmente para o pilar de 15 MPa com a menor taxa de armadura (no caso, 1%), devido à maior influência da resistência do concreto em relação à resistência total do pilar. Nesses pilares, antes da perda do aço, o índice de confiabilidade atingiu o índice de confiabilidade alvo apenas para a taxa de armadura de 4% e razão de carregamento igual a 0,5. Desse modo, conclui-se que, pilares de 15 MPa, cujo controle de qualidade no momento de execução é de nível baixo ou que apresentam erro amostral de extração de testemunhos acentuado, já estão com níveis baixos de confiabilidade mesmo antes de sofrerem algum tipo de degradação. Após a perda de 10%, os valores de confiabilidade continuaram abaixo do alvo e, após a perda de 20%, o índice de confiabilidade chegou a atingir valores inferiores a 3,00, como é o caso das taxas de armadura de 1 e 2% e razão de carregamento 2, além da taxa de armadura de 4% e todas as razões de carregamento.

Para os pilares de 30MPa, os valores de probabilidade de falha encontrados para os pilares originais foram mais próximos ao valor alvo, superando-o apenas para a taxa de armadura de 4% e razões de carregamento iguais a 1 e 2. Para esses pilares, a perda da área de aço impactou principalmente o índice de confiabilidade para as maiores razões de carregamento, chegando a triplicar o valor da probabilidade de falha para os pilares com armadura de 4% e razão de carregamento igual a 2.

Já os pilares de 50 MPa mantiveram valores satisfatórios de índices de confiabilidade para perdas de até 10%, mantendo-se acima de 3,50 para alguns casos, como para a taxa de armadura de 1% e razões de carregamento iguais a 1 e 2, e a taxa de armadura de 2% e razão de carregamento igual 2. Apenas para perdas de 20% os índices resultaram em valores inferiores ao índice alvo, tendo os maiores valores encontrados para a razão de carregamento igual 1.

No geral, pode-se observar que índice de confiabilidade tendeu a aumentar com o aumento da razão de carregamento, exceto para os pilares de concreto com resistência à compressão de

15 MPa e taxa de armadura de 1%, nos quais houve um aumento no índice de confiabilidade, seguido por uma diminuição. Do mesmo modo, notou-se o aumento dos índices de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura. Na análise, também se contou com o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar e inversamente proporcional ao aumento da porcentagem de perda de área de aço. Nesse cenário, poucos valores de índice de confiabilidade encontrados para pilares originais foram superiores ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), sendo eles alguns pilares de concreto com resistência à compressão de 30 e 50 MPa. Também foram encontrados índices de confiabilidade inferiores aos sugeridos pela *fib* MC 2010 (2011), de valor 3,2 (mostrados na Tabela 3.2), para pilares de resistência à compressão igual a 15 e 30 MPa e perdas de 10 e 20% da área de aço.

Na comparação dos cenários de COV igual a 15% e número de testemunhos igual a 3 e 8, foram observadas pequenas diferenças em relação à confiabilidade. Em todos os casos, os índices de confiabilidade superiores foram encontrados para o cenário em que o número de testemunhos extraídos foi igual a 8. As diferenças entre os índices de confiabilidade, nesse caso, não passaram de 0,38, mostrando-se relativamente significativas.

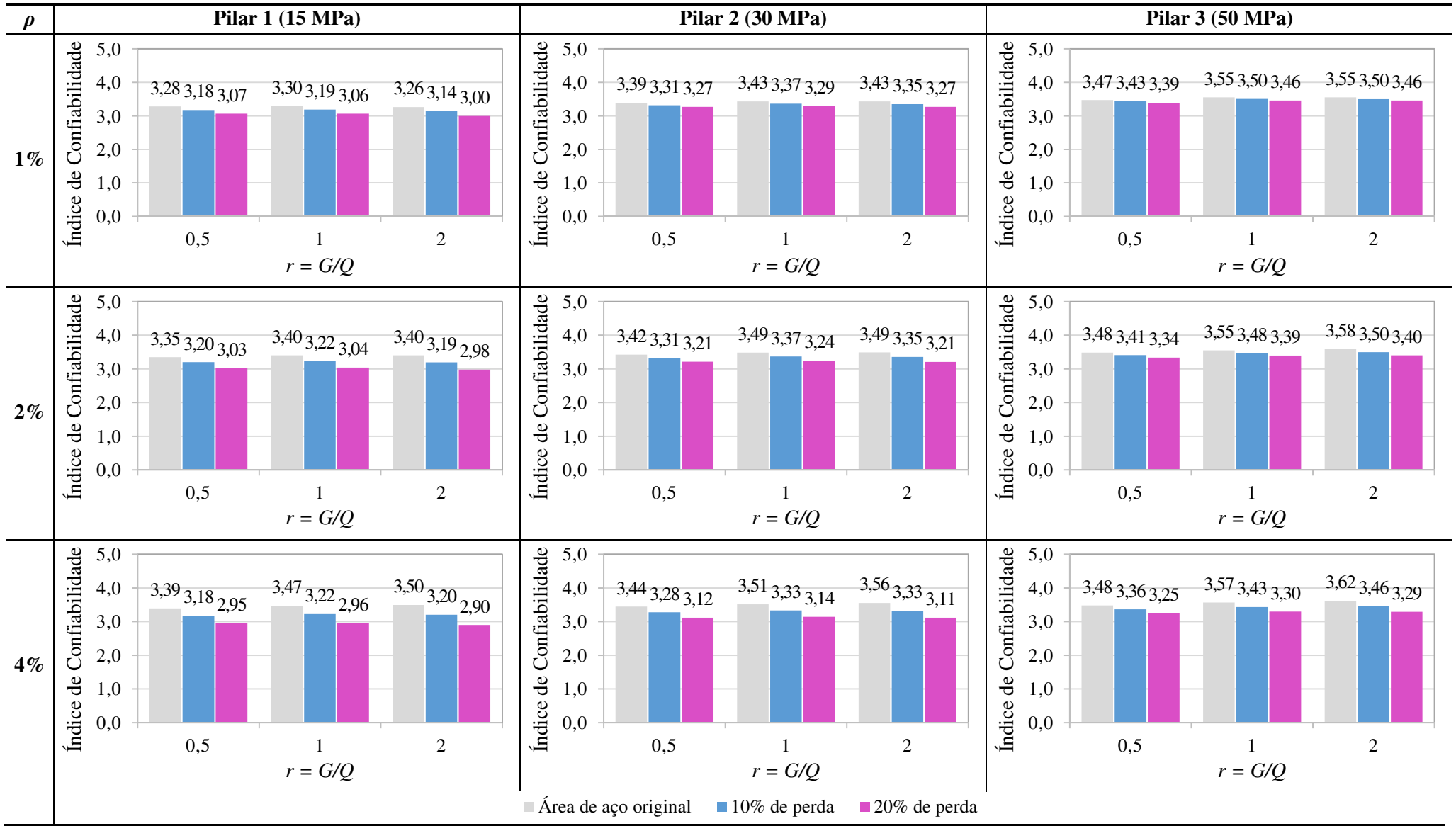


Figura 6.6 – Índices de confiabilidade para COV=15% e $n = 8$, e variação de r , ρ , perda de aço e resistência à compressão do concreto

6.3 Cenários: influência da resistência do concreto como função da idade

Considerando o grande número de análises a serem feitas, na avaliação da influência da resistência do concreto como função da idade nos níveis de confiabilidade, tais análises apresentadas a seguir ficarão restritas a um número de testemunhos igual a 3. Essa é a condição que melhor reflete o número de ensaios que são executados na prática em estruturas existentes, refletindo também a condição mais desfavorável. Pode-se verificar, a partir das análises anteriores, que não houve grande diferença entre os níveis de confiabilidade para o número de testemunhos igual a 3 e igual a 8, portanto, é seguro afirmar que a análise da influência da resistência do concreto como função da idade é bem representada pelo número de testemunhos escolhido.

A análise dos resultados levou em consideração o efeito do ganho da idade do concreto de forma isolada. Não foram consideradas perdas na área de aço da armadura transversal. Em cada cenário de combinações apresentado a seguir, será possível observar os distintos valores dos índices de confiabilidade para os coeficientes de variação do concreto de 5, 10 e 15%. Nesses cenários, é mostrada a relação da confiabilidade para os diferentes tipos de concreto, sendo eles o concreto original (sem perda de área de aço) SCE (sem consideração do efeito do ganho de resistência com a idade), o concreto do tipo I (com ganho de 30% de resistência aos 20 anos) e o concreto do tipo III (com ganho de 18,5% de resistência aos 20 anos). Levou-se em consideração também, nesse caso, o efeito de longa duração da carga atuando sobre os pilares.

Lembrando que, para que sejam comparadas as confiabilidades, os pilares são analisados na mesma idade, ou seja, aos 28 dias. Para que isso seja possível, para os concretos dos tipos I e III, foi considerado que os testemunhos são extraídos e ensaiados aos 20 anos. Em relação à resistência encontrada é calculada sua resistência equivalente, conforme a Eq. (4.1), e minorado o seu ganho de resistência, conforme a Eq. (5.1). Para o concreto SCE, não foram feitas minorações em relação à resistência equivalente calculada.

6.3.1 Cenário 1: Concretos SCE e tipos I e III, COV=5%

Na Figura 6.7 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 5% e o número de testemunhos extraídos igual a 3, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e o tipo de cimento (SCE, tipo I e tipo III).

Para o menor coeficiente de variação do concreto, de 5%, os pilares de 15 MPa SCE apresentaram índice de confiabilidade superior ao índice de confiabilidade alvo de 3,50 para todas as taxas de armadura. Entretanto, para os pilares do tipo I, o alvo não foi atingido em nenhuma das hipóteses. Os valores que mais se aproximaram deste foram para a taxa de armadura de 4%, em que, para a razão igual a 2, foram encontrados índices de confiabilidade próximos ao β_{alvo} , na ordem de 3,39. Foi observado que, para a maior taxa de armadura, de 4%, a confiabilidade aumentou conforme o aumento da razão entre carga permanente e carga variável. Já para a taxa de armadura mínima, de 1%, para o concreto do tipo I, a maior confiabilidade encontrada foi para $r=1$, seguida de $r=2$ e $r=0,5$.

Já para o pilar de 30MPa, o índice de confiabilidade alvo continuou não sendo atingido para o concreto do tipo I e continuou sendo atingido para o concreto do tipo III, exceto para a taxa de armadura de 4% e razão de carregamento de 0,5. No geral, as maiores confiabilidades foram obtidas para as razões de 2, seguidas pelas razões de 1 e 0,5.

Como já era esperado, os pilares de 50MPa apresentaram os maiores índices de confiabilidade da simulação. Para esse valor de resistência do concreto, valores acima do β_{alvo} foram atingidos para taxas de armadura de 1, 2 e 4% para os concretos SCE e tipo III. Entretanto, para o concreto do tipo I, o índice de confiabilidade atingiu o alvo apenas para a taxa de armadura de 1% e razões 1 e 2. De modo similar aos dos concretos de 15 e 30 MPa, para a taxa de armadura de 4%, o índice de confiabilidade cresceu com o aumento da razão. O mesmo foi observado para as taxas de armadura de 1 e 2%.

