

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

ELYSON ANDREW POZO LIBERATI

**Modelos de confiabilidade aplicados à análise de estruturas de
concreto armado submetidas à penetração de cloretos**

São Carlos

2014

ELYSON ANDREW POZO LIBERATI

**Modelos de confiabilidade aplicados à análise de estruturas de
concreto armado submetidas à penetração de cloretos**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao Departamento de
Engenharia de Estruturas da EESC-USP como
parte dos requisitos necessários à obtenção do
título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Edson Denner Leonel

São Carlos

2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

L695m Liberati, Elyson Andrew Pozo
Modelos de confiabilidade aplicados à análise de
estruturas de concreto armado submetidas à penetração
de cloretos / Elyson Andrew Pozo Liberati; orientador
Edson Denner Leonel. São Carlos, 2014.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Concreto armado. 2. Corrosão de armaduras. 3.
Segunda lei de Fick. 4. Modelo de dano de Mazars. 5.
Confiabilidade estrutural. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ELYSON ANDREW POZO LIBERATI**.

Título da dissertação: "Modelos de confiabilidade aplicados à análise de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos".

Data da defesa: 16/05/2014

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Edson Denner Leonel (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Carlos Humberto Martins**
(Universidade Estadual de Maringá/UEM)

Prof. Dr. **Walter Libardi**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Resultado:

APROVADO

APROVADO

Aprovado

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

**Aos meus amados pais por todo apoio,
carinho e incentivo não somente ao longo desta
caminhada, mas durante toda a minha vida.**

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar a Deus, que é lâmpada para os meus pés e luz para os meus caminhos, força maior para prosseguir.

Aos meus pais, José e Cleuza, por todos os ensinamentos e exemplos de vida que me deram e pelo incentivo constante em meu aprimoramento profissional. Também aos meus irmãos e demais familiares, por todo amor e alegria compartilhados.

À minha namorada Amanda pelo apoio, incentivo, compreensão, confiança, carinho e companheirismo em todos os momentos.

Ao meu orientador, professor Edson Denner Leonel, pela excelente orientação, dedicação, comprometimento a este trabalho e por toda atenção dispensada a mim.

Ao professor Caio Gorla Nogueira, pelas valiosas contribuições dadas a este trabalho.

Aos membros da banca examinadora, meus agradecimentos pela inestimável colaboração para o aperfeiçoamento do conteúdo desta dissertação.

Ao amigo e professor Carlos Humberto Martins, Universidade Estadual de Maringá, pelos ensinamentos em minha iniciação científica e um dos grandes incentivadores do meu curso de pós-graduação.

Aos meus amigos da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial, Laurenn Borges de Macedo e Diego Henrique de Almeida que sempre estiveram, de uma forma ou de outra, motivando o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores e demais funcionários do SET na EESC-USP, pela dedicação e auxílio durante minha formação.

À CAPES pelo financiamento da bolsa de estudo para o desenvolvimento desta pesquisa.

Enfim, a todos que, embora não citados, colaboraram também com meu crescimento cultural, social e profissional no decorrer destes anos de estudo e dedicação.

“Eu irei adiante de ti, e endireitarei os caminhos tortuosos; quebrarei as portas de bronze, e despedaçarei os ferrolhos de ferro. Dar-te-ei os tesouros escondidos e as riquezas encobertas, para que saibas que eu sou o Senhor, o Deus de Israel, que te chama pelo teu nome.”

Isaías, 45:2-3

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	xv
LISTA DE TABELAS.....	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xix
RESUMO.....	xxiii
ABSTRACT	xxiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	4
1.2 JUSTIFICATIVA.....	5
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS DA DISSERTAÇÃO.....	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL	12
4 CORROSÃO DAS ARMADURAS.....	18
4.1 GENERALIDADES	18
4.2 PASSIVAÇÃO DA ARMADURA.....	19
4.3 PROCESSO CORROSIVO.....	20
4.4 FORMAS DE CORROSÃO.....	23
4.4.1 Corrosão generalizada	24
4.4.2 Corrosão puntiforme	25
4.4.3 Corrosão por tensão fraturante	26
4.5 EFEITOS DA CORROSÃO.....	26
4.6 AÇÃO DOS ÍONS CLORETO	29
4.6.1 Mecanismos de transporte.....	31
4.6.1.1 Leis de difusão de Fick.....	32
4.6.2 Despassivação das armaduras.....	34
4.6.3 Teor crítico de cloretos	37
4.7 LEIS DE FARADAY	40
4.7.1 Modelagem da perda da área da seção transversal da armaduras	41
5 MODELO MECÂNICO DE DANO	43
5.1 MODELO DE DANO DE MAZARS.....	43
5.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA DAS ARMADURAS	52
5.3 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	56

5.3.1 Campo de deslocamentos.....	57
5.3.2 Campo de deformações.....	58
5.3.3 Relação entre tensores de tensão e de deformação	59
5.3.4 Formulação lagrangeana atualizada	61
5.4 INTEGRAÇÃO NUMÉRICA.....	61
5.5 ALGORITMO DE BUSCA	64
6 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	67
6.1 REQUISITOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS	69
6.2 ESTADOS LIMITES	70
6.3 PROBABILIDADE DE FALHA	71
6.4 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	73
6.5 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO	75
6.6 FORM	78
6.6.1 Algoritmo para o cálculo do índice de confiabilidade.....	79
6.7 ACOPLAMENTO DIRETO ENTRE MODELO MECÂNICO E HLRF/FORM.....	81
7 EXEMPLOS.....	83
7.1 EXEMPLO 1	84
7.1.1 Exemplo 1A.....	86
7.1.2 Exemplo 1B.....	88
7.1.3 Exemplo 1C.....	93
7.2 EXEMPLO 2	98
7.3 EXEMPLO 3	103
7.4 EXEMPLO 4	106
8 CONCLUSÕES.....	110
8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	112
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Corrosão da armadura de pilar.....	2
Figura 3.1 - Modelo de vida útil.....	14
Figura 3.2 - Mecanismos de iniciação da corrosão de armaduras em concreto	15
Figura 3.3 - Vários estados limites e níveis de confiabilidade relacionados com a corrosão de armaduras.....	16
Figura 3.4 - Vida útil das estruturas	16
Figura 4.1 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico. Potencial x pH para o sistema Fe-H ₂ O a 25°C	20
Figura 4.2 - Célula de corrosão em concreto armado.....	22
Figura 4.3 - Frente de carbonatação: indicadores à base de fenolftaleína se tornam incolores na zona carbonatada e tomam uma cor vermelho carmim na região alcalina	24
Figura 4.4 - Aspectos de superfícies metálicas corroídas, destacando a corrosão generalizada uniforme (a) e a corrosão generalizada não uniforme (b)	25
Figura 4.5 - Tipos de corrosão de uma barra de aço.....	26
Figura 4.6 - Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão	27
Figura 4.7 - Esforços envolvidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras	28
Figura 4.8 - Fissuração longitudinal do concreto de cobertura em pilar	28
Figura 4.9 - Formas de ocorrência de íons cloreto em estruturas de concreto	30
Figura 4.10 - Perfil característico da penetração de íons cloreto (estado de difusão não estacionário).....	33
Figura 4.11 - Representação esquemática do mecanismo de corrosão por íons cloreto	36
Figura 4.12 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico contendo íons cloreto	36
Figura 4.13 - Relação do teor crítico de cloretos às condições ambientais e qualidade do concreto	37
Figura 4.14 - Evolução cronológica do processo de corrosão.....	40
Figura 4.15 - Modelos de corrosão uniforme (a) e não uniforme (b).....	41
Figura 5.1 - Diagrama tensão versus deformação do concreto.....	45
Figura 5.2 - Diagramas do concreto à tração uniaxial.....	46
Figura 5.3 - Comportamento unilateral do concreto	49
Figura 5.4 - Lei constitutiva do modelo elastoplástico com encruamento	53

Figura 5.5 – Configuração deslocada de um elemento de barra.....	58
Figura 5.6 - Deformação de uma fibra genérica.....	60
Figura 5.7 - Distribuição de tensões e discretização da seção: a) concreto e b) aço	62
Figura 5.8 - Fluxograma do modelo mecânico e busca da carga última de uma estrutura	65
Figura 5.9 - Fluxograma simplificado do modelo mecânico com penalização da área de aço devido a corrosão.....	66
Figura 6.1 - Equação de estado limite e domínios de falha e não-falha	71
Figura 6.2 - Problema fundamental de confiabilidade (interferência entre populações).....	73
Figura 6.3 - Aproximação de primeira ordem - integração unidimensional	75
Figura 6.4 - Sorteio de pontos na simulação de Monte Carlo	78
Figura 6.5 - Aproximação de primeira ordem (FORM)	79
Figura 6.6 - Solução iterativa para busca do ponto de projeto	81
Figura 7.1 - Elemento estrutural considerado no estudo	84
Figura 7.2 - Resistências e deformações na seção.....	84
Figura 7.3 - Probabilidade de falha versus número de amostras	87
Figura 7.4 - Probabilidade de falha versus número de amostras, sendo: (a) CA II e (b) CA III	89
Figura 7.5 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA II - $\beta_x=0,259$	90
Figura 7.6 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA III - $\beta_x=0,259$	90
Figura 7.7 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA II - $\beta_x=0,628$	91
Figura 7.8 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA III - $\beta_x=0,628$	91
Figura 7.9 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA II - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	92
Figura 7.10 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA III - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	92
Figura 7.11 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA II - $\beta_x=0,259$	94
Figura 7.12 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA III - $\beta_x=0,259$	95
Figura 7.13 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA II - $\beta_x=0,628$	95
Figura 7.14 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA III - $\beta_x=0,628$	96
Figura 7.15 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA II - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	96
Figura 7.16 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA III - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	97
Figura 7.17 - Discretização e detalhamento da viga em estudo	99

Figura 7.18 - Força resistente na viga versus tempo de corrosão para barras de 10,0mm	100
Figura 7.19 - Força resistente na viga versus tempo de corrosão para barras de 12,5mm	100
Figura 7.20 - Comparação da carga última da viga com barras de 10,0mm e 12,5mm com base no modelo da ABNT NBR 6118 (2013).....	101
Figura 7.21 - Comparação da carga última da viga com barras de 10,0mm e 12,5mm com base no modelo MEF não-linear.....	101
Figura 7.22 - Modos de falha para a viga dimensionada com barras de 10,0mm. Sendo: a) $\beta_x=0,259$; b) $\beta_x=0,628$ e c) $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	102
Figura 7.23 - Modos de falha para a viga dimensionada com barras de 12,5mm. Sendo: a) $\beta_x=0,259$; b) $\beta_x=0,628$ e c) $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	102
Figura 7.24 - Análise de confiabilidade para a viga dimensionada com $\beta_x=0,259$	104
Figura 7.25 - Análise de confiabilidade para a viga dimensionada com $\beta_x=0,628$	105
Figura 7.26 - Análise de confiabilidade para a viga dimensionada com $\beta_x=0,628$ e armadura dupla	105
Figura 7.27 - Influência da relação a/c na probabilidade de falha da viga dimensionada com $\beta_x=0,259$ e barras de 10,0mm. Sendo: a) cobertura=3,0cm e b) cobertura=4,0cm	105
Figura 7.28 - Influência da relação a/c na probabilidade de falha da viga dimensionada com $\beta_x=0,259$ e barras de 12,5mm. Sendo: a) cobertura=3,0cm e b) cobertura=4,0cm	106
Figura 7.29 - Discretização e detalhamento da viga em estudo	108
Figura 7.30 - Viga dimensionada com $\beta_x=0,259$	108
Figura 7.31 - Viga dimensionada com $\beta_x=0,628$	108
Figura 7.32 - Viga dimensionada com $\beta_x=0,628$ com armadura dupla	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Fontes de íons cloreto em concreto	29
Tabela 4.2 - Valor crítico de cloretos em concreto.....	38
Tabela 4.3 - Valores de cloretos necessário para iniciar a corrosão de armaduras	39
Tabela 5.1 - Particularização para deformação equivalente	46
Tabela 5.2 - Particularizações para α_T , α_C e D	51
Tabela 7.1 - Dimensionamento da viga em estudo para diferentes valores de β_x	86
Tabela 7.2 - Dados estatísticos das variáveis aleatórias (valores adotados).....	87
Tabela 7.3 - Dados estatísticos das variáveis aleatórias	88
Tabela 7.4 - Dimensionamento da viga bi-apoiada para diferentes considerações	98
Tabela 7.5 - Dados estatísticos das variáveis aleatórias (valores adotados).....	103
Tabela 7.6 - Dimensionamento da viga engastada para diferentes considerações	107

LISTA DE SÍMBOLOS

GREGOS

α	Variável interna do modelo elastoplástico
α_C	Coefficiente que multiplica o parâmetro de dano à compressão no modelo de Mazars
α_T	Coefficiente que multiplica o parâmetro de dano à tração no modelo de Mazars
β	Índice de confiabilidade de Hasofer & Lind
$\Delta\lambda$	Variação da deformação plástica
$\Delta\varepsilon$	Incremento de deformação total
$\underline{\Delta S}$	Incremento de tensão
ε	Deformação total
ε_{d0}	Valor inicial da deformação para que o concreto comece a danificar
$\tilde{\varepsilon}$	Deformação equivalente
$(\varepsilon_i)_+$	Componentes positivas do tensor de deformações principais
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Deformações principais
$\dot{\tilde{\varepsilon}}$	Variação da deformação
$\underline{\varepsilon}$	Tensor de deformações principais
ε_p	Deformação plástica ou residual
$\underline{\varepsilon}_V^+$	Variável cinemática que representa o estado local de extensão
λ	Estiramento
μ	Média da variável aleatória
ρ_{sw}	Taxa de armadura transversal
σ	Desvio padrão da variável aleatória
σ^2	Variância
$\underline{\sigma}$	Tensor de tensões principais
σ_y	Tensão de escoamento do aço
$(\underline{\sigma}_i)_+$	Parte positiva do tensor de tensões principais
$(\underline{\sigma}_i)_-$	Parte negativa do tensor de tensões principais
ν	Coefficiente de Poisson