Os pilares SCE apresentaram um β consideravelmente maior para todos os casos, principalmente em relação aos concretos do tipo I. As maiores diferenças entre as confiabilidades SCE e dos tipos I e III foram encontradas para a taxa de armadura de 2%, enquanto as menores foram encontradas para a taxa de armadura de 4%. Isso é devido ao fato de que a menor taxa de armadura corresponde à maior área de concreto e, assim sendo, a diferença entre resistências tem maior influência na resistência final do pilar.

No geral, pode-se observar que o índice de confiabilidade tendeu a aumentar com o aumento da razão de carregamento. Em contrapartida, notou-se a diminuição dos índices de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura. Na análise, assim como nas anteriores, contou-se com o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar. Foi observado que, para o concreto do tipo III, para o qual foi considerado um ganho de resistência de 18,5% ao longo de 20 anos, a confiabilidade foi ligeiramente menor

que a confiabilidade dos pilares SCE. O mesmo ocorreu com os pilares do tipo I em relação aos pilares do tipo III. Pode-se observar, entretanto, que a diferença entre o índice de confiabilidade dos pilares do tipo I e SCE é significativa, podendo chegar a 0,53. Esse fato pode ser explicado pelo fato de que os concretos do tipo III tiveram um aumento de resistência inferior aos concretos do tipo I e, portanto, ao serem calculadas suas resistências equivalentes aos 28 dias, tiveram suas resistências minoradas.

Nesse cenário, todos os valores de índice de confiabilidade encontrados para pilares SCE foram superiores ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), como já observado na Figura 6.1. O mesmo ocorreu com os pilares do tipo III, exceto para alguns pilares cuja resistência à compressão do concreto é 15 MPa e a taxa de armadura é de 2 e 4%. Já os pilares do tipo I apresentaram índices de confiabilidade inferiores ao índice de confiabilidade alvo adotado, embora em valores não tão abaixo, sendo o menor deles 3,29.

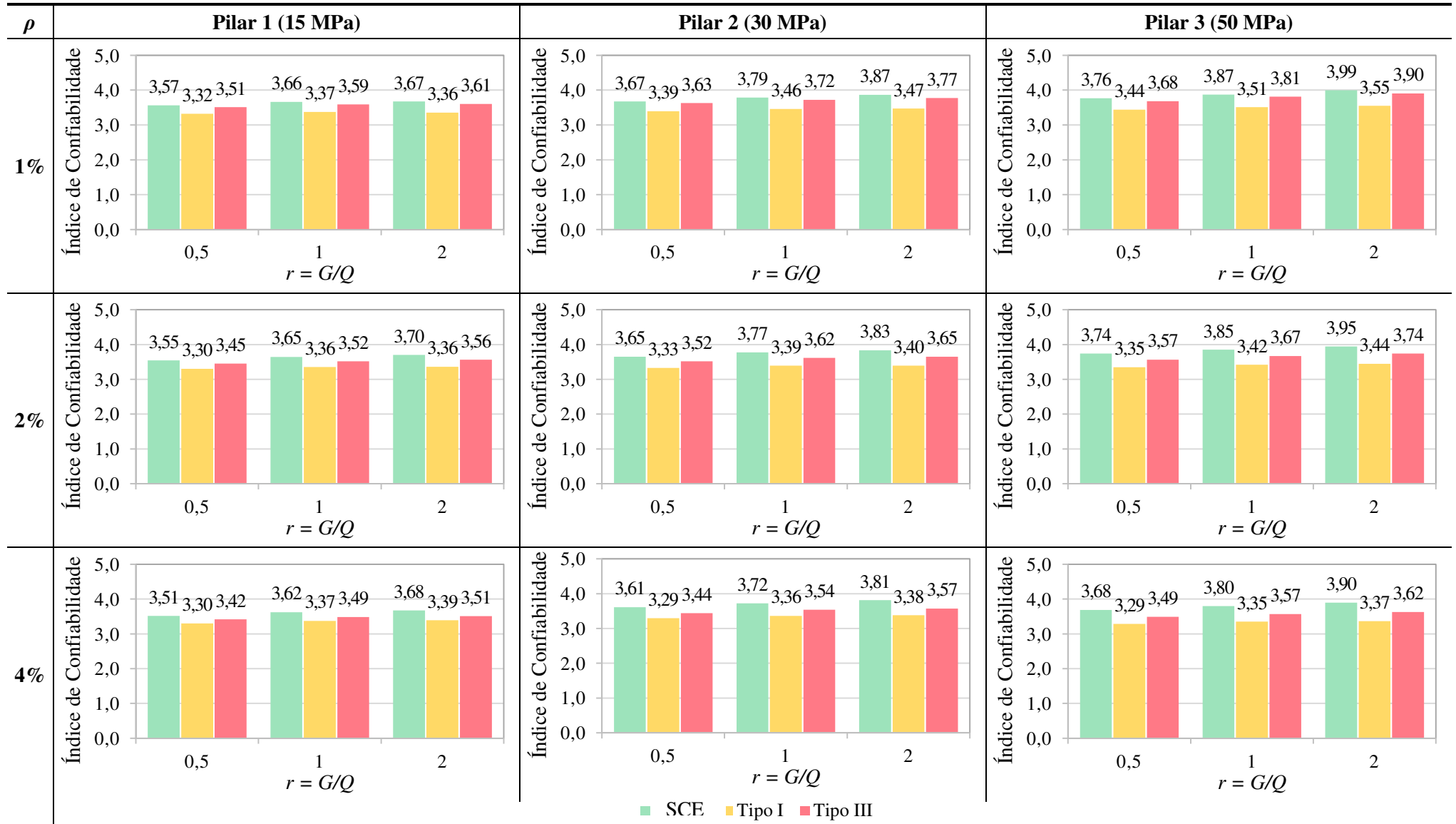


Figura 6.7– Índices de confiabilidade para COV = 5% e n = 3 e variação der, ρ , tipo de cimento e resistência à compressão do concreto

6.3.2 Cenário 2: Concretos SCE e tipos I e III, COV=10%

Na Figura 6.8 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 10% e o número de testemunhos extraídos igual a 3, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e o tipo de cimento (SCE, tipo I e tipo III).

Considerando-se o coeficiente de variação do concreto de 10%, os resultados encontrados para a confiabilidade dos pilares existentes foram significativamente menores em relação ao coeficiente de variação de 5%. Nesse caso, o índice de confiabilidade alvo não foi atingido para os concretos dos tipos I e III para as resistências de 15, 30 e até mesmo de 50 MPa. O mesmo também não foi atingido para o concreto SCE com resistências de 15 e 30 MPa.

A diferença máxima entre os índices de confiabilidades entre os concretos dos tipos I e III passou de 0,35 (encontrados para COV=5%) para valores próximos a 0,31. As maiores diferenças foram encontradas entre os pilares de 50 MPa.

A diferença encontrada entre os índices de confiabilidade SCE e dos tipos I assumiu valores entre 0,19 e 0,26 para os pilares de 15 MPa. Já em relação ao tipo III, esses valores foram de 0,05 e 0,14. As maiores diferenças foram encontradas para a maior taxa de armadura, enquanto as menores diferenças foram encontradas para a menor. Além disso, a diferença também aumentou com o aumento da razão entre as cargas.

Já os pilares de 30 MPa apresentaram crescimento do índice de confiabilidade para os concretos do tipo I com o aumento da taxa de armadura, para as razões de carregamento iguais a 1 e 2. Já para os concretos do tipo III, observaram-se os menores índices de confiabilidade para a taxa de armadura de 2% e razões de carregamento iguais a 1 e 2.

Para o concreto de resistência de 50 MPa foram observados índices de confiabilidade relativamente baixos. Pode-se observar que os concretos do tipo I atingiram o coeficiente máximo de 3,20, para as taxas de armadura de 1 e 2% e razão de carregamento igual a 1. Mesmo os concretos do tipo III não atingiram o índice de confiabilidade alvo, apresentando valores máximos de 3,48 para as taxas de armadura de 1% e razão de 1.

Pode-se observar que, no caso do coeficiente de variação do concreto igual ao coeficiente de variação do aço (no caso, 10%), a influência da resistência do concreto foi maior em relação aos resultados anteriores (em que o coeficiente de variação do concreto era de 5%). O aumento

do COV do concreto gera uma maior diferença entre os índices de confiabilidade tanto entre os concretos dos tipos I e III quanto entre o concreto SCE.

No geral, pode-se observar que índice de confiabilidade tendeu a diminuir com o aumento da razão de carregamento. Em contrapartida, pode-se notar o aumento dos índices de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura. Na análise, assim como nas anteriores, contou-se com o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar. Foi observado que, para o concreto do tipo III, para o qual foi considerado um ganho de resistência de 18,5% ao longo de 20 anos, a confiabilidade foi ligeiramente menor que a confiabilidade dos pilares SCE. O mesmo ocorreu com os pilares do tipo I em relação aos pilares do tipo III. A diferença entre o índice de confiabilidade dos pilares do tipo I e SCE manteve-se significativa, podendo chegar a 0,5.

Nesse cenário, alguns dos valores de índice de confiabilidade encontrados para pilares da SCE foram superiores ao β_{alvo} adotado (de valor 3,5), como já observado na Figura 6.2. Já para os pilares do tipo III, o valor de β_{alvo} não foi alcançado. Os pilares do tipo I apresentaram índices de confiabilidade mais distantes do índice de confiabilidade alvo adotado, sendo o menor deles igual a 3,03.