φ	Rotação da seção transversal do elemento finito proveniente somente da parcela de flexão.
Ω	Domínio da análise

ROMANOS

a/c	Relação água/cimento
A_S	Área de aço principal
A'_S	Área de aço secundária
A_C, B_C	Parâmetros de dano à compressão do modelo de Mazars
A_T, B_T	Parâmetros de dano à tração do modelo de Mazars
B, b	Base da seção transversal do elemento
\underline{B}	Matriz de incidência
$C(x,t)$	Concentração de cloretos para a profundidade de cobrimento x e no instante de tempo t
C_0	Concentração de cloretos sobre a superfície da estrutura
d_{inicial}	Diâmetro inicial da barra antes da despassivação da armadura
$d(t)$	Diâmetro da barra da armadura no instante de tempo t
D	Coefficiente de difusão de cloretos
D_0	Coefficiente de difusão constante
D	Variável escalar de dano
D_T	Variável escalar de dano devido a tração uniaxial
D_C	Variável escalar de dano devido a compressão uniaxial
\dot{D}	Varição do dano
$\underline{\underline{D}}_0$	Tensor de constantes elásticas
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$f(\tilde{\epsilon}, D)$	Função de dano
F	Fluxo de cloretos
$F(\tilde{\epsilon})$	Função contínua e positiva da deformação equivalente $\tilde{\epsilon}$
F_C^{int}	Parcela de contribuição do concreto ao vetor de esforços internos
F_S^{int}	Parcela de contribuição da armadura ao vetor de esforços internos
F_{aplicada}	Carga aplicada no elemento estrutural

F_{ult}	Carga última
\underline{G}	Matriz de incidência (modelo NLG)
H, h	Altura da seção transversal do elemento
i_{CORR}	Intensidade de corrosão
K	Módulo plástico de encruamento isótropo positivo de aço
K_C	Parcela de contribuição do concreto à matriz de rigidez de um elemento
K_S	Parcela de contribuição da armadura à matriz de rigidez de um elemento
L	Comprimento do elemento
M_a	Momento fletor atuante no elemento estrutural
M_r	Momento fletor resistente da seção transversal do elemento estrutural
n_s	Número de simulações
P	Carga aplicada
PP	Carga permanente
PA	Carga acidental
P_f	Probabilidade de falha
$\hat{S}(D)$	Deformação equivalente em função do dano
\underline{S}	Tensor de tensão de Piola-Kirchhoff
t	Variável de tempo
t_{ini}	Tempo até o início da corrosão
t_R	Tempo para iniciação da corrosão
t_P	Tempo de projeto
u_p	Deslocamento longitudinal de um ponto
v_p	Deslocamento transversal de um ponto
v_f	Parcela de deslocamento à flexão
v_c	Parcela de deslocamento ao cisalhamento
\underline{X}	Vetor contendo as coordenadas cartesianas nodais atualizadas
y^*	Ponto de projeto ou ponto de ruína mais provável

RESUMO

LIBERATI, E.A.P. *Modelos de confiabilidade aplicados à análise de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos*. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

As estruturas de concreto armado são um dos tipos de estrutura mais utilizados no mundo e quando localizadas em ambientes não agressivos, respeitam a vida útil para a qual foram projetadas. Entretanto, a durabilidade dessas estruturas pode ser fortemente reduzida por processos de degradação de origens ambientais e/ou funcionais. Dentre esses processos, destacam-se aqueles que desencadeiam a corrosão das armaduras, sendo a difusão de cloretos um dos fatores de maior importância no desencadeamento do processo corrosivo. Apesar da robustez de diversos modelos propostos na literatura, abordagens determinísticas frequentemente falham ao prever o tempo de início da corrosão devido à enorme e à inerente aleatoriedade envolvida nesse processo. Neste contexto, a durabilidade pode ser mais realisticamente representada por meio de modelos probabilísticos. Este trabalho apresenta uma formulação numérica, baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF), para a determinação de cenários de falha de vigas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos. Nessa formulação, a não linearidade física do concreto é descrita pelo modelo de dano de Mazars e a variação da concentração de cloretos no interior do concreto é determinada por meio da segunda lei de Fick. Além disso, as leis de corrosão de Faraday são adotadas para a determinação da taxa de redução das áreas de aço ao longo do tempo. A partir das cargas de colapso calculadas pelo modelo mecânico, as probabilidades de falha são determinadas utilizando o algoritmo de confiabilidade FORM. Os resultados obtidos mostram a influência da corrosão na segurança estrutural de estruturas de concreto armado ao longo do tempo, assim como, seu impacto na durabilidade dessas estruturas.

Palavras-Chave: concreto armado. corrosão de armaduras. segunda lei de Fick. modelo de dano de Mazars. confiabilidade estrutural.

ABSTRACT

LIBERATI, E.A.P. *Reliability models applied to the analysis of reinforced concrete structures subjected to chloride penetration*. M.Sc. Dissertation, School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos , 2014.

Reinforced concrete structures are one of the most commonly used types of structures in the world and when these structures respects the structural life predicted when it is located in non-aggressive environments. However, the durability of these structures can be strongly reduced by degradation processes caused by environmental and/or functional origins. Among these processes, those related to reinforcement's corrosion are more outstanding, being the chloride diffusion one of most important factors that triggers the corrosion process. Despite the robustness of several models proposed in literature, deterministic approaches often fail to predict the time of corrosion initiation due to the huge inherent randomness involved in the process itself. In this context, the durability can be more realistically represented by probabilistic models. This work presents a numerical formulation based on the Finite Element Method (FEM) to determine the failure configuration of reinforced concrete beams subjected to chloride penetration. In this formulation, the non-linearity of the concrete is described by Mazars damage model and the variation of chloride concentration along concrete cover is determined by Fick's second law. Moreover, Faraday's law concerning corrosion is adopted in order to determine the reduction rate of steel areas over a period of time. The probabilities of failure are determined using the reliability algorithm FORM, which accounts the collapse Sloads calculated by the mechanical model. The results showed the influence of corrosion phenomenon on the structural safety of reinforced concrete along time as well as its impact on the structural durability.

Keywords: reinforced concrete. reinforcement corrosion. Fick's second law. Mazars damage model. structural reliability.

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é o material estrutural de maior utilização na construção civil. O relativo baixo custo, bem como a facilidade de sua execução e adequação a formas variadas, são as principais razões para seu amplo e diversificado uso.

Apesar de apresentar comportamento mecânico complexo, o concreto armado tem demonstrado possuir durabilidade adequada para a maioria dos usos a que se destina. Essa durabilidade é o resultado da dupla natureza que o concreto exerce sobre o aço: de um lado, o cobrimento de concreto fornece a barreira física; por outro, a elevada alcalinidade da água nos poros do concreto fornece a barreira química. Por meio dessas barreiras, o aço, no interior do concreto, se mantém inalterado por tempo indefinido (ANDRADE, 1992; MAHESWARAN e SANJAYAN, 2004).

Quando as estruturas de concreto armado estão localizadas em ambientes não agressivos, elas respeitam, em geral, a vida útil para a qual foram projetadas. Entretanto, a durabilidade estrutural pode ser fortemente reduzida por processos de degradação de origens ambientais e/ou funcionais.

Os principais fatores apontados por Biczók (1972) e El Hassan et al. (2010) como responsáveis pela ocorrência de manifestações patológicas são: deficiências de projeto, espessura de cobrimento insuficiente, especificações e características inadequadas do concreto e de seus materiais constituintes, falhas de execução, manutenção e a ação agressiva do meio ambiente na qual a estrutura está inserida.

De acordo com Cánovas (1988), nos últimos tempos avançou-se muito no cálculo estrutural e na tecnologia do concreto. Com isso, as estruturas de concreto armado foram despojadas de tudo o que não seja realmente necessário para que cumpram sua função resistente.

No caso dessas estruturas, nas quais se buscam dimensões mínimas seguras, os efeitos agressivos, mecânicos ou químicos podem ter graves consequências. Isto é, por essas estruturas não disporem de reservas suficientes para enfrentá-los, possibilita-se o

desenvolvimento de manifestações patológicas no concreto e, o que é pior, que não possam suportá-las (CÁNOVAS, 1988).

De acordo com Vieira (2003), os altos custos globais que envolvem tanto a perda do material deteriorado quanto a correção do problema, o comprometimento da estabilidade estrutural causado pelo processo corrosivo, e ainda, a reincidência do fenômeno, são alguns aspectos que fazem a corrosão das armaduras a principal manifestação patológica em estruturas de concreto armado.

A corrosão das armaduras está diretamente associada com a durabilidade de estruturas de concreto, e a difusão de cloretos é reconhecidamente um dos fatores de maior importância no desencadeamento do processo corrosivo (SOUZA e LEONEL, 2012; VAL e STEWART, 2003; EL HASSAN et al., 2010; BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2011).

Os danos causados às estruturas de concreto armado, resultantes da corrosão da armadura, além de se manifestarem na forma de expansão, fissuração e lascamento do concreto de cobertura (Figura 1.1), podem promover o comprometimento estrutural do concreto armado, devido à perda da aderência entre a armadura e o concreto e à redução da área útil de aço (BICZÓK, 1968; MAHESWARAN e SANJAYAN, 2004).



Figura 1.1 - Corrosão da armadura de pilar

Fonte: Arquivo pessoal.

De acordo com Val e Stewart (2003), a corrosão de armaduras associada à difusão de cloretos é iniciada pela contaminação por cloretos, geralmente, em conjunto com cobertura inadequado e baixa qualidade do concreto. Em seguida, leva a fissurações e lascamentos, o que indica a necessidade de uma avaliação de segurança, reparação ou substituição de

elementos estruturais danificados, ou ainda, a necessidade de inspeções mais frequentes. Todos esses casos exigirão a alocação de recursos financeiros adicionais.

A previsão do envelhecimento das estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão de armaduras, é uma difícil tarefa, não só porque os fenômenos mecânicos e químicos envolvidos são complexos, mas também devido a sua natureza aleatória. Existe de fato um alto grau de incerteza associado com os parâmetros ambientais, propriedades físicas dos materiais e carregamentos (DUPRAT, 2007).

A fim de proteger as estruturas contra a deterioração precoce, as considerações de projeto incluem, muitas vezes, especificações particulares para o cobrimento de concreto, mistura de concreto (tipo de cimento, agregados, compactidade), utilização de reforço, além de cuidados durante a construção. (SOUZA e RIPPER, 1998).

No entanto, Duprat (2007) afirma que os proprietários de estruturas frequentemente recorrem a estratégias de manutenção que limitam o custo de eventuais reparos ou substituições de estruturas degradadas existentes. As decisões ótimas sobre os métodos de manutenção podem ser realizadas com base em uma avaliação probabilística do risco de falha.

De acordo com Deby, Carcasses e Sellier (2008), um novo pensamento para melhorar a durabilidade de estruturas de concreto armado vem sendo desenvolvido com abordagens que levam em consideração o desempenho baseado em indicadores de durabilidade, que são as propriedades essenciais dos materiais, por exemplo, porosidade, permeabilidade e coeficiente de difusão.

Entretanto, as variáveis aleatórias de propriedades físicas do concreto ou do cobrimento de concreto, devido à variabilidade de fabricação nos locais de construção, não são consideradas nessas abordagens. Por outro lado, muitos métodos probabilísticos foram recentemente propostos para a avaliação de vida útil (DEBY, CARCASSES e SELIER, 2008). Os modelos para a previsão de vida útil de estruturas estão apoiados nos mecanismos de transporte de água, gases e íons através da rede de poros do concreto, como a difusão. Esses mecanismos dependem de uma série de fatores que englobam desde as características do concreto às condições de exposição a que serão submetidos (HOFFMANN, 2001).

De acordo com Pereira (2001), existem vários modelos matemáticos de deterioração por corrosão de armaduras induzidas por cloretos, empregados para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado, alguns considerando o período de iniciação e outros o período de propagação. Dentre eles, o modelo proposto por Fick, para o período de iniciação da

corrosão, apresenta a vantagem de ser de fácil aplicação e, por isso, é muito utilizado pelos pesquisadores da área.

Os modelos desenvolvidos até o presente momento com o objetivo de analisar a durabilidade estrutural, utilizam os conceitos de confiabilidade estrutural e otimização para avaliar apenas a penalização do aço em uma estrutura de concreto armado, submetida à corrosão de armaduras por difusão de cloretos. Acoplando-se tais modelos com modelos de dano, é possível determinar as probabilidades de falha não apenas do aço, como também do concreto.

A mecânica do dano analisa a degradação das propriedades mecânicas do material produzida essencialmente pela evolução de microfissuras e cavidades (ÁLVARES, 1999). Nogueira (2005 e 2010) afirma que, a teoria de dano é, sem dúvida, capaz de formular modelos realísticos para representar o comportamento mecânico do concreto, uma vez que esse material apresenta um comportamento fortemente não-linear em virtude da microfissuração.

Dentre os modelos de dano encontrados na literatura, o modelo de Mazars pode ser considerado como sendo um dos mais simples, mas com boa adequação à modelagem de estruturas de barras de concreto armado (NOGUEIRA, 2005).

1.1 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivos gerais estudar a durabilidade estrutural a partir da análise de confiabilidade de estruturas de concreto armado expostas à penetração de cloretos. Para isso, busca-se desenvolver um modelo mecânico-probabilístico, onde a não linearidade física do concreto é descrita pelo modelo de dano de Mazars e a variação da concentração de cloretos no interior do concreto é determinada por meio da segunda lei de Fick. Além disso, as leis de corrosão de Faraday são adotadas para a determinação da taxa de redução das áreas de aço ao longo do tempo. Por fim, através do acoplamento do modelo mecânico com algoritmos de confiabilidade, análises probabilísticas podem ser realizadas.

Como objetivo específico, citam-se análises de confiabilidade com o intuito de avaliar a influência da corrosão na segurança estrutural de estruturas de concreto armado ao longo do tempo, com avaliação de seu impacto na durabilidade dessas estruturas.

1.2 JUSTIFICATIVA

A durabilidade e a vida útil são reconhecidas como parâmetros de grande importância no desenvolvimento de projetos racionais de estruturas de concreto (SARVESWARAN e ROBERTS, 1999; XIANG e ZHAO, 2007).

Em estruturas de concreto armado, a difusão de cloretos é um parâmetro largamente utilizado para a avaliação da durabilidade e conseqüentemente da vida útil estrutural. A partir da modelagem desse fenômeno, ou seja, da determinação das concentrações de cloretos ao longo dos cobrimentos estruturais, a corrosão de armaduras e a danificação do concreto podem ser eficientemente estimadas.

Com este trabalho, pretende-se desenvolver um modelo que avalie a durabilidade estrutural, por meio da análise da corrosão de armaduras por difusão de cloretos, que leva em consideração a não linearidade do concreto e a penalização da área de aço das armaduras devido a corrosão. Os modelos existentes na atualidade avaliam a durabilidade estrutural analisando apenas a influência da perda da área de aço na estrutura, sem levar em conta a degradação do concreto.

A aplicação de conceitos de confiabilidade estrutural para a avaliação de variáveis que influenciam a durabilidade de uma estrutura se mostra um estudo importante. Devido à aleatoriedade envolvida no processo de difusão de cloretos e corrosão de armaduras, a durabilidade pode ser mais realisticamente representada por meio de modelos probabilísticos.

Além disso, o tema abordado, neste trabalho, tem despertado interesse das instituições de pesquisa ao redor do mundo. Dessa forma, este estudo propicia o início da linha de pesquisa em durabilidade de estruturas no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade de São Paulo.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho enquadra-se dentro da área de métodos numéricos abrangendo conceitos referentes à durabilidade estrutural, mecânica das estruturas e confiabilidade estrutural.

A dissertação está dividida em oito capítulos, sendo que desse total, quatro abordam conceitos necessários ao desenvolvimento do trabalho.

O Capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica sobre os temas referidos na dissertação. Na primeira parte, são apresentados trabalhos que discutem a durabilidade estrutural por meio da análise da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado. Em seguida, são apresentados trabalhos sobre confiabilidade estrutural. Na parte final do capítulo, são apresentados trabalhos que discutem alguns modelos mecânicos e de materiais existentes no meio científico.

No Capítulo 3, os conceitos de durabilidade e vida útil de estruturas de concreto armado são apresentados. Em seguida, discute-se um modelo de previsão da vida útil para estruturas de concreto armado por meio da degradação devida ao fenômeno de corrosão das armaduras.

O Capítulo 4 apresenta os conceitos sobre o fenômeno da corrosão, abordando a problemática da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado e relacionando esse fenômeno com alguns fatores iniciadores e propagadores. As formulações que descrevem o processo de difusão de cloretos para o interior do concreto e a taxa de redução da área de aço ao longo do tempo devido a corrosão são apresentadas nesse capítulo.

No Capítulo 5 encontra-se a descrição do modelo mecânico utilizado, bem como, aspectos teóricos sobre a modelagem do concreto armado e das estruturas sensíveis aos efeitos de segunda ordem. Toda a técnica numérica de solução dos problemas não-lineares e o algoritmo implementado para a determinação da carga última de vigas de concreto armado também estão descritos nesse capítulo.

O Capítulo 6 aborda a confiabilidade estrutural de uma maneira geral. É feita uma breve discussão sobre a segurança estrutural e os métodos utilizados para determinação dos índices de confiabilidade e probabilidades de falha.

O Capítulo 7 trata dos exemplos que validam o modelo mecânico-probabilístico desenvolvido.

Finalizando o trabalho, o Capítulo 8 remete-se às conclusões obtidas com o desenvolvimento do trabalho e possíveis sugestões para pesquisas futuras.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Processos corrosivos em estruturas, pontes e viadutos de concreto têm ocorrido no Rio de Janeiro e em outros estados do Brasil, ocasionando riscos à integridade dos usuários. Estudos desenvolvidos pelo *The Department of Transport* da Inglaterra constatou, na avaliação de 200 pontes, que 30% delas apresentavam problemas graves de corrosão. Somente na rede federal de rodovias dos EUA, que compreende 600.000 pontes, cerca de 250.000 delas sofrem corrosão nas armaduras devido à penetração de cloretos, necessitando assim, de reparos (GENTIL, 2012).

Um amplo levantamento no Brasil foi realizado por Carmona e Marega (1988) *apud* Figueiredo et al. (2003), que identificaram a incidência dos principais problemas patológicos das estruturas de concreto quanto à sua origem. O estudo apontou que a corrosão de armaduras era uma das causas de deterioração mais comuns nas estruturas de concreto ficando em terceiro lugar com 31% dos casos levantados, permanecendo atrás apenas dos defeitos construtivos e fissuras. Porém, os autores ainda afirmaram que as fissuras poderiam originar-se de tensões internas provocadas pela corrosão de armaduras, e que os defeitos construtivos, ou mesmo as fissuras, poderiam provocar o surgimento de diversos tipos de manifestações patológicas, entre elas a própria corrosão de armaduras.

Diversos modelos têm sido propostos na literatura para analisar e representar o processo de corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado. Dentre esses modelos, é importante mencionar Tuutti (1982), Thoft-Christensen et al. (1997), Stewart e Rosowsky (1998), Enright e Frangopol (1998) e Duracrete (2000), nos quais o processo de corrosão é estudado sob diversas condições. Um dos modelos mais utilizados para o estudo da corrosão de armaduras é aquele que alia a modelagem da difusão de cloretos no concreto por meio da segunda lei de Fick.

Maheswaran e Sanjayan (2004) fizeram um levantamento do estado da arte dos métodos de difusão de cloretos em concreto e apresentam um método alternativo baseado em uma solução com variação do coeficiente de difusão (D) e que incorpora o efeito da variação da concentração de cloretos de superfície (C_0) por uma adaptação da solução de forma

fechada. Concluíram que esta solução pode ser utilizada sem a aplicação do método das diferenças finitas ou *softwares* computacionais especiais para prever as concentrações de cloretos.

Vu e Stewart (2000) utilizaram um modelo de confiabilidade (probabilístico) de deterioração estrutural para o cálculo de probabilidades de falha estrutural de pontes em concreto armado. O modelo utilizado foi uma extensão do modelo proposto por Stewart e Rosowsky (1998), que incluem melhorias nas análises de iniciação e propagação de corrosão. Dessa forma, a redução do cobrimento de concreto ou o aumento da relação água/cimento aumentam as probabilidades de falha.

Val e Stewart (2003) aplicaram um modelo probabilístico dependente do tempo para prever os custos esperados de reparação e substituição de estruturas de concreto armado, a fim de se calcular os custos do ciclo de vida dessas estruturas em ambientes marinhos em diferentes condições de exposição. A partir dos estudos realizados, afirmam que os resultados da análise do custo do ciclo de vida foram aplicados para selecionar estratégias ótimas, melhorando a durabilidade das estruturas de concreto armado em ambientes marinhos, incluindo a utilização de aço inoxidável.

Deby, Carcasses e Sellier (2008) propuseram uma metodologia completa de projeto por meio da combinação de abordagens de desempenho baseados em métodos probabilísticos. Estes métodos integravam não apenas a composição do concreto e os indicadores de durabilidade, mas também uma variação realística das propriedades físicas associadas à penetração de cloretos.

Nogueira, Leonel e Coda (2012) realizaram uma análise probabilística da penetração de cloretos em estrutura de concreto armado, utilizando a segunda lei de Fick da difusão. A probabilidade de falha, por sua vez, foi calculada usando os métodos de simulação de Monte Carlo e o *First Order Reliability Method* (FORM). Os autores concluíram que a escolha de um valor ótimo de espessura de cobrimento de concreto depende principalmente da qualidade do concreto versus a sua porosidade, a qual é influenciada pela relação água/cimento, bem como sobre o período de tempo atribuído para as intervenções estruturais para os procedimentos de manutenção.

Suo e Stewart (2009) realizaram uma análise de confiabilidade espacial de variáveis dependentes do tempo, combinado com os dados obtidos de inspeções visuais para prever a probabilidade e extensão da corrosão induzida pela fissuração em lajes e vigas em concreto armado. Concluíram o uso de informações de inspeção ou monitoramento são importantes

para atualização das avaliações de confiabilidade e no desenvolvimento de estratégias de inspeções/reparações para o aumento do ciclo de vida.

Duprat (2007) utilizou uma abordagem probabilística para o estudo de vigas em concreto armado expostas a saís de degelo ou a brisa marinha. O índice de confiabilidade foi estimado para três condições de fissuração e para quatro condições de exposição. Para cada caso, três qualidades de concreto foram consideradas. Concluiu que o risco de falha aumenta continuamente à medida que a estrutura se deteriora mesmo com especificações de concepções mais severas que tendem a atenuar esse efeito. E ainda, a fim de se obter um nível de confiabilidade satisfatório para todo o ciclo de vida de estruturas de concreto, os requisitos específicos para as propriedades de concreto devem ser combinados com os requisitos para a determinação do cobrimento de concreto e para o cálculo dos reforços.

Apostolopoulos e Papadakis (2008) fizeram uma revisão dos principais mecanismos de iniciação da corrosão de armaduras. Além disso, o período de propagação e as principais implicações nas propriedades mecânicas do aço e concreto foram analisados. Os autores concluíram que com o aumento da duração da exposição a um ambiente corrosivo, a perda de massa de aço aumenta sensivelmente. Isso leva a um aumento significativo de tensão aplicada. Cita-se, ainda, que uma redução significativa da ductilidade à tração do material foi observada. Tal trabalho contribuiu para o estudo da propagação da corrosão de armaduras e suas diferentes consequências sobre as barras de aço e estrutura de concreto.

El Hassan et al. (2010) propuseram um modelo de confiabilidade, baseado na segunda lei de Fick, para avaliar o tempo de iniciação e de propagação da corrosão em estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos. Os autores consideraram as incertezas presentes nas propriedades dos materiais, além de enfatizarem o impacto das condições climáticas, ou seja, temperatura e umidade relativa, nas duas fases da corrosão de armaduras. Através deste estudo, os autores concluíram que a umidade relativa é o principal fator que afeta a primeira fase da corrosão, enquanto que a temperatura afeta a segunda fase, acelerando a corrosão das armaduras. Os autores finalizam o estudo afirmando que a escolha do diâmetro das barras de aço pode afetar significativamente a vida útil de estruturas de concreto armado expostas em ambientes altamente agressivos.

Bastidas-Arteaga et al. (2011) apresentaram um modelo abrangente para descrever a penetração de cloretos em estruturas de concreto armado, em que as equações governantes do processo de penetração são resolvidas por meio do acoplamento do método dos elementos finitos com o método das diferenças finitas. O estudo utilizou variáveis aleatórias para

representar as propriedades dos materiais e processos estocásticos para modelar as ações ambientais. Os autores apresentaram um exemplo numérico, mostrando os fatores que controlam a penetração de íons cloreto e o efeito do meio ambiente no processo. Os resultados obtidos enfatizaram a importância de incluir a influência aleatória das ações ambientais, ligação de cloretos, transporte de íons cloreto por convecção e penetração bidimensional de cloretos para uma avaliação mais abrangente da vida útil de estruturas de concreto armado.

Saassouh e Lounis (2012) apresentaram dois modelos probabilísticos simplificados, baseados nos métodos de confiabilidade de primeira e segunda ordem (FORM e SORM, respectivamente), para modelar a incerteza dos principais parâmetros. Dentre os parâmetros, os autores incluíram a concentração de cloretos de superfície, concentração crítica de cloretos, profundidade de cobrimento de concreto e coeficiente de difusão, que regulam a penetração de cloretos no concreto e a corrosão de armaduras. Um estudo de caso de uma ponte de concreto armado exposta a sais de degelo foi utilizado para ilustrar a capacidade e eficiência desses modelos probabilísticos. Os autores concluíram que os modelos permitem quantificar o impacto dos diferentes parâmetros que regem a probabilidade de corrosão e vida útil. E ainda que estes modelos podem ser usados para desenvolver estratégias de gestão de custos.

A definição de modelos não-lineares confiáveis para representar as estruturas é, sem dúvida um tema bastante importante. No âmbito das estruturas de concreto, o problema se torna mais agravante visto que o concreto é um material heterogêneo e com diversas peculiaridades. Por conta disto, o concreto apresenta um comportamento fortemente não-linear.

Álvares (1993) faz um estudo crítico sobre o modelo de dano de Mazars (1984) com a determinação de parâmetros numéricos para o modelo em ensaios de compressão axial e diametral. A análise qualitativa do modelo é feita com base em um confronto de resultados numéricos, via método dos elementos finitos e resultados experimentais de vigas em concreto armado com diferentes taxas de armadura. Verifica-se que o modelo conduz a bons resultados para as vigas normalmente e super armadas. Entretanto, no caso de baixas taxas de armadura, a distribuição de dano é mais esparsa acarretando perda de qualidade nos resultados.