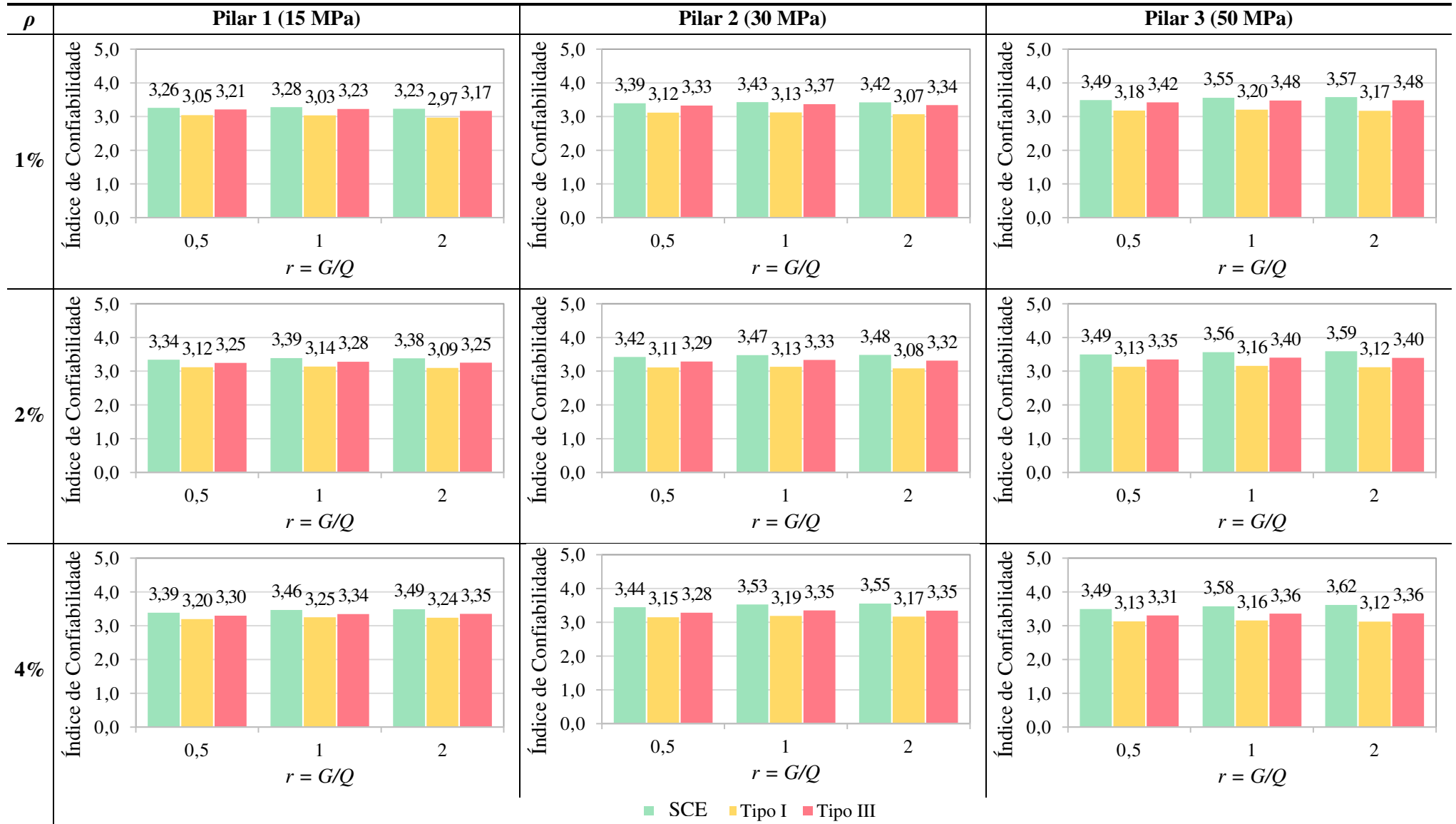


Figura 6.8– Índices de confiabilidade para COV = 10% e n = 3 e variação de r, ρ , tipo de cimento e resistência à compressão do concreto

6.3.3 Cenário 3: Concretos SCE e tipos I e III, COV=15%

Na Figura 6.9 são apresentados os índices de confiabilidade obtidos para concretos com distintos valores de resistência à compressão (15, 30 e 50 MPa) e distintas taxas de armadura longitudinal (1, 2 e 4%). São parâmetros fixos o coeficiente de variação do concreto de 15% e o número de testemunhos extraídos igual a 3, e são variados os parâmetros da razão de carregamento (0,5, 1 e 2) e o tipo de cimento (SCE, tipo I e tipo III).

No caso do coeficiente de variação do concreto de 15%, o índice de confiabilidade alvo não foi atingido para os concretos dos tipos I e III (além dos concretos SCE), mesmo para os de resistência de 50 MPa.

Valores de índice de confiabilidade bastante reduzidos foram encontrados para os concretos dos tipos I e III, principalmente para aqueles de 15 MPa. Pode-se observar que, para a taxa de armadura de 1% e razão entre cargas igual a 2, o concreto do tipo I apresentou β no valor de 2,64 (o que corresponde à probabilidade de falha altíssima da ordem de grandeza de 0,01, conforme valores apresentados na Tabela 3.1). O valor máximo encontrado do índice de confiabilidade para o concreto do tipo I e resistência de 15 MPa foi de 3,10, para a taxa de armadura de 4% e razão de carregamento igual a 0,5.

Mesmo para os concretos de resistência de 50 MPa, índices de confiabilidade inferiores a 3,00 foram encontrados para os concretos do tipo I, em todas as taxas de armadura e razões de carregamento. Entretanto, para os concretos do tipo III, todos os valores mostraram-se acima de 3,11.

Em todos os casos, assim como foi observado nos cenários anteriores, as maiores diferenças entre os índices de confiabilidade dos concretos dos tipos I e III foram encontradas para os pilares de menor resistência, enquanto as menores diferenças foram encontradas para os valores de maior resistência.

No geral, pode-se observar que índice de confiabilidade tendeu a diminuir com o aumento da razão de carregamento. Em contrapartida, pode-se notar o aumento dos índices de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura. Na análise, assim como nas anteriores, contou-se com o aumento do índice de confiabilidade proporcional ao aumento da resistência à compressão do pilar. Foi observado que, para o concreto do tipo III, para o qual foi considerado um ganho de resistência de 18,5% ao longo de 20 anos, a confiabilidade foi ligeiramente menor que a confiabilidade dos pilares SCE. O mesmo ocorreu com os pilares do tipo I em relação aos

pilares do tipo III. A diferença entre o índice de confiabilidade dos pilares do tipo I e SCE manteve-se significativa, chegando a 0,44.

Nesse cenário, nenhum dos pilares atingiu o índice de confiabilidade alvo adotado. Índices de confiabilidade alarmantes (abaixo de 3,00, cuja probabilidade de falha correspondente é próxima a $1,34 \times 10^{-3}$) foram encontrados para os pilares de 15 MPa, mesmo para pilares SCE e, principalmente, para os pilares do tipo III. Assim como nas análises anteriores, os pilares do tipo I apresentaram índices de confiabilidade mais distantes do índice de confiabilidade alvo adotado, sendo o menor deles igual a 2,81.

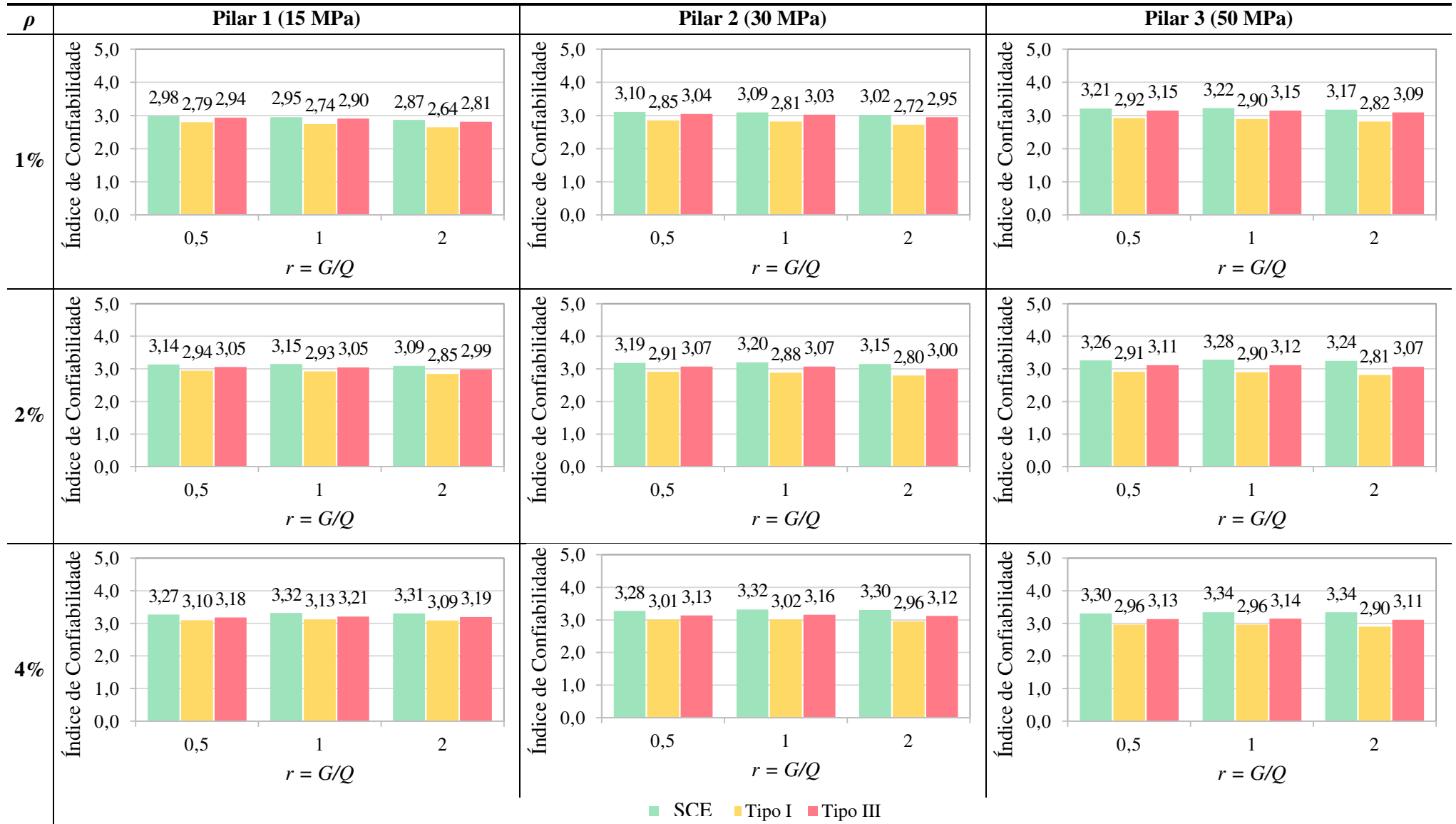


Figura 6.9– Índices de confiabilidade para COV = 5% e n = 3 e variação de r, ρ , tipo de cimento e resistência à compressão do concreto

7

SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 Sumário

A pesquisa aqui apresentada deu continuidade àquela intitulada “Avaliação da Confiabilidade de Estruturas Existentes: Influência da Resistência à Compressão do Concreto” (BADIMUENA, 2017) desenvolvida no PROPEEs (UFMG). No trabalho anterior, a questão da confiabilidade de estruturas existentes foi analisada a partir da influência das estatísticas da resistência do concreto. No presente trabalho, o tema anterior foi ampliado, incorporando a influência da perda da área da seção transversal da armadura longitudinal de aço e o efeito da idade do concreto nos níveis de confiabilidade atingidos. Para tanto, um arcabouço probabilístico foi utilizado na avaliação da confiabilidade de pilares curtos, existentes, de concreto armado sujeitos a carregamento centrado.

As probabilidades de falha foram obtidas através da Simulação de Monte Carlo e os efeitos dos distintos parâmetros considerados foram investigados. As análises contemplaram 486 modelos de pilares, por meio da variação: do número de testemunhos ($n=3$ e 8), da resistência à compressão do concreto ($f_{cm}=15, 30$ e 50 MPa), do coeficiente de variação do concreto ($COV=5,10$ e 15%), da razão de carregamento, peso próprio/sobrecarga ($r=0,5, 1$ e 2), da taxa de armadura longitudinal ($\rho=1, 2$ e 4%) e da perda de seção transversal de aço ($0, 10$ e 20%). Foi considerada também a influência da idade na resistência à compressão do concreto, resultando em 243 modelos de pilares para a referida análise.