Branco (2002) combinou o modelo de dano de Mazars para o concreto, não linearidades física e geométrica e o modelo elastoplástico levando em conta as hipóteses de Timoshenko para simular o comportamento de pórticos planos de concreto armado. É possível, pois, assinalar que o modelo é bastante preciso para casos de vigas com taxas médias e elevadas de armadura.

Nogueira (2010) desenvolveu um programa computacional, por meio de desenvolvimentos na modelagem mecânica de estruturas de barras em concreto armado, na qual o comportamento não-linear dos materiais aço e concreto foi considerado a partir de modelos de plasticidade e de dano, respectivamente. Esse modelo foi acoplado com modelos de confiabilidade e otimização do tipo RBDO (*Reliability-Based Design Optimization*), com o objetivo de determinar as dimensões ótimas dos elementos estruturais, impondo-se a segurança desejada. O autor concluiu que os custos da estrutura otimizada são menores, quando se considera os efeitos de comportamento não-linear dos materiais.

3

DURABILIDADE E VIDA ÚTIL

O bom desempenho e adequada durabilidade do concreto em serviço são considerados, após as propriedades mecânicas, as principais características estruturais. No entanto, nas últimas décadas, os problemas de durabilidade insatisfatória em estruturas de concreto armado têm aumentado drasticamente. Além dos impactos econômicos devido às despesas de reparação, os problemas de durabilidade também causam impactos industriais, ambientais e sociais devido à diminuição da confiabilidade e da segurança dessas estruturas (APOSTOLOPOULOS e PAPADAKIS, 2008; HELLAND, 2013).

A ABNT NBR 6118 (2003) define, como exigência de durabilidade, que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de forma a conservar a segurança, a estabilidade e as condições de serviço ao longo do período considerado como vida útil.

A durabilidade das estruturas de concreto armado é um assunto que tem sido amplamente estudado e discutido no meio técnico e científico, principalmente nas últimas décadas. Nesse aspecto, o limite do conhecimento avançou de forma bastante significativa, não apenas em relação aos materiais que compõem o concreto armado, mas também no que se refere ao comportamento conjunto do sistema aço-concreto (FIGUEIREDO et al., 2003).

De acordo com Hoffmann (2001), os aspectos relacionados com a durabilidade e o desempenho que as estruturas deveriam apresentar durante a sua vida útil não eram levados em consideração. Imaginava-se, no passado, que as propriedades do concreto se mantinham praticamente inalteradas ao longo do tempo. Entretanto, os tempos modernos ditaram a certeza de que o concreto, como material de construção, é instável ao longo do tempo, alterando suas propriedades físicas e químicas em função das características de seus componentes e do comportamento destes frente ao meio ambiente (SOUZA e RIPPER, 1998).

Os problemas de durabilidade são frequentemente causados por um conjunto de fatores que incluem a falta de conhecimento do meio ambiente em que as estruturas ficarão expostas, especificações de projeto inadequadas e construção executada não respeitando as normas técnicas (PEREIRA, 2001). Além disso, o aperfeiçoamento de técnicas de

dimensionamento mais avançadas e, portanto mais econômicas, também interfere negativamente no que diz respeito à durabilidade (FIGUEIREDO et al., 2003).

De acordo com Souza e Ripper (1998), a durabilidade estrutural é influenciada pela qualidade do concreto, a qual é indicada pelas características de densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade, fator água/cimento, fissuração e resistência mecânica e, ainda, pela agressividade ambiental, que é a capacidade de transporte dos líquidos e gases contidos no meio ambiente para o interior do concreto.

Segundo Pereira (2001), as ações do meio ambiente são devidas aos agentes climáticos (temperatura, umidade, radiação solar, entre outros) que influenciam nas ações de congelamento/degelo da água no interior do material e de molhagem/secagem, agentes químicos (presença de íons agressivos no interior do concreto) e agentes biológicos (como microrganismos).

A concepção de uma construção durável implica na adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam à estrutura e aos materiais que a compõem um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da construção. A durabilidade de uma estrutura depende, indiscutivelmente, dos cuidados que se tenham com ela não apenas durante o projeto, mas também na sua construção e, posteriormente, até o resto de sua vida (SOUZA e RIPPER, 1998). Neste contexto, os procedimentos de manutenção e inspeção também apresentam influência direta na durabilidade e vida útil de uma estrutura. A ausência ou inadequação desses procedimentos pode causar muitos problemas durante o período de utilização da edificação. Isso porque as estruturas de concreto são compostas por materiais com vida útil de serviço diferente, portanto, a manutenção e a inspeção têm grande importância para a obtenção de um desempenho satisfatório (ANDRADE, 1992).

A durabilidade do concreto não significa vida indefinida, nem o suporte de qualquer tipo de ação (NEVILLE, 1997). É necessário definir por quanto tempo e em quais condições o concreto deve atender de forma segura e econômica às condições de uso exigidas.

De acordo com Andrade (1992), o conceito de vida útil quantifica o conceito de durabilidade, atribuindo medida temporal. Segundo Helene (1986), vida útil pode ser entendida como sendo o tempo em que a estrutura conserva todas as características mínimas de funcionalidade, resistência e aspectos externos exigíveis. Uma vida útil longa é considerada um sinônimo de durabilidade (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O conhecimento da vida útil estrutural é um fator de fundamental importância para a confecção de orçamentos realistas (levando em consideração custo e vida útil), assim como programas de manutenção adequados e realistas (SOUZA e RIPPER, 1998).

Segundo Rebmann (2011), a previsão do tempo que uma estrutura irá durar passa pela avaliação das suas características de construção (concepção, projeto, materiais, execução e utilização) e dos problemas patológicos a que é suscetível. Os modelos de previsão baseiam-se, em geral, no tempo para o aparecimento das patologias que significam o fim da vida útil e correlacionam este tempo com a evolução de certos fenômenos como a carbonatação, penetração de cloretos e corrosão.

Por ser um dos problemas mais comuns de deterioração de estruturas de concreto, a corrosão de armaduras tem sido a base de diversos modelos. Tuutti (1982) propõe um modelo simplificado de previsão da vida útil para estruturas de concreto armado por meio da degradação devida ao fenômeno de corrosão das armaduras (Figura 3.1). Este modelo é qualitativo, porém muitos trabalhos o levam em consideração em função de sua extrema simplicidade. Nesse modelo, distinguem-se dois períodos: iniciação e propagação da corrosão.

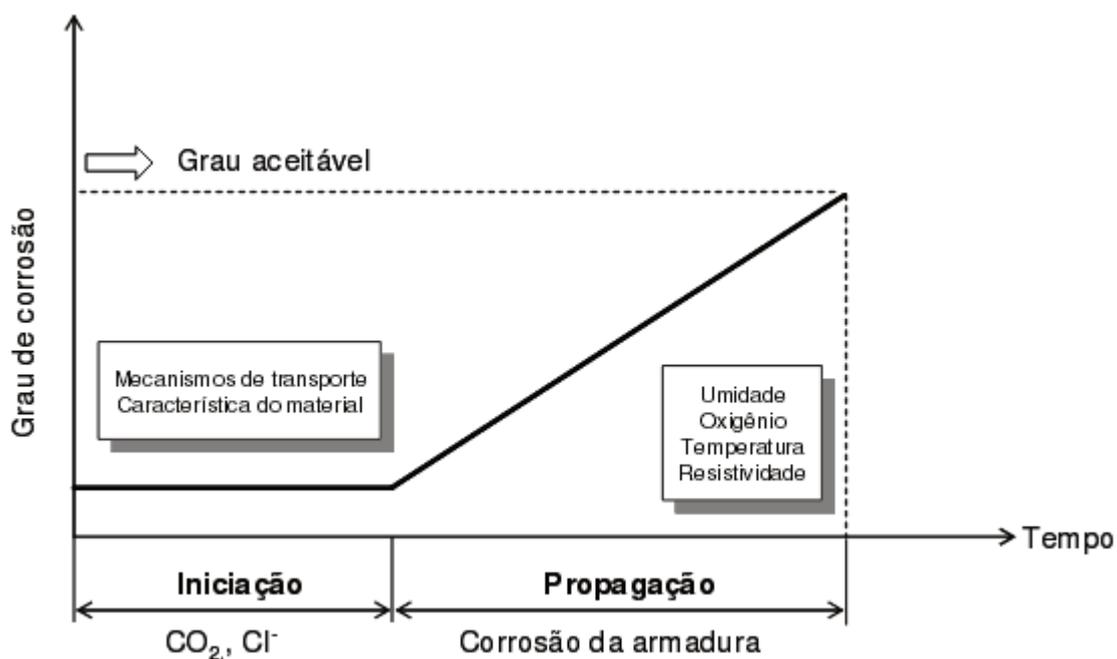


Figura 3.1 - Modelo de vida útil

Fonte: Tuutti, 1982 – modificado.

O período de iniciação corresponde ao tempo desde a execução da estrutura até a ação do agente agressivo em atravessar o cobrimento de concreto, alcançar a armadura e

despassivá-la. Esse processo ocorre por meio das seguintes condições básicas (APOSTOLOPOULOS e PAPADAKIS, 2008; CASCUDO, 1997; SILVA, 2003):

- Presença suficiente de cloretos, os quais podem advir tanto do meio externo e atingir a armadura por difusão quanto podem já estar no interior do concreto devido à água de amassamento e/ou agregados contaminados, ou mesmo devido à presença de aditivos aceleradores de pega e endurecimento à base de cloretos de cálcio (CaCl_2). Esses fenômenos podem ocorrer no concreto de forma simultânea ou isolada.
- Diminuição da alcalinidade do concreto de cobrimento das armaduras por reação de substâncias ácidas do meio, principalmente, o dióxido de carbono (CO_2), presente na atmosfera (carbonatação).
- Combinação destes dois mecanismos, em que o segundo mecanismo acelera o primeiro.

A Figura 3.2 ilustra os fatores básicos para o início do processo corrosivo em concreto (período de iniciação).

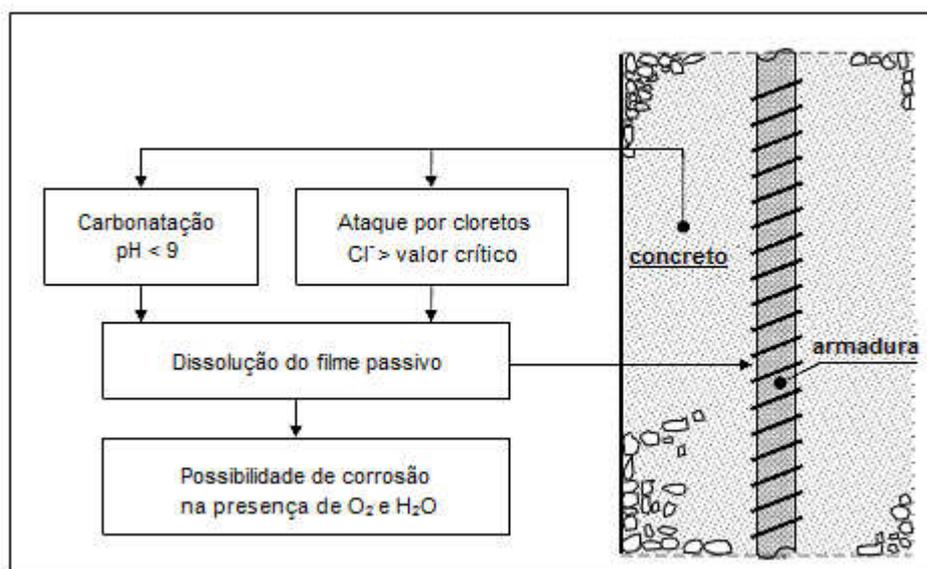


Figura 3.2 - Mecanismos de iniciação da corrosão de armaduras em concreto

Fonte: Apostolopoulos e Papadakis, 2008 - adaptado.

No presente trabalho, assume-se que o processo de iniciação é basicamente devido à difusão de cloretos no concreto.

A propagação, por sua vez, consiste no desenvolvimento da corrosão até que se alcance um grau inaceitável do processo. Neste período, ocorre uma grande redução do desempenho da estrutura, devido à acelerada perda de seção de armadura e fissuração

(STEWART e ROSOWSKY, 1998). A Figura 3.3 indica os níveis de deterioração mecânica em estruturas de concreto armado, devido a corrosão de armaduras.

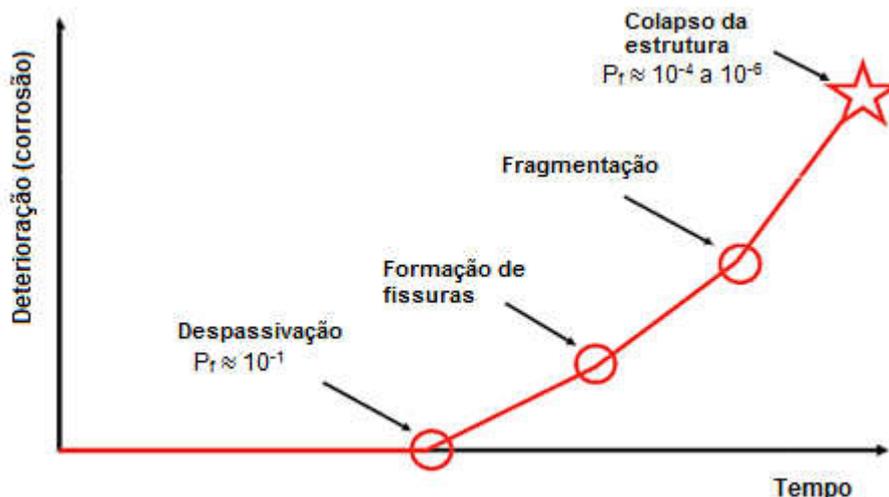


Figura 3.3 - Vários estados limites e níveis de confiabilidade relacionados com a corrosão de armaduras

Fonte: Helland, 2013 - adaptado.

A partir desta mesma abordagem, Helene (1993) ampliou o modelo proposto por Tuutti (Figura 3.4) e define os seguintes períodos:

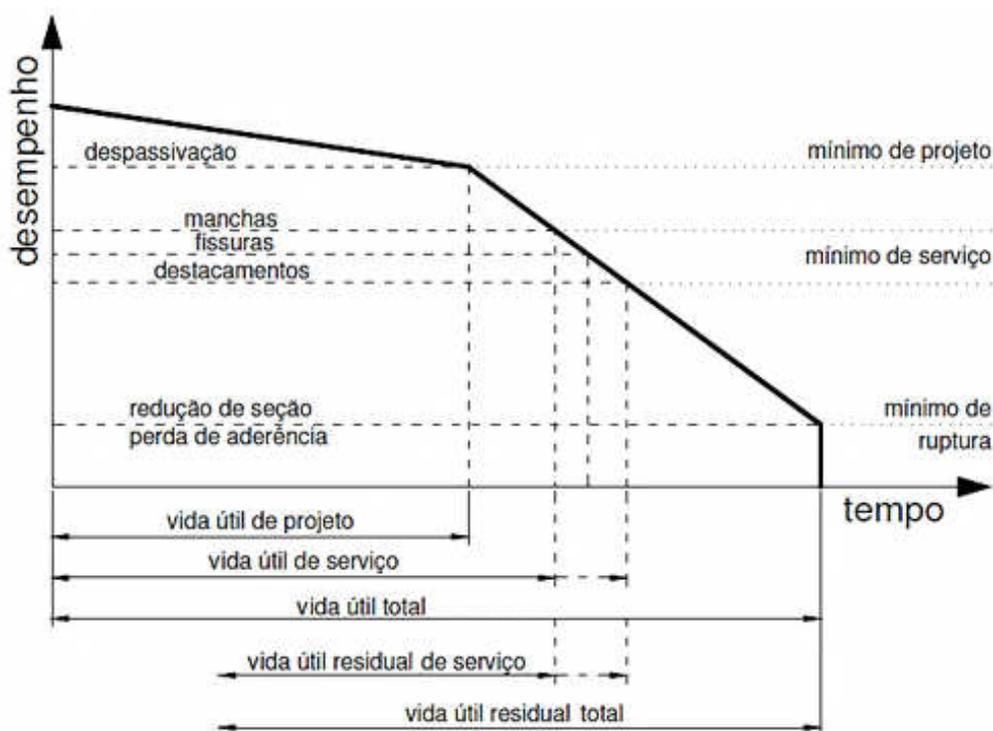


Figura 3.4 - Vida útil das estruturas

Fonte: Helene, 1993.

- vida útil de projeto (ou período de iniciação): neste período, os agentes agressivos ainda estão penetrando através da rede de poros do revestimento de concreto, sem causar danos efetivos à estrutura. Este período se estende até a despassivação da armadura;
- vida útil de serviço ou de utilização: os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar através de manchas na superfície do concreto, surgimento de fissuras e ocorrência de descolamento do revestimento de concreto. No decorrer desse período, acontecem os reparos e manutenções para recuperação das condições de segurança, funcionalidade e estética superiores ou iguais às previstas no projeto;
- vida útil total: ocorre uma redução significativa da seção da armadura ou perda de aderência aço/concreto, acarretando ruptura parcial ou total da estrutura;
- vida útil residual total ou de serviço: corresponde ao período de tempo em que a estrutura será capaz de desenvolver as suas funções após vistoria e/ou intervenção na mesma;

As medidas necessárias para estimar a vida útil das estruturas são escolhidas levando-se em consideração as características dos materiais, as condições de exposição e os modelos de deterioração. “Porém, a determinação da durabilidade e da vida útil das estruturas é extremamente difícil de ser realizada devido ao sinergismo existente entre os diversos fatores que regem as várias formas de degradação” (PEREIRA, 2001, p. 8).

De acordo com Hoffmann (2001), muitos pesquisadores estão se dedicando ao estudo dos fatores que têm influência direta nos processos de degradação, na tentativa de identificar os parâmetros quantitativos para a determinação da vida útil das estruturas. Esses estudos são direcionados para a modelagem dos fatores que influenciam a corrosão das armaduras, por ser a manifestação patológica mais presente nas estruturas e que compromete significativamente a segurança estrutural das obras (HELENE, 1993).

4

CORROSÃO DAS ARMADURAS

Neste capítulo apresentam-se alguns conceitos sobre o fenômeno da corrosão, abordando a problemática da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado e relacionando esse fenômeno com alguns fatores iniciadores e propagadores. Além disso, este capítulo apresenta as formulações implementadas no modelo mecânico desenvolvido para avaliar o fenômeno da corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado.

4.1 GENERALIDADES

De acordo com Andrade (1992), os metais encontram-se, normalmente, na natureza formando compostos, tais como óxidos e sulfetos, associados com outros elementos. Para utilizá-los em sua forma elementar, é preciso extrair o metal mediante um processo de redução, o que requer aplicar-lhes certa quantidade de energia. O processo inverso pelo qual o metal retorna ao seu estado natural (reação espontânea) é acompanhado pela redução de sua energia. Este processo, que corresponde a uma oxidação, é conhecido por corrosão.

A corrosão pode ser definida como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos. No caso de um metal, este é convertido a um estado não metálico e, quando isto ocorre, perde suas propriedades essenciais: resistência mecânica, elasticidade e ductibilidade (CASCUDO, 1997; GENTIL, 2012).

Segundo a natureza do processo, a corrosão pode ser classificada em química e eletroquímica. A primeira, também conhecida por corrosão seca ou simplesmente oxidação, acontece por uma reação gás-metal, com formação de uma película de óxido. É um processo lento e não provoca deteriorações substanciais das superfícies metálicas, exceto quando se tratar de gases extremamente agressivos. Já a corrosão eletroquímica, que efetivamente traz problemas às obras civis, trata-se da condução de cargas (elétrons) entre regiões diferentes de um mesmo metal (CASCUDO, 1997).

Gentil (2012) afirma que os mecanismos da corrosão eletroquímica que afetam as estruturas de concreto armado são muito complexos, pois dependem de diversos fatores, como a permeabilidade do concreto, grau de carbonatação atingido pelo concreto, composição química do aço, estado de fissuração da peça e as características do ambiente, principalmente a umidade do ar e a eventual presença de íons agressivos, por exemplo, os cloretos e dióxido de carbono (CO_2). Diante disso, evidencia-se a necessidade de algumas considerações para se entender o processo corrosivo.

4.2 PASSIVAÇÃO DA ARMADURA

A armadura encontra-se no interior do concreto em meio altamente alcalino. Esta alcalinidade é obtida principalmente devido à formação da portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), oriunda das reações de hidratação do cimento, mas outros álcalis presentes na pasta também contribuem para essa condição (CARMONA, 2005; CASCUDO, 1997).

Como o potencial do processo de corrosão depende do equilíbrio das reações de corrosão, e estas dependem do pH, pode-se estabelecer uma relação em função do pH, representado graficamente por meio do diagrama de Pourbaix, conforme é mostrado na Figura 4.1, conhecido como diagrama de equilíbrio termodinâmico (POURBAIX, 1961 *apud* MONTEIRO, 2002). Para a ordem de grandeza do pH no concreto alcalino (pH entre 12,5 e 13,5) e para uma faixa usual de potencial de corrosão, também no concreto, na ordem de +0,1 a -0,4 em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio (E_H), as reações de eletrodo verificadas no ferro são de passivação (CASCUDO, 1997; POURBAIX, 1961 *apud* MONTEIRO, 2002).

Dessa forma, a armadura presente no interior do concreto, em meio alcalino, está protegida do fenômeno da corrosão por meio de uma camada passiva, formada por óxidos de ferro estáveis (Fe_2O_3), compacta e fortemente aderente à superfície do aço, definida como proteção química (ANDRADE, 1992; MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Além da passivação do aço, obtida por meio da proteção química, o cobrimento de concreto sobre a armadura exerce a função de uma barreira física à penetração de agentes agressivos desencadeadores da corrosão. A esta característica, dá-se o nome de proteção física (HELENE, 1986).

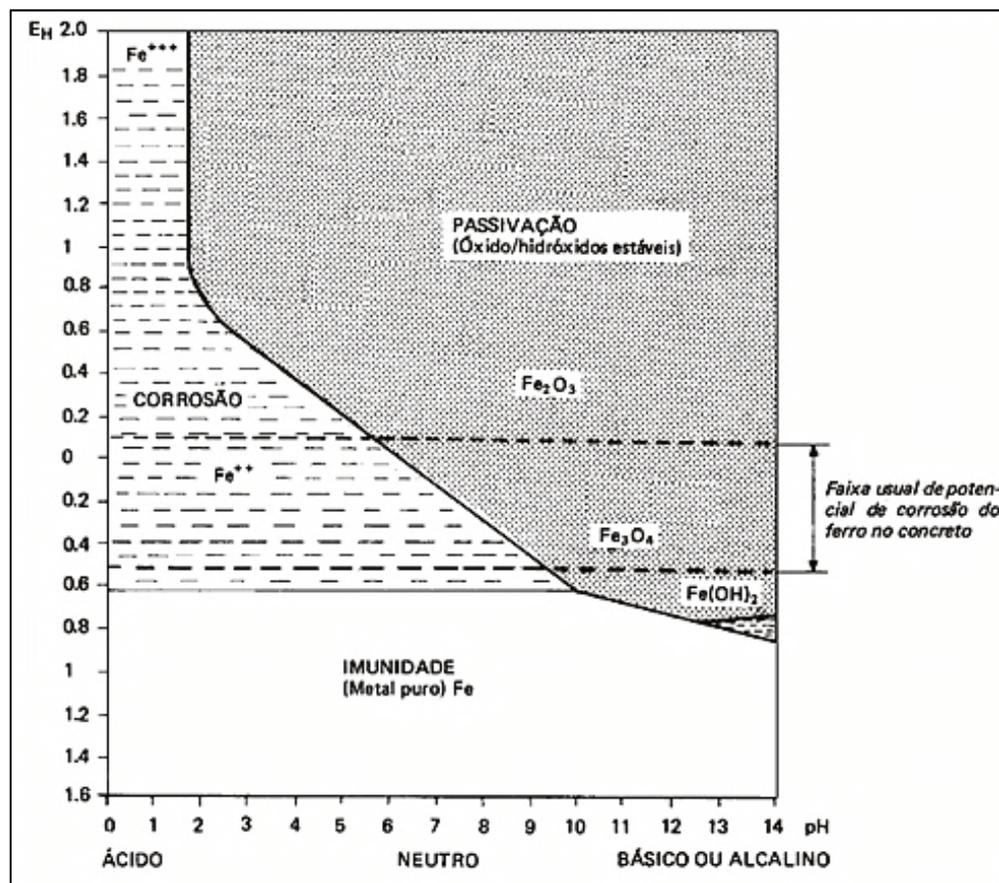


Figura 4.1 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico. Potencial x pH para o sistema Fe-H₂O a 25°C

Fonte: Pourbaix, 1961 *apud* Monteiro, 2002.

A corrosão das armaduras é resultado da incapacidade do concreto exercer sua função protetora. A armadura pode perder a proteção oferecida pelo concreto (despassivação), geralmente, através da ação de elementos agressivos contidos ou originários de fontes externas que atuam sobre o concreto, reduzindo a alcalinidade ou rompendo a película protetora. Para o caso das armaduras, os cloretos e a carbonatação do concreto são os principais iniciadores da corrosão (HELENE, 1993; SILVA, 2003).

4.3 PROCESSO CORROSIVO

O mecanismo de corrosão de armaduras no concreto está fundamentado nos princípios da corrosão eletroquímica, que só ocorre na existência de um eletrólito, da diferença de potencial e da presença de oxigênio, podendo ser acelerada por agentes agressivos contidos ou absorvidos pelo concreto, conforme apresentado nos itens seguintes (VIEIRA, 2003).

De acordo com Cascudo (1997), o eletrólito é essencial na corrosão eletroquímica, uma vez que, em todo o processo, há o movimento de elétrons de regiões anódicas para

regiões catódicas da armadura e, assim, o circuito eletroquímico é fechado pelo movimento iônico através do eletrólito.

A água está sempre no concreto e, geralmente, em quantidade suficiente para atuar como eletrólito, principalmente, nas regiões da obra expostas às intempéries. Além desta, certos produtos de hidratação do cimento, por exemplo, o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), que é solúvel em água, também formam, nos poros e capilares, uma solução saturada que constitui um bom eletrólito (HELENE, 1986).

De acordo com Helene (1986), quando se submerge o aço em uma solução, parte dos átomos de ferro tende a fazer parte da mesma solução, na qual o aço é submergido, transformando-se em cátions ferro (Fe^{2+}), com carga elétrica positiva, deixando a armadura com carga elétrica negativa. Por conseguinte, cria-se o que se conhece como potencial de equilíbrio ou reversível. Qualquer diferença de potencial que se produza entre dois pontos da barra, seja a de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto e no aço, é capaz de desencadear pilhas ou cadeias de pilhas conectadas em série, ocasionando o aparecimento de corrente elétrica. Dependendo da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio, poderá ou não haver corrosão.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), os potenciais eletroquímicos formam células de corrosão e podem ser gerados de duas formas:

1. células de composição: podem ser formadas quando dois metais diferentes são embutidos no concreto, como barras de aço e tubulações ou quando há variações significativas nas características superficiais do aço;
2. células de concentração: podem se formar na vizinhança da armadura devido às diferenças na concentração de íons dissolvidos, como os álcalis e cloretos.