Os resultados obtidos nessa pesquisa visaram contribuir com a importante discussão sobre o nível de confiabilidade alvo a ser adotado na avaliação/reabilitação de estruturas existentes. Foi observado que ainda não existe consenso sobre os índices de confiabilidade alvo para estruturas existentes. Entretanto, muitos pesquisadores/comitês normativos sugerem a adoção

de índices de confiabilidade alvo menores do que os adotados para estruturas novas. A justificativa para tal está embasada em critérios econômicos, veja-se, por exemplo, Steenbergen *et al.* (2015). Sendo assim, os índices de confiabilidade sugeridos pelo ACI 440 (2015) e pelo *fib* MC 2010 foram aqui apresentados.

7.2 Conclusões

7.2.1 Perda da área transversal de aço

A partir da análise dos resultados obtidos para os distintos cenários explorados, observou-se que todos os parâmetros investigados (resistência à compressão do concreto, razão do carregamento, taxa de armadura longitudinal e perda de seção transversal de aço) têm uma significativa importância nos níveis de confiabilidade. Além disso, verificou-se que pequenas variações no índice de confiabilidade resultam em grandes variações nas probabilidades de falha. Portanto, é importante que as pequenas variações no índice de confiabilidade não sejam subestimadas.

O coeficiente de variação do concreto é de enorme influência nos níveis de confiabilidade obtidos. Ao contrário do problema do projeto de estruturas novas, em que o coeficiente de variação pode ser tomado usualmente como 10%, no caso de estruturas existentes, distintos fatores envolvem a variabilidade da resistência do concreto, sendo que para tal foram considerados neste trabalho os valores de 5, 10 e 15%.

i) Pilares com $n = 3$

As análises indicaram que, para pilares sem perda de armadura longitudinal com o número de testemunhos extraídos igual a 3 e com o coeficiente de variação do concreto igual a 5%, β está na faixa de:

— 3,51 a 3,70 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,61 a 3,87 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,68 a 3,99 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Já para coeficiente de variação do concreto igual a 10%, foram observados índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,26 a 3,49 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,33 a 3,55 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,49 a 3,62 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Na situação mais severa, que é a do coeficiente de variação igual a 15%, foram observados valores de β na faixa de:

— 2,98 a 3,31 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,10 a 3,30 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,21 a 3,34 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Observa-se assim, que os índices de confiabilidade obtidos aumentaram com o aumento da resistência e diminuíram com o aumento do coeficiente de variação do concreto.

Já para pilares com perdas de 10% da área de aço, número de testemunhos extraídos igual a 3 e com o coeficiente de variação do concreto igual a 5%, foram encontrados índices de confiabilidade considerados medianos, na faixa de:

— 3,32 a 3,55 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,47 a 3,71 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,59 a 3,95 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Para a mesma porcentagem de perda de aço e coeficiente de variação do concreto igual a 10%, obtiveram-se índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,10 a 3,22 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,29 a 3,35 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,39 a 3,52 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Já na situação em que o coeficiente de variação do concreto foi de 15%, os valores de índice de confiabilidade encontrados foram de:

— 2,74 a 3,07 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,02 a 3,14 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,13 a 3,22 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Similarmente ao caso anterior, os índices de confiabilidade aumentaram com o aumento da resistência e diminuíram com o aumento do coeficiente de variação, diminuindo também com a perda de aço.

Para os pilares com a situação mais severa de perdas da área de aço (20%) e coeficiente de variação do concreto igual a 5%, foram encontrados índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,11 a 3,55 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,31 a 3,72 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,37 a 3,88 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Para a mesma porcentagem de perda de aço e coeficiente de variação do concreto igual a 10%, obtiveram-se índices de confiabilidade na faixa de:

— 2,91 a 3,19 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,13 a 3,28 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,28 a 3,47 ($f_{cm} = 50$ MPa).

No caso em que o coeficiente de variação do concreto foi considerado igual a 15% obtiveram-se os menores índices de confiabilidade, estando eles na faixa de:

— 2,62 a 2,83 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 2,87 a 2,98 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,04 a 3,34 ($f_{cm} = 50$ MPa).

ii) Pilares com $n = 8$

Do mesmo modo, para pilares inalterados com o número de testemunhos extraídos igual a 8 e com o coeficiente de variação do concreto igual a 5%, β está na faixa de:

— 3,52 a 3,74 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,60 a 3,88 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,65 a 3,96 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Já para pilares com coeficiente de variação do concreto igual a 10%, foram observados índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,44 a 3,58 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,48 a 3,67 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,57 a 3,76 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Na situação mais severa, que é a do coeficiente de variação igual a 15%, foram observados valores de β na faixa de:

— 3,26 a 3,50 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,39 a 3,56 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,47 a 3,62 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Já para pilares com perdas de 10% da área de aço e coeficiente de variação do concreto igual a 5%, foram encontrados índices de confiabilidade medianos, na faixa de:

— 3,31 a 3,61 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,43 a 3,72 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,54 a 3,90 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Para a mesma porcentagem de perda e coeficiente de variação do concreto igual a 10%, obtiveram-se índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,24 a 3,38 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,36 a 3,53 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,45 a 3,69 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Já na situação em que o coeficiente de variação do concreto foi 15%, os valores de índice de confiabilidade encontrados foram de:

— 3,14 a 3,22 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,28 a 3,35 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,36 a 3,50 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Para os pilares cuja situação é mais extrema das perdas da área de aço consideradas (20%), e coeficiente de variação do concreto igual a 5%, foram encontrados índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,10 a 3,49 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,29 a 3,74 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,43 a 3,86 ($f_{cm} = 50$ MPa).

Para a mesma porcentagem de perda e coeficiente de variação do concreto igual a 10%, obtiveram-se índices de confiabilidade na faixa de:

— 2,99 a 3,25 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,20 a 3,49 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,34 a 3,65 ($f_{cm} = 50$ MPa).

No caso em que o coeficiente de variação do concreto foi considerado igual a 15% obtiveram-se baixos índices de confiabilidade, estando eles na faixa de:

— 2,90 a 3,07 ($f_{cm} = 15$ MPa);

— 3,11 a 3,27 ($f_{cm} = 30$ MPa);

— 3,25 a 3,46 ($f_{cm} = 50$ MPa).

De uma forma geral, a combinação da menor resistência à compressão do concreto aliada ao coeficiente de variação elevado e às menores taxas de armadura longitudinal resultaram em índices de confiabilidade insatisfatórios, tanto para pilares sem perda de armadura, quanto para pilares com as perdas consideradas. Por exemplo, observa-se que para pilares com COV de 5%, $n=3$ e $\rho=1\%$, β é igual a 2,98, 2,88 e 2,78 para pilares sem danos, com perda de 10% e com perda de 20%, respectivamente.

Foi constatada uma importante interação entre o coeficiente de variação do concreto e os níveis de perda de seção transversal de aço. Para o COV do concreto igual a 5%, caso em que a variabilidade do concreto é menor que a variabilidade do aço (10%), foi observado que as perdas da seção de aço tiveram grande influência, resultando em maiores probabilidades de falha em relação aos outros parâmetros. No caso do coeficiente de variação do concreto igual a 10%, foram encontrados valores de β intermediários, ao passo que, para o coeficiente de variação de 10% e a variabilidade do concreto semelhante à do aço, foi observado que a

influência da perda da seção de aço não foi tão grande em relação à situação anterior. Os pilares de concreto com coeficiente de 15%, que representam a situação mais severa, expressaram confiabilidades significativamente baixas, por conta da grande influência da resistência do concreto na estrutura e a grande variabilidade, que possibilita a geração de valores de resistência relativamente distantes da média, causando uma maior probabilidade de falha. Para esses casos, a influência da perda da área de aço foi ainda menor comparado ao $COV=10\%$, mas ainda grande.

O aumento da razão entre a carga permanente e a carga variável tendeu a diminuir a probabilidade de falha, uma vez que a variabilidade das cargas permanentes, representada pelo seu coeficiente de variação, é menor que a variabilidade das cargas variáveis. Para tal também contribui o comportamento da cauda superior das respectivas distribuições de probabilidade com a distribuição de *Gumbel* (cargas variáveis), apresentando uma cauda mais pronunciada do que a distribuição normal (cargas permanentes).

Para os pilares sem perda de área da seção transversal da armadura longitudinal, observou-se um pequeno decréscimo na probabilidade de falha à medida que a taxa de armadura longitudinal cresceu. Entretanto, para os casos com perda da seção transversal de aço, essa situação se inverteu, e foi observado o crescimento da probabilidade de falha com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

A perda de seção transversal de aço apresentou maior impacto para os pilares com menor resistência à compressão do concreto. Esta condição é de particular interesse, uma vez que as estruturas que mais apresentam demandas para a sua avaliação/recuperação são aquelas que já ultrapassaram ou se aproximam de sua vida útil de projeto, sendo essas estruturas produzidas com concretos de menor resistência característica. Por outro lado, concretos com resistência à compressão de 50 MPa dificilmente apresentaram índices de confiabilidade inferiores ao índice de confiabilidade alvo, mesmo com perdas na seção de aço da ordem de 20%. Isso demonstra que pilares curtos de concreto armado com resistências iguais ou superiores a 50 MPa possuem maior segurança estrutural em relação a pilares com menores resistências, mesmo após certo nível de degradação de suas armaduras.

Neste trabalho, foi considerado o índice de confiabilidade alvo para estruturas existentes com o valor de 3,50. Em decorrência disso, considerou-se que pilares com confiabilidade abaixo desse valor deveriam sofrer algum tipo de intervenção na forma de manutenção, como algum tipo de reforço. A maior incidência de β abaixo do β_{alvo} foi para os pilares de 15 MPa. Esse valor

de resistência foi utilizado para representar as construções da segunda metade do século XX, época em que não se conseguia atingir altas resistências para o concreto. Entende-se que, na prática, não são mais projetados elementos estruturais com resistências tão baixas, mas sabe-se que essas peças ainda existem e devem ser consideradas a título de comparação com outras estruturas. Nesse caso, indica-se que sejam estudadas individualmente e mais profundamente para a verificação da necessidade de reforma ou reforço, principalmente em casos de estruturas existentes, em locais de alto nível de corrosão e/ou que suportem um nível elevado de carga.

Observa-se que, em grande parte dos casos analisados, os índices de confiabilidade obtidos são inferiores ao valor alvo definido para estruturas existentes ($\beta_{\text{alvo}} = 3,5$). Isto ocorre mesmo em casos em que não há perda de área da seção transversal de aço. Tal condição decorre da introdução de erros amostrais na análise apresentada nesta pesquisa, o que aumenta a variabilidade dos resultados obtidos para a resistência do pilar a partir da avaliação da resistência dos materiais envolvidos através do ensaio de testemunhos.

Por fim, pode-se observar que grande parte dos pilares com perda de 10% de área transversal de aço ainda se mantiveram com seus índices de confiabilidade superiores ao índice de confiabilidade alvo adotado, principalmente aqueles com maiores resistências. Em relação às perdas de 20%, uma pequena quantidade de pilares manteve-se com seus índices de confiabilidade superiores ao alvo. Desse modo, pode-se concluir que perdas superiores a 10% da área transversal da armadura longitudinal, são, geralmente, situações em que a segurança estrutural mostra-se ameaçada e carece de intervenção.