De acordo com Cascudo (1997), no mecanismo da corrosão eletroquímica em meio aquoso, há a formação de íons metálicos e liberação de elétrons na região anódica, na qual ocorre a oxidação do metal (região deteriorada) e, simultaneamente, na região catódica, há o consumo de todos os elétrons (que foram produzidos no ânodo) e a redução dos íons do eletrólito, isto é, a neutralização dos íons de hidrogênio ou a formação de íons carregados negativamente, como é o caso verificado quando da redução de oxigênio. A combinação entre os produtos finais das reações anódicas e catódicas gera os produtos de corrosão finais do processo.

De acordo com Helene (1986), a formação de uma célula de corrosão ou pilha pode ocorrer como indicado na Figura 4.2, que explica graficamente o fenômeno.

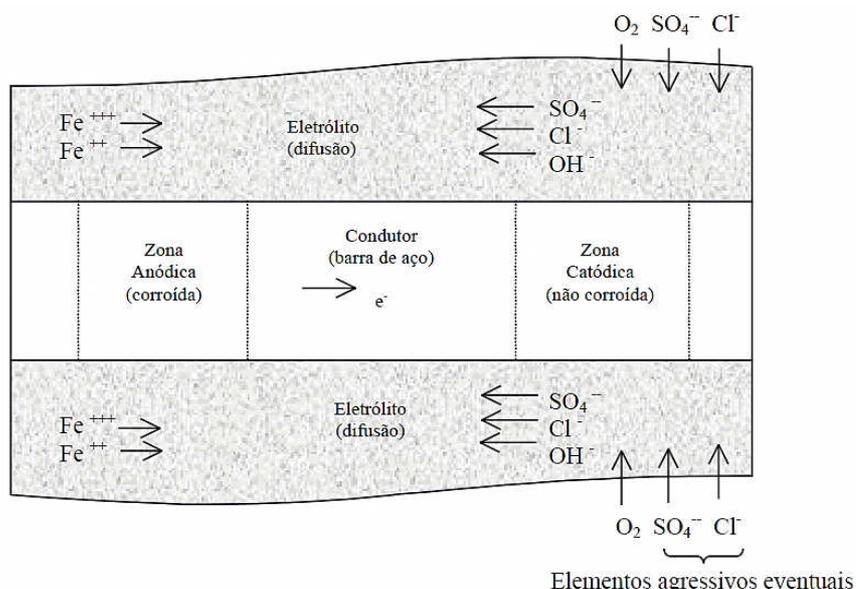
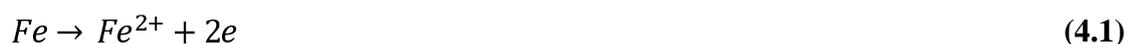


Figura 4.2 - Célula de corrosão em concreto armado

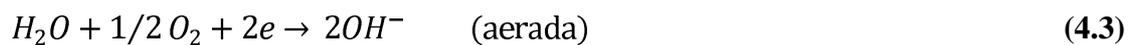
Fonte: Helene, 1986.

Com os elementos básicos (eletrólito, diferença de potencial e oxigênio), a corrosão se desenvolve com a presença das seguintes reações (CASCUDO, 1997; GENTIL, 2012; HELENE, 1986):

- nas zonas anódicas (corroídas), ocorrem as reações de dissolução do ferro metálico (oxidação):



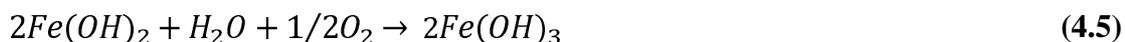
- nas zonas catódicas (não corroídas), o excesso de elétrons livres flui através da armadura para a região catódica, onde são consumidos em uma reação de redução:



A partir daí, os íons Fe^{+2} migram pelo eletrólito em direção ao cátodo e os íons hidroxila, OH^- , migram em direção ao ânodo. Em uma região intermediária, eles se encontram e precipita-se o hidróxido ferroso, de acordo com a seguinte reação:

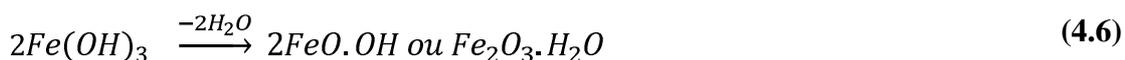


De acordo com Gentil (2012), como produto de corrosão, tem-se inicialmente o hidróxido de ferro (II), conforme a Eq. (4.4), o qual, em meio não aerado, transforma-se em Fe_3O_4 , magnetita, de cor preta ou esverdeada. No caso de meio aerado, o $Fe(OH)_2$ se transforma em hidróxido (III), $Fe(OH)_3$, castanho-alaranjado, de acordo com a seguinte equação:



(hidróxido férrico - expansivo)

A Eq. (4.5) pode ser reescrita sob as formas:



(óxido férrico hidratado - expansivo)

É evidente que as equações descritas anteriormente não acontecem de maneira tão simplificada como foram apresentadas. Na realidade, as reações são mais complexas, e o produto de corrosão, denominado ferrugem, nem sempre é $Fe(OH)_3$, mas sim a combinação de diversos tipos de óxidos e hidróxidos de ferro resultantes de processos de oxidação (nas zonas anódicas) e redução (zonas catódicas) (GOMES e BARRETO, 1978 *apud* HELENE, 1986). Wolynec (1980) *apud* Cascudo (1997) assinala que as reações de dissolução anódica e as reações catódicas podem ocorrer em diversas etapas sucessivas, com formação de complexos intermediários, que desaparecem após a conclusão da última etapa.

4.4 FORMAS DE CORROSÃO

A corrosão eletroquímica do aço empregado nas armaduras pode apresentar, principalmente, as formas de corrosão generalizada, puntiforme e por tensão fraturante (CASCUDO, 1997; GENTIL, 2012; SOUZA e RIPPER, 1998).

4.4.1 Corrosão generalizada

A corrosão generalizada ocorre por meio da redução da alcalinidade do concreto, provocada pela circulação de águas puras ou ligeiramente ácidas (lixiviação), ou ainda, pela reação dos compostos de caráter básico NaOH, KOH e $CA(OH)_2$ da fase aquosa do concreto com os componentes ácidos da atmosfera, principalmente o dióxido de carbono (CO_2). Esse processo de redução da alcalinidade do concreto é conhecido como carbonatação (ANDRADE, 1992; SOUZA e RIPPER, 1998).

De acordo com Andrade (1992), uma característica do processo de carbonatação é a existência de uma frente de avanço do processo que separa duas zonas com pH muito diferente, uma com $pH > 13$ e outra com $pH < 8$, conforme Figura 4.3. Uma vez que a frente de carbonatação atinge a armadura, ocorre a sua despassivação e o aço se corrói de forma generalizada, tal como se estivesse simplesmente exposto à atmosfera sem nenhuma proteção.

Segundo Cascudo (1997), a corrosão generalizada, como a própria denominação salienta, ocorre de uma maneira generalizada em toda a superfície do metal, podendo ser:

- uniforme: a superfície afetada pela corrosão tende a ser lisa e regular;
- não uniforme: a superfície afetada pela corrosão tende a ser rugosa e irregular.

A Figura 4.4 ilustra as duas formas de corrosão generalizada.



Figura 4.3 - Frente de carbonatação: indicadores à base de fenolftaleína se tornam incolores na zona carbonatada e tomam uma cor vermelho carmim na região alcalina

Fonte: Arquivo pessoal.

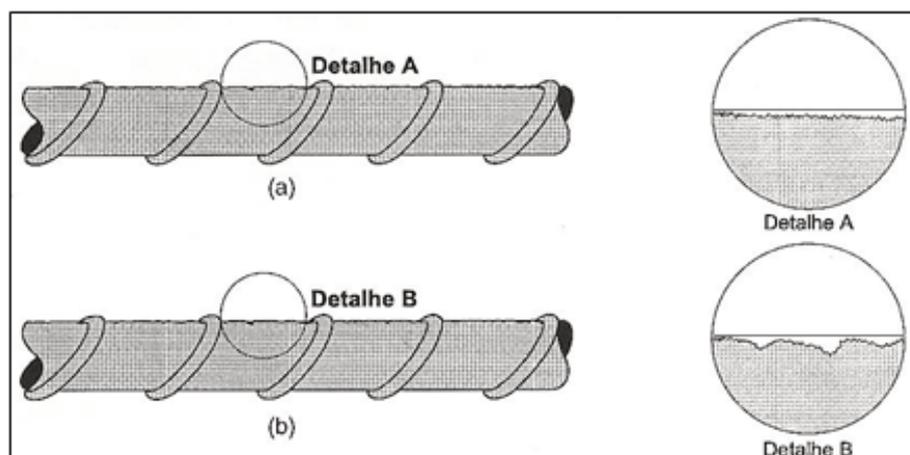


Figura 4.4 - Aspectos de superfícies metálicas corroídas, destacando a corrosão generalizada uniforme (a) e a corrosão generalizada não uniforme (b)

Fonte: Cascudo, 1997 - modificado.

4.4.2 Corrosão puntiforme

De acordo com Stewart (2004) uma característica típica da deterioração das estruturas de concreto armado, expostas a ação de íons agressivos (cloretos, em especial) e sempre que haja umidade e presença de oxigênio, é a corrosão puntiforme (ou localizada). A corrosão puntiforme é, particularmente, preocupante uma vez que pode haver uma elevada perda da área da seção transversal em regiões ao longo da armadura.

Segundo Cascudo (1997), na corrosão puntiforme ocorre o desgaste localizado da armadura sob a forma de pites ou alvéolos, os quais evoluem aprofundando-se, podendo causar a ruptura pontual da barra.

Gentil (2012) afirma que esse tipo de corrosão ocasiona a formação de cavidades que podem atingir profundidades razoáveis e, além disso, os pites podem agir como regiões de concentração de solicitações mecânicas, possibilitando a corrosão por tensão fraturante.

Em geral, nos casos práticos da corrosão do aço-carbono no concreto, não é registrada a ocorrência de pite clássico, como se é visto em outros meios e com outros metais. Na maioria dos casos, ao invés de pontos de pequenos diâmetros e grande profundidade, ocorrem depressões mais rasas e de maior diâmetro (CASCUDO, 1997).

A ação dos íons cloreto no desencadeamento da corrosão puntiforme será abordada mais adiante neste trabalho.

4.4.3 Corrosão por tensão fraturante

A corrosão por tensão fraturante (*stress corrosion cracking*) acontece concomitantemente com uma tensão de tração na armadura, podendo dar origem à propagação de fissuras na estrutura do aço (CASCUDO, 1997; GENTIL, 2012).

Segundo Souza e Ripper (1998), este tipo de corrosão ocorre em aços que são submetidos a grandes esforços mecânicos (normalmente em estruturas protendidas, mas também é possível que se apresente no concreto armado) e que, em presença de meio agressivo, podem sofrer fratura frágil, resultando na perda de condição para a sua utilização.

Andrade (1992) afirma que os mecanismos que regem a corrosão por tensão fraturante ainda são pouco compreendidos, mas que seus efeitos são reconhecidamente perigosos nas estruturas de concreto, caracterizando-se por rupturas bruscas, sem deformações significativas de elementos estruturais e praticamente sem sintomas visuais de corrosão.

Os três tipos de corrosão acima relacionados estão esquematicamente representados na Figura 4.5.

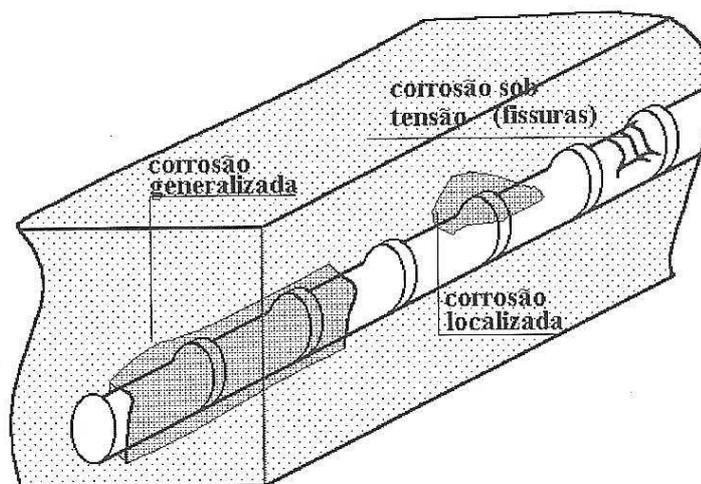


Figura 4.5 - Tipos de corrosão de uma barra de aço

Fonte: Souza e Ripper, 1998.

4.5 EFEITOS DA CORROSÃO

De acordo com Andrade (1992), os efeitos da corrosão de armaduras se manifestam de três formas diferentes:

a) sobre o aço, provocando uma perda de seção e uma diminuição de sua capacidade mecânica;

b) sobre o concreto, provocando o aparecimento de manchas de corrosão, fissuração e até o seu lascamento total;

c) sobre a aderência aço-concreto, inabilitando a transferência de tensões entre eles.

A natureza dos produtos finais da corrosão de armaduras depende de diversos fatores, tais como temperatura e, principalmente, teor de cloretos (CASCUDO, 1997). Segundo Mehta e Monteiro (2008), a transformação do ferro metálico (Fe) em produto de corrosão (ferrugem) é acompanhada por um aumento de volume que, dependendo do estado de oxidação, pode ser da ordem de 600% em relação ao metal original (Figura 4.6). De modo similar à expansão da etringita pouco cristalina, os hidróxidos de ferro pouco cristalinos também podem ter uma tendência a absorver água e expandir.

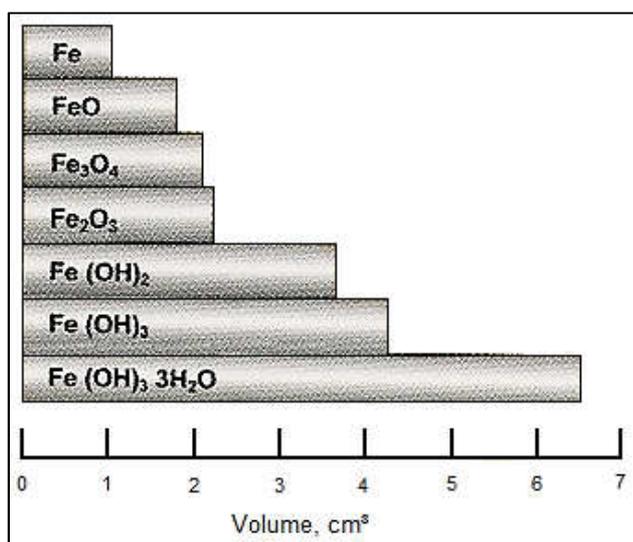


Figura 4.6 - Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão

Fonte: Mehta e Monteiro, 2008.

De acordo com Cascudo (1997), esse aumento de volume produz esforços no concreto na direção radial das barras, conforme Figura 4.7, os quais geram tensões de tração provocando a fissuração das peças de concreto. Segundo Cánovas (1988), essas tensões podem chegar a 40 MPa, ocasionando, além das fissuras, as trincas, desagregações e perda total de aderência do aço ao concreto. As fissuras obtidas se estabelecem na direção paralela à barra corroída (Figura 4.8) e são classificadas como ativas progressivas, isso porque têm aberturas que aumentam progressivamente no decorrer do processo corrosivo.

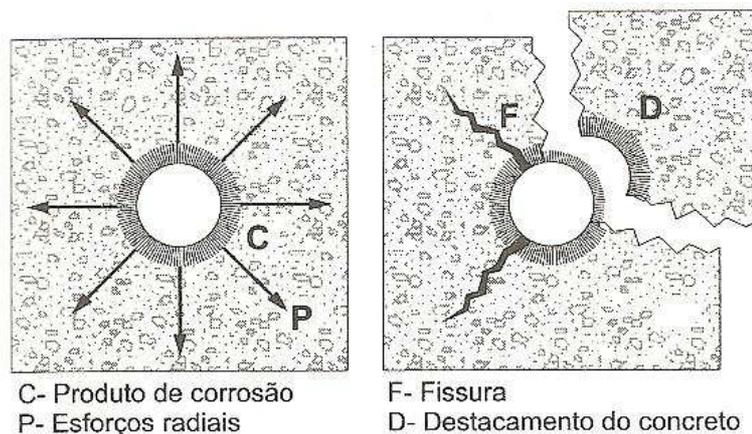


Figura 4.7 - Esforços envolvidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras

Fonte: Cascudo, 1997.



Figura 4.8 - Fissuração longitudinal do concreto de cobertura em pilar

Fonte: Arquivo pessoal.

Quando o revestimento se fissa longitudinalmente ao longo da armadura, a comprovação dos estados limites de ancoragem e de superposição por transpasse pode ficar seriamente comprometida (ANDRADE, 1992).

Entretanto, nem sempre se produz fissuração quando as armaduras se corroem. Cascudo (1997) afirma que, caso o concreto esteja muito úmido, os óxidos são gerados a uma velocidade constante e podem emigrar através da rede de poros. Nesta situação, a durabilidade das estruturas é basicamente afetada pela perda de seção das armaduras e pelo comprometimento à aderência aço-concreto.

A perda de seção das barras e seus efeitos, bem como o comportamento mecânico de fissuração do concreto, ocorrendo sem que haja uma intervenção, fatalmente implicarão o colapso dessa estrutura (ANDRADE, 1992).

4.6 AÇÃO DOS ÍONS CLORETO

A corrosão de armaduras desencadeada por íons cloreto é a principal causa da deterioração prematura das estruturas de concreto armado (DUPRAT, 2007; MAHESWARAN e SANJAYAN, 2004; PÉREZ et al., 2000; VAL e STEWART, 2003).

De acordo com Arteaga (2010), as estruturas de concreto armado são, geralmente, projetadas para uma vida útil entre 50 a 100 anos. No entanto, em ambientes contaminados com cloretos, elas começam a deteriorar-se após 20 ou 30 anos. Sendo assim, a corrosão induzida por cloretos afeta significativamente a vida operacional dessas estruturas.

Conforme comentado anteriormente, a presença de íons cloreto pode ser decorrente tanto do meio externo, onde a contaminação se dá pela impregnação da superfície de concreto, quanto da utilização de aditivos aceleradores de pega ou utilização de materiais contaminados adicionados à massa de concreto, conforme Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Fontes de íons cloreto em concreto

Fontes externas	Incorporados á massa de concreto
Maresia ou névoa de ambiente marinho	Aditivos aceleradores de pega e endurecimento
Água do mar (zonas de respingo e variação da maré)	
Sais de degelo	Água de amassamento contaminada
Processos industriais	
Solos contaminados	Agregados contaminados
Lavagens com ácido muriático	

Fonte: Cascudo, 1997; Helene, 1993.

Os cloretos estão presentes no concreto em três formas distintas (CASCUDO, 1997; PÉREZ et al., 2000):

- quimicamente ligados: os íons cloreto se ligam com o aluminato tricálcio (C_3A) e com o ferroaluminato tetracálcio (C_4AF) formando, respectivamente, cloroaluminato de cálcio ($C_3A.CaCl_2.10H_2O$), conhecido como sal de Friedel, e cloroferrato de cálcio ($3CaO.Fe_2O_3.CaCl_2.10H_2O$);

- fisicamente adsorvidos: os íons cloreto são adsorvidos na superfície dos silicatos hidratados (C-S-H);
- livres na solução dos poros: efetivamente capazes de influenciar no processo corrosivo, despassivando a armadura.

Embora a presença desses sais faça prever um processo corrosivo acentuado, observa-se a sua minimização pela formação de cloroaluminato de cálcio ($C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$), que é insolúvel e resulta da reação entre o cloreto e os aluminatos do concreto. A formação desse produto insolúvel reduz os teores de cloretos solúveis a valores não agressivos. Daí os cimentos contendo teores elevados de aluminato tricálcio (C_3A) serem mais indicados para resistirem aos cloretos (GENTIL, 2012).

O efeito do cloreto quimicamente ligado ou fisicamente absorvido sobre o início da corrosão é duplo: a taxa de transporte iônico de cloretos no concreto é reduzida, uma vez que a quantidade de íons móveis disponíveis (cloretos livres) também é reduzida pelos mecanismos de ligação, e a redução de cloretos livres no concreto resulta em menores quantidades de cloretos sendo acumuladas na superfície da armadura (PÉREZ et al., 2000).

De acordo com Cascudo (1997), por maior que seja a capacidade de um dado concreto de ligar-se quimicamente ou adsorver fisicamente íons cloreto, haverá sempre um estado de equilíbrio entre as três formas de ocorrência desses íons, de modo que sempre existirá a presença de certa quantidade de cloretos livres na solução dos poros.

A Figura 4.9 ilustra as três possibilidades de ocorrência de íons cloreto.

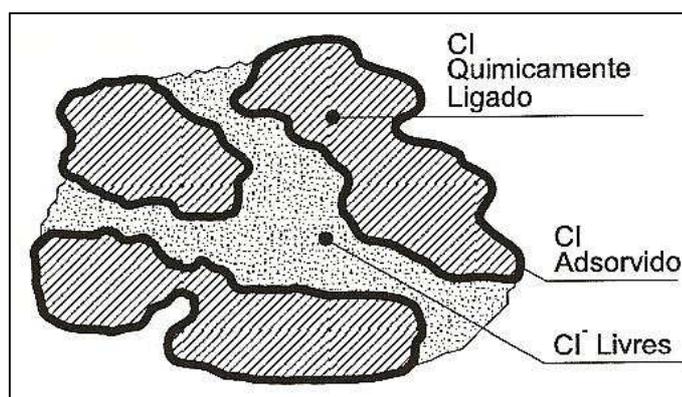


Figura 4.9 - Formas de ocorrência de íons cloreto em estruturas de concreto

Fonte: Cascudo, 1997.

4.6.1 Mecanismos de transporte

De acordo com Guimarães (2000), a penetração dos agentes agressivos no concreto ocorre, basicamente, por transporte através dos poros da matriz de cimento e das microfissuras. Os mecanismos de transporte dessas substâncias no concreto dependem das seguintes condições:

- características químicas e físicas de sua concentração superficial e das condições ambientais;
- tipo e distribuição dos tamanhos dos poros e presença de microfissuras;
- grau de umectação do concreto;
- temperatura.

Segundo Cascudo (1997) os mecanismos de transporte que levam ao movimento e à concentração iônica dos cloretos no concreto são: absorção capilar, difusão iônica, permeabilidade e migração iônica. Entretanto, na ausência de fenômenos de retração, os mecanismos principais de transporte de cloretos no concreto são difusão e adsorção. Este ocorre nas camadas superficiais do concreto, que são submetidas a ciclos de molhagem e secagem pela ação das intempéries, afetando apenas a superfície do concreto exposta (entre 10 a 20mm). Para além desta zona de adsorção, ocorre, essencialmente, o processo de difusão (SAASSOUH e LOUNIS, 2012).

O fenômeno de transporte associado ao movimento de íons cloreto para o interior da estrutura exposta ao ambiente agressivo é atribuído, em grande parte, à difusão de íons cloreto nos poros do concreto, quando este é exposto ao gradiente de concentração de cloretos (SOUZA e LEONEL, 2012).

Para simular o ingresso de cloretos e seu transporte no concreto, a segunda lei de difusão de Fick (Cranck (1975)) tem sido largamente adotada e reconhecida como um modelo aceitável. Neste trabalho, a penetração de cloretos no concreto será modelada por meio da segunda lei de Fick. Esta abordagem clássica assume o coeficiente aparente de difusão constante em relação ao tempo e homogêneo no espaço, considera a concentração de íons cloreto no ambiente como constante e admite o concreto em condições saturadas.

4.6.1.1 Leis de difusão de Fick

Fick foi o primeiro, em 1855, a descrever o fenômeno da difusão por meio de uma adaptação da equação empírica de condução de calor de Fourier (TUUTTI, 1982). Segundo as premissas teóricas da difusão de Fick, o transporte de cloretos no concreto, através de uma seção transversal unitária de material por unidade de tempo (fluxo F), é proporcional ao gradiente de concentração de cloretos, medido na direção normal à seção transversal. Assim:

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (4.7)$$

O sinal negativo nesta equação surge, pois a difusão de íons cloreto ocorre na direção oposta ao aumento da concentração desses íons. A constante de proporcionalidade, D , apresentada na Eq. (4.7), é denominada coeficiente de difusão de cloretos. Em geral, D não é uma constante, pois depende de vários parâmetros, como o tempo para o qual a difusão deve ser medida, localização do ponto na estrutura, composição do concreto etc. Se o coeficiente de difusão é constante, a Eq. (4.7) é usualmente denominada de primeira lei de difusão de Fick (lei esta aplicada para fenômenos de difusão em estado estacionário). Se este não é o caso, esta relação é conhecida como primeira lei geral de difusão de Fick. Existem casos em que esta simples relação não pode ser aplicada; por exemplo, se o processo de difusão for irreversível ou dependente do tempo. Nesses casos, a lei de Fick não é válida, e o processo de difusão é dito ser anômalo. Entretanto, não existem observações que indiquem que a difusão de cloretos em concreto possa ser caracterizada como um processo de difusão anômalo (PEREIRA 2001; SOUZA e LEONEL, 2012).

De acordo com Souza e Leonel (2012), quando os íons cloreto difundem-se no concreto, ocorre a mudança na concentração de cloretos, C , ao longo de um tempo, t , em cada ponto, x , do concreto, caracterizando um estado de difusão não estacionário. Com o intuito de simplificar a análise, o problema de difusão pode ser considerado como sendo unidimensional. Muitos problemas de ingresso de íons cloreto podem ser resolvidos considerando essa simplificação prática sem perdas significativas de representatividade. A Figura 4.10 apresenta um perfil característico de penetração unidimensional de íons cloreto ao longo do cobrimento estrutural.

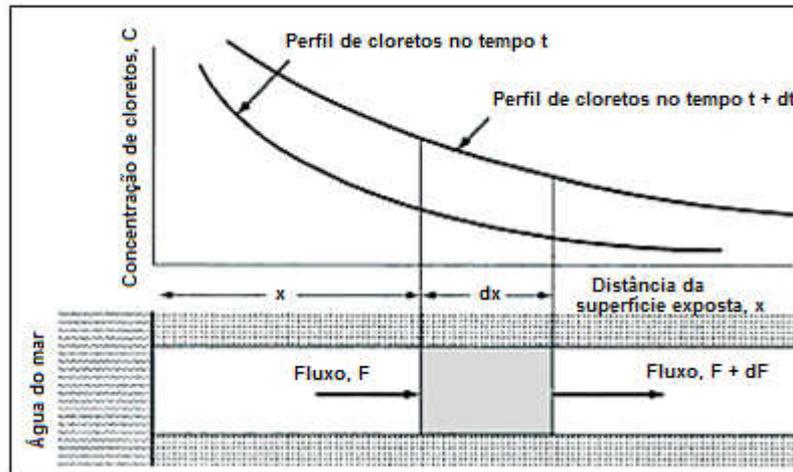


Figura 4.10 - Perfil característico da penetração de íons cloreto (estado de difusão não estacionário)

Fonte: Souza e Leonel, 2012 - adaptado.