7.2.2 Ganho de resistência do concreto com a idade

Esse trabalho visou, entre outros objetivos, contribuir para a criação de uma base racional para a seleção do índice de confiabilidade alvo a ser adotado na avaliação de estruturas existentes. No projeto de estruturas novas, tal base está adequadamente formulada; já no caso de estruturas existentes, ainda não existe consenso sobre os valores a serem adotados para tais estruturas. Os índices de confiabilidade alvo adotados para novas estruturas são vistos como um limite superior a ser considerado para estruturas existentes. Na medida em que tais índices refletem uma referência maior para as estruturas existentes, cumpre lembrar que tais análises se referem a tempos e condições distintas, destacando-se o ganho de resistência do concreto ao longo do tempo e o efeito do carregamento sustentado. Assim, os índices de confiabilidade obtidos para estruturas novas não contemplam uma margem de segurança correspondente aos

ganhos de resistência do concreto como função da idade. No entanto, no caso de estruturas existentes, esse ganho de resistência já foi realizado, o que significa que uma mera comparação dos valores de índice de confiabilidade obtidos para estruturas novas e existentes não seria satisfatório, necessitando, portanto, que uma adequada equivalência entre tais índices seja estabelecida.

Conforme mencionado no Subitem 3.8, a calibração de normas técnicas passa pela questão da escolha de um índice de confiabilidade alvo que represente adequadamente o problema em questão. Uma questão a ser destacada é que o índice de confiabilidade alvo, utilizado na calibração das normas, é obtido a partir de estatísticas americanas ou europeias, as quais, baseadas nos concretos utilizados, supõem a questão de um ganho de resistência posterior aos 28 dias. Uma outra questão é que, como já mencionado anteriormente, não existe consenso em relação a esse índice de confiabilidade alvo no caso de estruturas existentes. Sendo assim, um problema a ser discutido é qual a relação a ser mantida entre esse índice de confiabilidade de estruturas existentes e aquele para estruturas novas. Deve ser levada em consideração a resistência à compressão do concreto em dois tempos distintos. Isso significa que, no projeto de novas estruturas há o envolvimento de uma parcela de segurança não contabilizada inicialmente na medida em que usualmente haverá um ganho na resistência do concreto quando comparadas às medidas naquela referência de 28 dias e na questão do seu potencial para ser desenvolvido ao longo da vida útil da estrutura. Espera-se que, para uma medida mais razoável nessa comparação, sejam obtidas as resistências equivalentes em dois momentos. Ou seja, para que essa comparação seja possível, deve-se obter a resistência da estrutura existente convertida a uma resistência equivalente aos 28 dias ou a resistência obtidas aos 28 dias para um nível de confiabilidade que seria encontrado posteriormente, quando o potencial de ganho de resistência viesse a ocorrer. Nesse contexto, visou-se criar uma medida mais adequada de comparação para esse índice de confiabilidade.

Nesse estudo, essa base de comparação foi obtida fazendo-se a equivalência entre a resistência do concreto na estrutura existente no momento da observação com aquela que corresponderia inicialmente ao projeto. Isso representou descontos na resistência de valores percentuais de 30% (tipo I) e 18,5% (tipo II) o que, conseqüentemente, significaria índices de confiabilidade inferiores àqueles previamente calculados. Comparando-se o impacto do ganho de resistência do concreto com a idade com o correspondente sem a introdução desta análise, observa-se que a redução nos índices de confiabilidade ficou na faixa de 0,53 para o concreto do tipo I a 0,28 para o concreto do tipo II. Cabe ressaltar novamente que, embora essas reduções

sejam pequenas em termos de confiabilidade, impactos maiores existem nas correspondentes probabilidades de falha, sendo importante que tais condições sejam devidamente analisadas.

A partir das análises dos resultados, foi possível identificar, para cada um dos coeficientes de variação do concreto estudados, faixas de valores de índices de confiabilidade em função da resistência à compressão do concreto e do tipo de pilar (SCE, tipo I e tipo III). As faixas de índices de confiabilidade encontrados para os pilares SCE foram mencionados no Subitem 7.2.1, mas serão repetidos para fins de comparação. Para os pilares de 15 MPa e coeficiente de variação do concreto igual a 5%, β está na faixa de:

- 3,51 a 3,70 (SCE);
- 3,30 a 3,39 (tipo I, com ganho de 30% da resistência à compressão com a idade);
- 3,42 e 3,61 (tipo III com ganho de 18,5% da resistência à compressão com a idade).

No caso dos pilares com f_{cm} igual a 30 MPa, os valores de índice de confiabilidade para os pilares do tipo I variaram entre:

- 3,61 a 3,87 (SCE);
- 3,29 e 3,47 (tipo I);
- 3,44 e 3,77 (tipo III).

Já para os pilares com f_{cm} de 50 MPa, foram obtidos índices de confiabilidade na faixa de:

- 3,68 a 3,99 (SCE);
- 3,29 a 3,55 (tipo I);
- 3,49 a 3,90 (tipo III).

No caso do coeficiente de variação do concreto igual a 10%, para os pilares de 15 MPa, foram identificados índices de confiabilidade na faixa de:

- 3,26 a 3,49 (SCE);
- 2,97 a 3,25 (tipo I);
- 3,17 e 3,35 (tipo III).

No caso dos pilares com f_{cm} igual a 30 MPa, os valores de índice de confiabilidade variaram entre:

- 3,39 a 3,55 (SCE);

— 3,07 e 3,17 (tipo I);

— 3,28 e 3,35 (tipo III).

Já para os pilares com f_{cm} de 50 MPa, foram obtidos índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,49 a 3,62 (SCE);

— 3,12 a 3,20 (tipo I);

— 3,31 a 3,48 (tipo III).

Por fim, para o cenário em que o coeficiente de variação do concreto é igual a 15% e f_{cm} igual a 15 MPa, os resultados mostraram índices de confiabilidades na faixa de:

— 2,87 a 3,32 (SCE);

— 2,74 a 3,13 (tipo I);

— 2,81 e 3,19 (tipo III).

No caso dos pilares com f_{cm} igual a 30 MPa, os valores de índice de confiabilidade para os pilares variaram entre:

— 3,02 a 3,30 (SCE);

— 2,72 e 3,02 (tipo I);

— 2,95 e 3,16 (tipo III).

Já para os pilares com f_{cm} de 50 MPa, os pilares apresentaram índices de confiabilidade na faixa de:

— 3,17 a 3,34 (SCE);

— 2,81 a 2,96 (tipo I);

— 3,07 a 3,15 (tipo III).

No geral, para os casos em que a resistência à compressão do concreto é menor, o impacto da consideração do ganho de resistência é pequeno. No entanto, nos casos em que a resistência à compressão do concreto é maior, esse impacto foi significativo.

Observou-se, contudo, que em parte dos casos analisados, o índice de confiabilidade alvo adotado no subitem anterior (3,50) tornou-se inaceitável para essa análise. Um exemplo é a análise do pilar de 50 MPa, com taxa de armadura 2%, COV igual a 10%, número de

testemunhos extraídos igual a 3 e razão de carregamento igual a 2. Desconsiderando o efeito da idade do concreto, a análise mostrou que o pilar sem perda de área de aço teria índice de confiabilidade de 3,59, ou seja, acima do β_{alvo} adotado. Entretanto, considerando o efeito da idade do concreto, os valores de índice de confiabilidade chegaram a 3,12 (tipo I) e 3,40 (tipo III), que podem ser considerados valores significativamente abaixo do alvo. Nesse contexto, quando uma mesma base de comparação é atribuída, observa-se que os índices de confiabilidade são reduzidos e, muitas vezes, o β_{alvo} adotado, na prática, pode não ser atingido.

7.3 Sugestões para trabalhos futuros

Neste trabalho, os procedimentos propostos tiveram como base apenas os resultados referentes a pilares curtos de concreto armado, e seria interessante que também fossem realizados estudos com outros elementos estruturais, como vigas.

Adicionalmente, sugere-se que o estudo realizado seja estendido a concretos de resistência acima de 50 MPa, uma vez que, o emprego de concretos de alto desempenho já é uma realidade no Brasil.

Recomenda-se que novos estudos sejam feitos com pilares médios e esbeltos e também com pilares considerando-se as suas excentricidades e também a possível flambagem das barras longitudinais.

Outro fator relevante seria a consideração da perda de área da seção transversal do concreto, uma vez que neste estudo o deslocamento do concreto não foi considerado. Seria interessante que fosse comparado o impacto da perda do concreto com o impacto da perda do aço.

Também é possível que, em um próximo trabalho, seja feito um estudo que considere a perda do aço da armadura longitudinal concomitantemente com o ganho de resistência do concreto com a idade.

Outra ideia seria o estudo da corrosão do estribo do pilar, em vez da armadura longitudinal. Também seria possível estudar a corrosão nos dois tipos de armadura, concomitantemente.

Uma sugestão é que se investiguem tendências a serem consideradas nos ganhos de resistência de concretos mais comumente utilizados em função histórica e geográfica.

Por fim, embora o estudo tenha analisado diversos cenários, entende-se que esse tema precisa ser aprofundado, de modo a representar melhor o comportamento da probabilidade de

falha e do índice de confiabilidade das estruturas, e fornecer soluções mais otimizadas e econômicas em relação aos momentos de intervenção e manutenção nos elementos estruturais danificados.

8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 214. ACI 214R: *Guide to evaluation of strength test results of concrete*. Farmington Hills: ACI, 2011.

ACI COMMITTEE 318. ACI 318: *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Farmington Hills: ACI, 2008.

ACI COMMITTEE 363. State of the art report on high-strength concrete. *ACI Journal*, v. 81, n. 4, p. 364-411, 1984.

ACI COMMITTEE 440. ACI 440.1R: *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars*. Farmington Hills: ACI, 2015.

ACI COMMITTEE 562. ACI 562: *Code requirements for evaluation, repair, and rehabilitation of concrete buildings and commentary*. Farmington Hills: ACI, 2013.

ACI COMMITTEE 562. ACI 562: *Code requirements for assessment, repair, and rehabilitation of existing concrete structures and commentary*. Farmington Hills: ACI, 2016.

AHMAD, S. H. Short Term Mechanical Properties. In: SHAH, S. P; AHMAD, S. H. (eds.). *High Performance Concrete: Properties and Applications*. New York: McGraw-Hill, 1994, p. 27-64.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 7-10: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston: American Society of Civil Engineers, 2013.

ANDRADE C. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. Tradução e Adaptação: Antônio Carmona e Paulo Helene, São Paulo: PINI, 1992. 108 p.

ANG, A. H. S.; TANG, W. H. *Probability concepts in engineering planning and design, Volume II: Decision, risk and reliability*. John Wiley & Sons, 1990.

ARAÚJO, J. M. *Estruturas de concreto: A resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto*. Rio Grande: Editora Dunas, 2001. n. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16697: *CIMENTO PORTLAND – REQUISITOS*. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5733: *Cimento Portland de alta resistência inicial*. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5738: *Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro, 2015. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5739: *Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8681: *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12655: *Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2015. 23 p.

BADIMUENA, B. L. *Avaliação da confiabilidade de estruturas existentes: influência da resistência à compressão do concreto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

BAJI, H.; RONAGH, H. R. Reliability-based study on ductility measures of reinforced concrete beams in ACI 318. *ACI Structural Journal*, v. 113, n. 2, p. 373-382, 2016.

BOGUE, R. H. *The chemistry of Portland cement*. 2. ed. Reinhold Publishing Corporation, 1955.

BRONDANI, R. P.; MOHAMAD, G.; ISAIA, G. C. Sustentabilidade em projeto de estrutura em concreto armado. *Concreto e Construções*, p. 102-106, 2015.

CARMONA A. F.; MAREGA A. Retrospectiva da patologia no Brasil: Estudo Estatístico. *In: Jornadas em Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales*, 1988, Madrid. CEDEX, IETcc, 1988, p. 325–348.

CARRASQUILLO, R. L.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. Properties of high strength concrete subject to short-term loads. *ACI Journal*, v. 78, n. 3, p. 171-178, 1981.

CASCUDO, O. *O controle da corrosão de armaduras em concreto*. 1. ed. São Paulo: PINI, 1997.

COLLINS, K.R.; NOWAK, A.S. *Reliability of structures*. New York: McGraw-Hill Higher Education, 2000.

COMIM, K. W.; ESTACECHEN, T. A. C. Causas e alternativas de reparo da corrosão em armaduras para concreto armado. *Revista Construindo*, Belo Horizonte, v. 9, p. 36-47, 2017.

COURA, C. V. G. Estudo da influência da dimensão do agregado e do corpo-de-prova na resistência à compressão axial do concreto. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2006.

DAL MOLIN, D. C. C. *Fissuras em estruturas de concreto armado: Análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

DINIZ, S. M. C. Strength and reliability of HSC columns under sustained loads. *Proceedings of the 5th International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, v. 2, Norway, p. 222-231, 1999.

_____. Effect of concrete age specification on the reliability of HSC columns. In: *International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'05)*, 2005, Roma. Proceedings of the 9th International Conference on Structural Safety and Reliability, 2005.

_____. A confiabilidade estrutural e a evolução das normas técnicas. In: *VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*, São Paulo, 2006.

_____. Structural reliability: rational tools for design code development. In: *Structures Congress 2008: Crossing Borders*, 2008, Vancouver. Reston: American Society of Civil Engineers, 2008.

DINIZ, S. M. C.; FRANGOPOL, D. M. Reliability bases for high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, v. 123, n. 10, p. 1375-1381, 1997.

DINIZ, S.M.C.; FRANGOPOL, D. M. Long-Term Performance of HSC Columns under Sustained Loads. In: *Advanced Technology in Structural Engineering, Structures 2000*, Philadelphia, ASCE, 2000.

ELATY, M. A. A. A. Compressive strength prediction of Portland cement concrete with age using a new model. *HBRC Journal*, v. 10, n. 2, p. 145-155, 2014.

ELLINGWOOD, B. *et al.* *Development of a probability based load criterion for American National Standard A58*. Washington: National Bureau of Standards Special Publication 577, 1980.

ELLINGWOOD, B. R.; GALAMBOS, T. V. Probability-based criteria for structural design. *Structural Safety*, v. 1, n. 1, p. 15-16, 1982.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – CEB-FIP. *MC 2010: Model code 2010*. Lausanne, 2011.

FREIRE, K. R. R. *Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia, Engenharia e Ciência dos Materiais, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

FREUND, J. E. *Mathematical Statistics*. New Jersey: Prentice Hall, 1962.

GALAMBOS, T. V. Design codes. In: BLOCKLEY, D. (Ed.). *Engineering Safety*. Inglaterra: McGraw-Hill, 1992, Cap. 3, p. 47-71.

GALAMBOS, T. V. *et al.* Probability based load criteria: Assessment of current design practice. *Journal of the Structural Division*, v. 108, n. 5, p. 959-977, 1982.

GENTIL, V. *Corrosão*. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003.

GRAEFF, A. G.; TARRAGÔ, L.; FILHO, L. C. P. S. Determinação da Perda de Aderência entre o Concreto e a Armadura decorrente da Propagação da Corrosão em Estruturas de Concreto Armado. In: *Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica, II.*, 2006, Rio Grande. Anais... Rio Grande: Universidade Federal do Rio Grande, 2006. Disponível em: <semengo.furg.br/>. Acesso em: 10 dez. 2018.

GROCHOSKI, M.; HELENE, P. Sistemas de reparo para estruturas de concreto com corrosão de armaduras. São Paulo: EPUSP, 2008.

JOHN, V. M.; AGOPYAN, V. Reciclagem de resíduos da construção. In: *Seminário de Resíduos Sólidos e Domiciliares*, São Paulo, 2000.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. *Probabilistic Model Code*. JCSS, 2001. Disponível em: < <http://www.jcss.ethz.ch/>>. Acesso em 10 out. 2018.

KARI, O. P.; PUTTONEN, J.; SKANTZ, E. Reactive transport modelling of long-term carbonation. *Cement and Concrete Composites*, v. 52, p. 42–53, 2014.

LOPES, M. T. A. *Análise de confiabilidade de estruturas aplicada ao projeto de reforço à força cortante de vigas em concreto armado com compósitos de fibras de carbono*. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

LORENSINI, R. V.; DINIZ, S. M. C. Probabilistic modeling of service life of reinforced concrete structures under corrosion. In: *Second International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Life-Cycle of Civil Engineering Systems*. Taipei: National Taiwan University of Science and Technology, 2010.

MACGREGOR, J. G. *Reinforced concrete: mechanics and design*. 3 ed. New Jersey: Prentice Hall, 1997.

MADSEN, H. O.; KRENK, S.; LIND, N.C. *Methods of Structural Safety*. New Jersey: Prentice Hall, 1986.

MEHTA, P. K.; BURROWS, R. W. Building Durable Structures in the 21st Century. *Concrete International*, v. 23, n. 3, p. 57-63, 2001.

MEHTA, P.; MONTEIRO, P.J. *Concrete: Microstructure, Properties and Materials*. 3. ed. New York: McGraw Hill, 2006.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais*. Tradução da 3ª edição em inglês. São Paulo: Ibracon, 2008.

MELCHERS, R. E. *Structural reliability analysis and prediction*. London: Ellis Horwood Limited, 1987.

_____. Assessment of existing structures – Approaches and research needs. *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 4, p. 406-411, 2001.

MELGES, J. L. P. *Dimensionamento de pilares com base na NBR 6118:2003*. Ilha Solteira: FEIS – UNESP, 2007.

MIRZA, S. A.; MACGREGOR, J. G. Variations in dimensions of reinforced concrete members. *Journal of the Structural Division*, v. 105, n. 4, p. 751-766, 1979.

MIRZA, S. A.; SKRABEK, B. W. Statistical analysis of slender composite beam-column strength. *Journal of Structural Engineering*, v. 118, n. 5, p. 1312-1332, 1992.

NEVILLE, A. M. *Properties of concrete*. 4. ed. Harlow: Longman, 1995.

_____. *Properties of concrete*. 5. ed. England: Pearson, 2011.

NOGUEIRA, H. A. T. *Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado projetados segundo a NBR 6118:2003*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

NOGUEIRA, R.P. *A corrosão do aço em concreto: influência do pH e do potencial de eletrodo*. 1989. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1989.

PAULETTI, C; POSSAN; E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas do Brasil. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 7, n. 4, p. 7-20, 2007.

PIANCASTELLI, E. M. *Patologias do concreto*. AECweb, 2012. Disponível em: <<https://www.aecweb.com.br/>>. Acesso em: 10 fev. 2019.

PINHEIRO, L. M. *et al. Estruturas de Concreto – Capítulo 1*. Notas de aula, Universidade Federal de São Paulo, 2010.

REID, S. G. Strength and reliability of reinforced concrete columns with sustained loading. In: Frangopol, D.M.; Grigoriu, M.D. (eds.), *Probabilistic Mechanics & Structural Reliability*. Worcester: ASCE, 1996, p. 234-237.

ROELFSTRA, G. *et al.* The condition evolution of concrete bridges based on a segmental approach, non-destructive test methods, and deterioration models. *TRB Transportation Research Circular 498*, 1999.

RÜSCH, H. Research toward a general flexural theory for structural concrete. *ACI Journal*, v. 57, p. 1-28, 1960.

RUSSELL, H. G. Structural design considerations and applications. In: Shah, S. P.; Ahmad, S. H. (eds.), *High Performance Concrete: Properties and Applications*. London: McGraw-Hill, 1994, p. 313-340.

SANTOS, R. E. *A armação do concreto no Brasil: história da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia*. 2008. Tese (Doutorado em História da Educação), Faculdade de Educação, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SOARES, A. P. F.; VASCONCELOS, L.T; NASCIMENTO, F. B. C. Corrosão em armaduras de concreto. *Cadernos de graduação: Ciências exatas e tecnológicas*, Maceió, v. 3, n. 1, p. 177-188, 2015.

STEENBERGEN, R. D. J. M.*et al.* Economic and human safety reliability levels for existing structures. *Structural Concrete*, v. 16, n. 3, p. 323-332, 2015.

SÜSSEKIND, J.C. *Curso de concreto*. 7. ed. São Paulo: Globo, 1993.

SZERSZEN, M.M.; NOWAK, A.S., Calibration of design code for buildings (ACI 318) Part 2: Reliability analysis and resistance factors. *ACI Structural Journal*, v. 100, n. 3, p. 383-391, 2003.

TAYLOR, H. F. W. *Cement chemistry*. 2. ed. London: Thomas Telford Publishing, 1997.

TECNOSIL. *Corrosão da Armadura*. Grupo Tecnosil, 2017. Disponível em: <<https://www.tecnosilbr.com.br>>. Acesso em: 20 out. 2018.

TENÓRIO, J. A. S. *et al.* Decomposição da fase majoritária do cimento Portland - Parte II: Alita com adições de Fe e Al. *Revista Escola de Minas*, v. 56, n. 2, p. 113-117, 2003.

THOMAZ, E. C. S. *Cimentos e Concretos*. Notas de Aula, Instituto Militar de Engenharia, 2008.

VAL, D. V.; STEWART, M. G. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structural safety*, v. 25, n. 4, p. 343-362, 2003.

VROUWENVELDER, T. The JCSS probabilistic model code. *Structural Safety*, v. 19, n. 3, p. 245-251, 1997.

WANG, N.; ELLINGWOOD, B. R. Limit state design criteria for FRP strengthening of RC bridge components. *Structural Safety*, v. 56, p. 1-8, 2015.

YI, S. T.; YANG, E. I.; CHOI, J. C. Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. *Nuclear Engineering and Design*, v. 236, n. 2, p. 115-127, 2006.

YORIYAZ, H. Método de Monte Carlo: princípios e aplicações em Física Médica. *Revista Brasileira de Física Médica*, v. 3, n. 1, p. 141-149, 2009.

ZOU, Y.; HONG, H. P. Reliability assessment of FRP-confined concrete columns designed for buildings. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 7, n. 3, p. 243-258, 2011.

APÊNDICE A

RESULTADOS – PROBABILIDADE DE FALHA E ÍNDICES DE CONFIABILIDADE

A.1 Perda da área de aço

A seguir são apresentadas as probabilidades de falha e os índices de confiabilidade obtidos considerando-se valores de n iguais a 3 ou 8, e perdas da área de aço das ordens de 0, 10 e 20%.

Tabela A.1 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade obtidos considerando-se a perda da área de aço

(continua)

Pilar	f_c (MPa)	n	Perda de aço (%)	ρ (%)	r	COV = 5%		COV = 10%		COV = 15%	
						$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β
1	15	3	0	1	0,5	1,80	3,57	5,60	3,26	14,30	2,98
1	15	3	0	1	1,0	1,30	3,66	5,20	3,28	15,80	2,95
1	15	3	0	1	2,0	1,20	3,67	6,20	3,23	20,80	2,87
1	15	3	0	2	0,5	2,00	3,55	4,20	3,34	8,50	3,14
1	15	3	0	2	1,0	1,30	3,65	3,50	3,39	8,30	3,15
1	15	3	0	2	2,0	1,10	3,70	3,60	3,38	9,90	3,09
1	15	3	0	4	0,5	2,20	3,51	3,50	3,39	5,40	3,27
1	15	3	0	4	1,0	1,50	3,62	2,70	3,46	4,50	3,32
1	15	3	0	4	2,0	1,20	3,68	2,50	3,49	4,70	3,31
2	30	3	0	1	0,5	1,20	3,67	3,50	3,39	9,50	3,10
2	30	3	0	1	1,0	0,80	3,79	3,00	3,43	10,00	3,09
2	30	3	0	1	2,0	0,60	3,87	3,10	3,42	12,70	3,02
2	30	3	0	2	0,5	1,30	3,65	3,10	3,42	7,20	3,19
2	30	3	0	2	1,0	0,80	3,77	2,60	3,47	6,90	3,20
2	30	3	0	2	2,0	0,60	3,83	2,50	3,48	8,20	3,15
2	30	3	0	4	0,5	1,50	3,61	2,90	3,44	5,30	3,28
2	30	3	0	4	1,0	1,00	3,72	2,10	3,53	4,50	3,32
2	30	3	0	4	2,0	0,70	3,81	1,90	3,55	4,80	3,30
3	50	3	0	1	0,5	0,80	3,76	2,50	3,49	6,60	3,21
3	50	3	0	1	1,0	0,50	3,87	1,90	3,55	6,30	3,22
3	50	3	0	1	2,0	0,30	3,99	1,80	3,57	7,50	3,17
3	50	3	0	2	0,5	0,90	3,74	2,40	3,49	5,60	3,26
3	50	3	0	2	1,0	0,60	3,85	1,80	3,56	5,20	3,28
3	50	3	0	2	2,0	0,40	3,95	1,70	3,59	5,90	3,24

(continuação)

Pilar	f_c (MPa)	n	Perda de aço (%)	ρ (%)	r	COV = 5%		COV = 10%		COV = 15%	
						$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β
3	50	3	0	4	0,5	1,10	3,68	2,40	3,49	4,80	3,30
3	50	3	0	4	1,0	0,70	3,80	1,70	3,58	4,20	3,34
3	50	3	0	4	2,0	0,50	3,90	1,50	3,62	4,20	3,34
1	15	3	10	1	0,5	2,60	3,47	7,80	3,16	20,10	2,88
1	15	3	10	1	1,0	2,00	3,54	7,70	3,17	22,80	2,84
1	15	3	10	1	2,0	1,90	3,55	9,70	3,10	30,60	2,74
1	15	3	10	2	0,5	3,20	3,41	7,10	3,19	14,40	2,98
1	15	3	10	2	1,0	2,50	3,48	6,60	3,21	15,50	2,96
1	15	3	10	2	2,0	2,30	3,51	7,50	3,18	19,60	2,88
1	15	3	10	4	0,5	4,40	3,32	7,10	3,19	11,10	3,06
1	15	3	10	4	1,0	3,50	3,39	6,40	3,22	10,80	3,07
1	15	3	10	4	2,0	3,40	3,40	6,90	3,20	12,80	3,02
2	30	3	10	1	0,5	1,40	3,64	4,30	3,33	11,80	3,04
2	30	3	10	1	1,0	0,90	3,74	3,70	3,37	12,50	3,02
2	30	3	10	1	2,0	0,80	3,79	4,20	3,34	16,20	2,94
2	30	3	10	2	0,5	1,80	3,57	4,60	3,32	10,20	3,08
2	30	3	10	2	1,0	1,20	3,67	3,80	3,37	10,30	3,08
2	30	3	10	2	2,0	1,00	3,71	4,00	3,35	12,80	3,02
2	30	3	10	4	0,5	2,60	3,47	5,00	3,29	9,00	3,12
2	30	3	10	4	1,0	1,80	3,56	4,00	3,35	8,60	3,14
2	30	3	10	4	2,0	1,60	3,60	4,10	3,35	9,80	3,10
3	50	3	10	1	0,5	1,00	3,72	2,70	3,46	7,50	3,17
3	50	3	10	1	1,0	0,60	3,86	2,20	3,51	7,40	3,18
3	50	3	10	1	2,0	0,40	3,95	2,10	3,52	8,90	3,13
3	50	3	10	2	0,5	1,20	3,67	3,00	3,43	7,30	3,18
3	50	3	10	2	1,0	0,80	3,78	2,40	3,49	6,90	3,20
3	50	3	10	2	2,0	0,50	3,87	2,30	3,51	8,10	3,15
3	50	3	10	4	0,5	1,60	3,59	3,40	3,39	6,80	3,20
3	50	3	10	4	1,0	1,10	3,69	2,70	3,46	6,40	3,22
3	50	3	10	4	2,0	0,90	3,75	2,60	3,47	7,10	3,19
1	15	3	20	1	0,5	3,60	3,38	11,10	3,06	27,50	2,78
1	15	3	20	1	1,0	3,00	3,44	11,60	3,04	32,50	2,72
1	15	3	20	1	2,0	3,10	3,42	14,80	2,97	44,30	2,62
1	15	3	20	2	0,5	5,50	3,26	11,90	3,04	23,70	2,82
1	15	3	20	2	1,0	4,60	3,32	12,00	3,04	26,90	2,78
1	15	3	20	2	2,0	4,70	3,31	14,70	2,97	36,10	2,69
1	15	3	20	4	0,5	9,50	3,11	15,20	2,96	23,40	2,83
1	15	3	20	4	1,0	8,50	3,14	15,10	2,97	24,90	2,81
1	15	3	20	4	2,0	9,20	3,12	18,30	2,91	32,50	2,72
2	30	3	20	1	0,5	1,70	3,58	5,30	3,28	14,20	2,98
2	30	3	20	1	1,0	1,20	3,68	4,80	3,30	15,80	2,95
2	30	3	20	1	2,0	1,00	3,72	5,40	3,27	20,40	2,87
2	30	3	20	2	0,5	2,50	3,48	6,20	3,23	14,40	2,98
2	30	3	20	2	1,0	1,80	3,57	5,70	3,25	15,40	2,96
2	30	3	20	2	2,0	1,60	3,60	6,50	3,22	19,90	2,88
2	30	3	20	4	0,5	4,60	3,31	8,70	3,13	15,60	2,96

(continuação)

Pilar	f_c (MPa)	n	Perda de aço (%)	ρ (%)	r	COV = 5%		COV = 10%		COV = 15%	
						$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β
2	30	3	20	4	1,0	3,60	3,38	7,70	3,17	16,00	2,95
2	30	3	20	4	2,0	3,40	3,40	8,70	3,13	20,00	2,88
3	50	3	20	1	0,5	1,10	3,70	3,10	3,42	8,60	3,13
3	50	3	20	1	1,0	0,70	3,81	2,60	3,47	8,60	3,13
3	50	3	20	1	2,0	0,50	3,88	2,60	3,47	10,50	3,08
3	50	3	20	2	0,5	1,60	3,60	3,90	3,36	9,20	3,11
3	50	3	20	2	1,0	1,00	3,71	3,20	3,42	9,10	3,12
3	50	3	20	2	2,0	0,80	3,77	3,10	3,43	11,00	3,06
3	50	3	20	4	0,5	2,60	3,47	5,20	3,28	10,50	3,07
3	50	3	20	4	1,0	1,80	3,57	4,40	3,33	10,00	3,09
3	50	3	20	4	2,0	1,50	3,62	4,40	3,32	12,00	3,04
1	15	8	0	1	0,5	1,70	3,59	2,90	3,44	5,10	3,28
1	15	8	0	1	1,0	1,10	3,69	2,50	3,48	4,80	3,30
1	15	8	0	1	2,0	0,90	3,74	2,30	3,50	5,50	3,26
1	15	8	0	2	0,5	1,90	3,56	2,70	3,46	4,10	3,35
1	15	8	0	2	1,0	1,20	3,67	2,00	3,53	3,30	3,40
1	15	8	0	2	2,0	1,00	3,73	1,90	3,55	3,40	3,40
1	15	8	0	4	0,5	2,20	3,52	2,70	3,46	3,40	3,39
1	15	8	0	4	1,0	1,60	3,60	2,00	3,54	2,60	3,47
1	15	8	0	4	2,0	1,20	3,68	1,70	3,58	2,40	3,50
2	30	8	0	1	0,5	1,20	3,67	2,00	3,54	3,50	3,39
2	30	8	0	1	1,0	0,80	3,79	1,50	3,62	3,00	3,43
2	30	8	0	1	2,0	0,50	3,88	1,30	3,65	3,00	3,43
2	30	8	0	2	0,5	1,30	3,66	2,00	3,54	3,10	3,42
2	30	8	0	2	1,0	0,80	3,78	1,40	3,63	2,50	3,49
2	30	8	0	2	2,0	0,60	3,83	1,20	3,66	2,40	3,49
2	30	8	0	4	0,5	1,60	3,60	2,20	3,52	2,90	3,44
2	30	8	0	4	1,0	1,10	3,70	1,50	3,61	2,20	3,51
2	30	8	0	4	2,0	0,70	3,79	1,20	3,67	1,90	3,56
3	50	8	0	1	0,5	0,90	3,74	1,60	3,61	2,60	3,47
3	50	8	0	1	1,0	0,50	3,89	1,10	3,70	1,90	3,55
3	50	8	0	1	2,0	0,40	3,96	0,80	3,76	1,90	3,55
3	50	8	0	2	0,5	1,10	3,70	1,60	3,59	2,50	3,48
3	50	8	0	2	1,0	0,60	3,84	1,10	3,70	1,90	3,55
3	50	8	0	2	2,0	0,40	3,93	0,90	3,75	1,70	3,58
3	50	8	0	4	0,5	1,30	3,65	1,80	3,57	2,50	3,48
3	50	8	0	4	1,0	0,80	3,77	1,20	3,67	1,80	3,57
3	50	8	0	4	2,0	0,60	3,86	0,90	3,73	1,50	3,62
1	15	8	10	1	0,5	2,40	3,50	4,30	3,33	7,50	3,18
1	15	8	10	1	1,0	1,80	3,57	3,60	3,38	7,10	3,19
1	15	8	10	1	2,0	1,50	3,61	4,00	3,35	8,50	3,14
1	15	8	10	2	0,5	3,10	3,42	4,80	3,30	6,90	3,20
1	15	8	10	2	1,0	2,40	3,49	4,00	3,35	6,30	3,22
1	15	8	10	2	2,0	2,00	3,53	4,00	3,35	7,00	3,19
1	15	8	10	4	0,5	4,70	3,31	6,00	3,24	7,40	3,18
1	15	8	10	4	1,0	3,60	3,38	4,80	3,30	6,30	3,22

(conclusão)

Pilar	f_c (MPa)	n	Perda de aço (%)	ρ (%)	r	COV = 5%		COV = 10%		COV = 15%	
						$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β
1	15	8	10	4	2,0	3,40	3,39	4,80	3,30	6,80	3,20
2	30	8	10	1	0,5	1,40	3,62	2,50	3,48	4,30	3,33
2	30	8	10	1	1,0	0,90	3,74	2,00	3,54	3,80	3,37
2	30	8	10	1	2,0	0,70	3,81	1,80	3,57	4,10	3,35
2	30	8	10	2	0,5	1,90	3,55	3,00	3,43	4,60	3,31
2	30	8	10	2	1,0	1,30	3,65	2,20	3,51	3,80	3,37
2	30	8	10	2	2,0	1,00	3,72	2,10	3,53	4,00	3,35
2	30	8	10	4	0,5	3,00	3,43	3,90	3,36	5,30	3,28
2	30	8	10	4	1,0	2,10	3,53	3,00	3,43	4,30	3,33
2	30	8	10	4	2,0	1,80	3,57	2,80	3,45	4,40	3,33
3	50	8	10	1	0,5	1,10	3,70	1,80	3,57	3,00	3,43
3	50	8	10	1	1,0	0,60	3,85	1,20	3,67	2,30	3,50
3	50	8	10	1	2,0	0,50	3,90	1,10	3,69	2,30	3,50
3	50	8	10	2	0,5	1,40	3,63	2,20	3,52	3,20	3,41
3	50	8	10	2	1,0	0,80	3,76	1,50	3,62	2,50	3,48
3	50	8	10	2	2,0	0,60	3,85	1,20	3,67	2,40	3,50
3	50	8	10	4	0,5	2,00	3,54	2,80	3,45	3,80	3,36
3	50	8	10	4	1,0	1,40	3,64	2,10	3,53	3,00	3,43
3	50	8	10	4	2,0	1,00	3,73	1,70	3,58	2,70	3,46
1	15	8	20	1	0,5	3,50	3,39	6,20	3,23	10,80	3,07
1	15	8	20	1	1,0	2,70	3,46	5,70	3,25	10,90	3,06
1	15	8	20	1	2,0	2,40	3,49	6,40	3,22	13,70	3,00
1	15	8	20	2	0,5	5,50	3,26	8,30	3,14	12,20	3,03
1	15	8	20	2	1,0	4,50	3,32	7,40	3,18	11,90	3,04
1	15	8	20	2	2,0	4,50	3,32	8,30	3,14	14,50	2,98
1	15	8	20	4	0,5	10,10	3,09	12,60	3,02	15,60	2,95
1	15	8	20	4	1,0	9,00	3,12	11,80	3,04	15,40	2,96
1	15	8	20	4	2,0	9,70	3,10	13,80	2,99	18,70	2,90
2	30	8	20	1	0,5	1,80	3,56	3,20	3,41	5,40	3,27
2	30	8	20	1	1,0	1,20	3,67	2,40	3,49	4,90	3,29
2	30	8	20	1	2,0	0,90	3,74	2,40	3,49	5,40	3,27
2	30	8	20	2	0,5	2,80	3,45	4,40	3,33	6,50	3,21
2	30	8	20	2	1,0	1,90	3,55	3,50	3,39	5,90	3,24
2	30	8	20	2	2,0	1,80	3,57	3,60	3,39	6,60	3,21
2	30	8	20	4	0,5	5,00	3,29	6,80	3,20	9,10	3,12
2	30	8	20	4	1,0	4,10	3,35	5,90	3,24	8,40	3,14
2	30	8	20	4	2,0	3,60	3,38	5,90	3,24	9,20	3,11
3	50	8	20	1	0,5	1,20	3,66	2,10	3,52	3,50	3,39
3	50	8	20	1	1,0	0,70	3,80	1,50	3,62	2,70	3,46
3	50	8	20	1	2,0	0,60	3,86	1,30	3,65	2,70	3,46
3	50	8	20	2	0,5	1,80	3,57	2,80	3,45	4,20	3,34
3	50	8	20	2	1,0	1,20	3,68	2,10	3,53	3,50	3,39
3	50	8	20	2	2,0	0,90	3,76	1,80	3,57	3,40	3,40
3	50	8	20	4	0,5	3,00	3,43	4,20	3,34	5,90	3,25
3	50	8	20	4	1,0	2,20	3,52	3,30	3,41	4,90	3,30
3	50	8	20	4	2,0	1,70	3,58	3,00	3,43	4,90	3,29

A.2 Ganho de resistência do concreto

No presente item são apresentados os resultados das análises para concretos com ganhos de resistência da ordem de 30% (tipo I) e 18,5% (tipo III), considerando-se $n = 3$.

Tabela A.2 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade obtidos considerando-se o ganho de resistência do concreto

(continua)

Pilar	f_c (MPa)	n	Tipo	$\rho(\%)$	r	COV = 5%		COV = 10%		COV = 15%	
						$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β
1	15	3	I	1	0,5	4,50	3,32	11,60	3,05	26,00	2,79
1	15	3	I	1	1	3,70	3,37	12,10	3,03	30,40	2,74
1	15	3	I	1	2	4,00	3,36	15,10	2,97	41,10	2,64
1	15	3	I	2	0,5	4,80	3,30	9,10	3,12	16,30	2,94
1	15	3	I	2	1,0	3,90	3,36	8,50	3,14	17,20	2,93
1	15	3	I	2	2,0	3,80	3,36	9,80	3,09	22,00	2,85
1	15	3	I	4	0,5	4,80	3,30	6,90	3,20	9,70	3,10
1	15	3	I	4	1,0	3,70	3,37	5,80	3,25	8,80	3,13
1	15	3	I	4	2,0	3,50	3,39	6,10	3,24	10,00	3,09
2	30	3	I	1	0,5	3,50	3,39	9,10	3,12	21,50	2,85
2	30	3	I	1	1,0	2,70	3,46	8,90	3,13	24,40	2,81
2	30	3	I	1	2,0	2,60	3,47	10,70	3,07	32,60	2,72
2	30	3	I	2	0,5	4,40	3,33	9,30	3,11	18,30	2,91
2	30	3	I	2	1,0	3,50	3,39	8,70	3,13	19,80	2,88
2	30	3	I	2	2,0	3,40	3,40	10,20	3,08	25,80	2,80
2	30	3	I	4	0,5	4,90	3,29	8,10	3,15	13,00	3,01
2	30	3	I	4	1,0	3,90	3,36	7,20	3,19	12,80	3,02
2	30	3	I	4	2,0	3,60	3,38	7,70	3,17	15,60	2,96
3	50	3	I	1	0,5	2,90	3,44	7,40	3,18	17,40	2,92
3	50	3	I	1	1,0	2,20	3,51	6,80	3,20	18,90	2,90
3	50	3	I	1	2,0	1,90	3,55	7,50	3,17	24,40	2,82
3	50	3	I	2	0,5	4,00	3,35	8,60	3,13	17,90	2,91
3	50	3	I	2	1,0	3,20	3,42	8,00	3,16	18,90	2,90
3	50	3	I	2	2,0	2,90	3,44	9,00	3,12	24,50	2,81
3	50	3	I	4	0,5	5,10	3,29	8,80	3,13	15,30	2,96
3	50	3	I	4	1,0	4,00	3,35	8,00	3,16	15,40	2,96
3	50	3	I	4	2,0	3,80	3,37	8,90	3,12	18,80	2,90
1	15	3	III	1	0,5	2,20	3,51	6,60	3,21	16,50	2,94
1	15	3	III	1	1,0	1,70	3,59	6,20	3,23	18,40	2,90
1	15	3	III	1	2,0	1,60	3,61	7,70	3,17	24,40	2,81
1	15	3	III	2	0,5	2,80	3,45	5,90	3,25	11,30	3,05
1	15	3	III	2	1,0	2,20	3,52	5,20	3,28	11,60	3,05
1	15	3	III	2	2,0	1,80	3,56	5,70	3,25	14,10	2,99
1	15	3	III	4	0,5	3,20	3,42	4,90	3,30	7,30	3,18
1	15	3	III	4	1,0	2,50	3,49	4,10	3,34	6,60	3,21
1	15	3	III	4	2,0	2,20	3,51	4,00	3,35	7,10	3,19

(conclusão)

Pilar	f_c (MPa)	n	Tipo	$\rho(\%)$	r	COV = 5%		COV = 10%		COV = 15%	
						$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β	$P_f \times 10^{-4}$	β
2	30	3	III	1	0,5	1,40	3,63	4,40	3,33	11,70	3,04
2	30	3	III	1	1,0	1,00	3,72	3,80	3,37	12,30	3,03
2	30	3	III	1	2,0	0,80	3,77	4,20	3,34	15,90	2,95
2	30	3	III	2	0,5	2,20	3,52	5,10	3,29	10,80	3,07
2	30	3	III	2	1,0	1,50	3,62	4,30	3,33	10,80	3,07
2	30	3	III	2	2,0	1,30	3,65	4,50	3,32	13,40	3,00
2	30	3	III	4	0,5	2,90	3,44	5,10	3,28	8,60	3,13
2	30	3	III	4	1,0	2,00	3,54	4,10	3,35	8,00	3,16
2	30	3	III	4	2,0	1,80	3,57	4,10	3,35	8,90	3,12
3	50	3	III	1	0,5	1,20	3,68	3,10	3,42	8,20	3,15
3	50	3	III	1	1,0	0,70	3,81	2,50	3,48	8,20	3,15
3	50	3	III	1	2,0	0,50	3,90	2,50	3,48	9,90	3,09
3	50	3	III	2	0,5	1,80	3,57	4,10	3,35	9,30	3,11
3	50	3	III	2	1,0	1,20	3,67	3,40	3,40	9,20	3,12
3	50	3	III	2	2,0	0,90	3,74	3,40	3,40	10,90	3,07
3	50	3	III	4	0,5	2,40	3,49	4,70	3,31	8,70	3,13
3	50	3	III	4	1,0	1,80	3,57	3,90	3,36	8,40	3,14
3	50	3	III	4	2,0	1,40	3,62	3,90	3,36	9,40	3,11