A segunda lei de Fick considera o fluxo variável com a profundidade de penetração e com o tempo e, com isso, retrata uma situação mais real do processo de difusão de cloretos no concreto. Por meio do princípio de balanço de massa, a segunda lei de Fick pode ser escrita como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (4.8)$$

Para a aplicação da segunda lei de difusão de Fick, como apresentado na Eq. (4.8), em concretos expostos a cloretos durante um longo período de tempo, dever-se-ia conhecer a variação do coeficiente de difusão ao longo do tempo. Se apenas poucas observações existirem em um cenário específico, é possível estimar limites inferiores e superiores para a variação de D ao longo do tempo. Apesar dessa dependência, pode-se considerar um caso particular no qual o coeficiente de difusão é independente da localização, x , e do tempo, t , e da concentração de cloretos, C . Neste caso, a segunda lei de Fick pode ser assim reescrita:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (4.9)$$

Nesta equação, D_0 é o coeficiente de difusão constante.

A solução desta equação diferencial, para um domínio semi-infinito e com uma concentração uniforme na superfície estrutural, é dada por:

$$C(x,t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_0 t}} \right] \quad (4.10)$$

Nesta equação, C_0 é a concentração de íons cloreto sobre a superfície da estrutura (considerada constante ao longo do tempo) e erfc é a função matemática de valor complementar da função erro de Gauss.

Sabendo-se o valor da concentração de cloretos limite na interface concreto-aço, pode-se determinar o tempo para a despassivação das armaduras e, conseqüente, início da corrosão. Neste caso, o tempo para iniciação da corrosão, sendo C_0 condição de contorno inicial, pode ser determinado explicitamente conforme a seguir:

$$t_R = \frac{1}{D_0} \left\{ \frac{x}{2 \operatorname{erfc}^{-1} [C(x,t)/C_0]} \right\}^2 \quad (4.11)$$

De acordo com Cabral (2000), apesar de já existirem outras formulações mais recentes para se modelar a penetração de agentes agressivos para o interior do concreto, a segunda lei de Fick é empregada em função da sua extrema simplicidade de resolução matemática e pela sua consagração quando comparada às demais formulações propostas, que ainda necessitam de validações mais consistentes.

4.6.2 Despassivação das armaduras

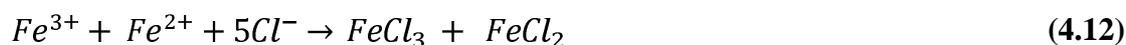
Segundo Gentil (2012), cloretos solúveis, como cloreto de sódio (NaCl), podem diminuir a ação protetora da película de passivação existente no meio alcalino ou básico, proporcionado pela pasta de cimento. Podem ainda diminuir a resistividade do concreto, facilitando o processo eletroquímico de corrosão das armaduras.

Várias são as teorias que explicam a quebra da película passiva pela ação dos íons cloreto. O Comitê 222 do ACI, citado por Helene (1993), mostra três teorias modernas para explicar os efeitos dos íons cloreto sobre a corrosão de armaduras no concreto:

1. Teoria do filme óxido: esta teoria postula que os íons penetram no filme de óxido passivante sobre o aço, através de poros ou defeitos, mais facilmente do que outros íons, por exemplo, o sulfato (SO_4^{2-}). Alternadamente os cloretos podem dispersar-se coloidalmente no filme de óxido, tornando mais fácil a sua penetração.

2. Teoria da adsorção: nesta teoria admite-se que os íons cloreto são adsorvidos na superfície metálica, competindo com íons hidroxila (OH^-) ou com oxigênio dissolvido. O cloreto promove a hidratação dos íons metálicos, facilitando a sua dissolução.

3. Teoria do complexo transitório: de acordo com esta teoria, os íons cloreto competem com os íons hidroxila para produção de íons ferrosos pela corrosão. Forma-se, então, um composto solúvel de cloreto de ferro (complexo transitório), o qual pode se difundir a partir do ânodo, destruindo a camada protetora de $\text{Fe}(\text{OH})_2$ e permitindo a continuação do processo corrosivo. A certa distância do eletrodo, o complexo é rompido, precipita o hidróxido de ferro e o íon cloreto fica livre para transportar mais íons ferrosos da área anódica. Uma vez que a corrosão não é estancada, mais íons de ferro continuam a migrar dentro do concreto a partir do ponto de corrosão para reagir com o oxigênio e formar óxidos mais altos que induzem a um volume quatro vezes maior, causando tensões internas e fissuras no concreto. A formação de complexos de cloreto de ferro pode levar, ainda, à fissuração e à desagregação do concreto. As reações químicas envolvidas são apresentadas nas equações a seguir.



Por hidrólise, transforma-se em:



Essas reações continuam sem que os cloretos sejam consumidos, os quais ficam novamente livres após as reações, atuando como catalisador do processo (HELENE, 1986). Pequenas quantidades de cloretos podem, portanto, ser responsáveis por grandes corrosões (RÜSCH, 1975 *apud* HELENE, 1986).

Segundo Cascudo (1997), a primeira teoria está explicitamente relacionada ao período de iniciação da corrosão. Já outras duas parecem referir-se ao período de propagação. Assim, é evidente a ação deletéria dos cloretos, que vai desde a despassivação até a participação plena no processo corrosivo. Além disso, deve-se essencialmente aos cloretos a ocorrência da corrosão puntiforme, a qual apresenta grande gravidade do ponto de vista das estruturas de concreto.

A Figura 4.11 mostra esquematicamente todo o processo de corrosão por íons cloreto.

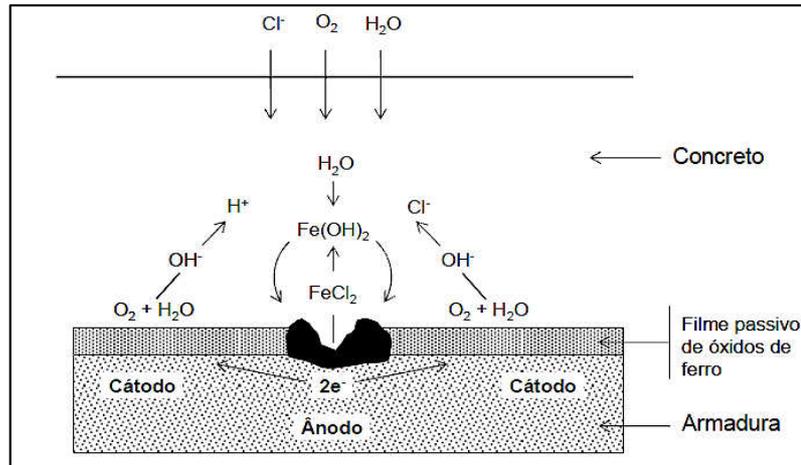


Figura 4.11 - Representação esquemática do mecanismo de corrosão por íons cloreto
Fonte: Cascudo, 1997.

O diagrama de Pourbaix para o sistema ferro-água, cuja solução contenha cloretos (Figura 4.12), evidencia a mencionada ação deletéria dos íons cloreto. Comparando-se com a Figura 4.1 (sistema ferro-água, sem cloretos) com a Figura 4.12, nota-se que nesta última há um decréscimo substancial da zona protetora de passivação, enquanto que o domínio de corrosão aumenta correspondentemente, inclusive, proporcionando o aparecimento da zona de corrosão puntiforme (CASCUDO, 1997).

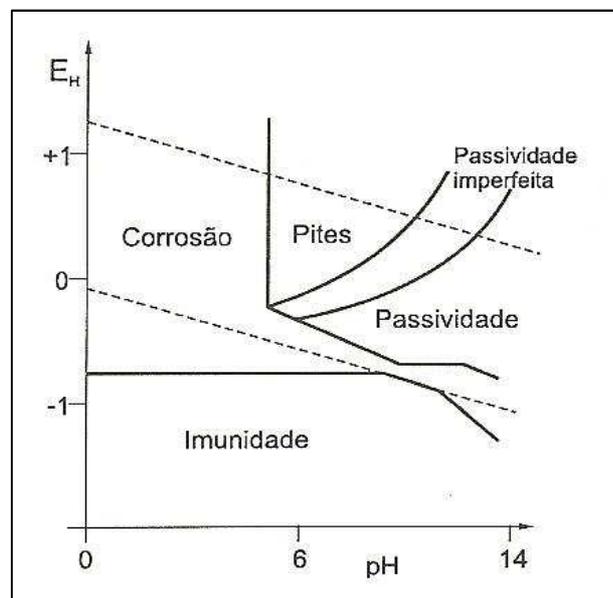


Figura 4.12 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico contendo íons cloreto
Fonte: Cascudo, 1997.

Um ponto bastante polêmico em relação aos cloretos seria sua concentração crítica máxima, abaixo da qual não houvesse a despassivação da armadura.

4.6.3 Teor crítico de cloretos

A corrosão de armaduras é iniciada quando o teor de cloretos excede um valor crítico, que despassiva o aço incorporado no concreto, na presença de oxigênio e umidade (DUPRAT, 2006).

Stewart e Rosowsky (1998) afirmam que a quantidade de cloretos necessária para despassivar o aço imerso no concreto não é um valor único e depende de vários fatores, tais como as proporções da mistura de concreto, tipo de cimento, conteúdo de C_3A no cimento, materiais incorporados, relação água/cimento, pH da solução dos poros, umidade relativa e temperatura. No concreto, a quantidade de cloretos para despassivar o aço pode ser diferente da quantidade exigida nas argamassas devido à sua capacidade de fixar cloretos, à alcalinidade da solução de seus poros e à sua propriedade de barreira (ALONSO et al., 2000).

Andrade (1992) ilustra claramente a relação entre o teor de crítico cloretos com a qualidade do concreto e a umidade relativa (U.R.) do meio, em que a estrutura está inserida (Figura 4.13).

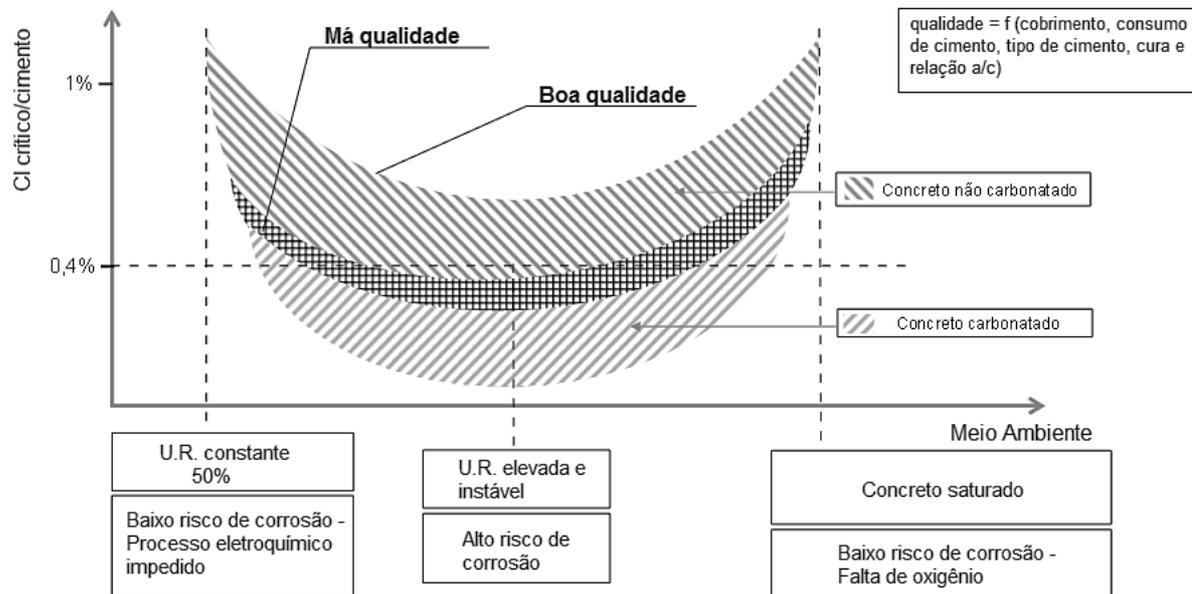


Figura 4.13 - Relação do teor crítico de cloretos às condições ambientais e qualidade do concreto

Fonte: Andrade, 1992 - modificado.

Alguns países em razão da ação corrosiva dos cloretos limitam seu valor em relação à massa de cimento, volume de concreto ou ao volume de água de amassamento. A Tabela 4.2 apresenta os limites máximos de cloretos aceitos por normas de diversos países.

Tabela 4.2 - Valor crítico de cloretos em concreto

País	Norma	Limite máx. de cloretos	Referido a
EUA	ACI-318	$\leq 0,15\%$ em ambiente de Cl	Cimento
EUA	ACI-318	$\leq 0,30\%$ em ambiente normal	Cimento
EUA	ACI-318	$\leq 1\%$ em ambiente seco	Cimento
Inglaterra	CP-110	$\leq 0,35\%$ pelo menos em 95%	Cimento
Austrália	AS 3600	$\leq 0,22\%$	Cimento
Noruega	NS 3474	$\leq 0,60\%$	Cimento
Espanha	EH 91	$\leq 0,40\%$	Cimento
Europa	Eurocódigo 2	$\leq 0,22\%$	Cimento
Japão	JSCE-SP 2	$\leq 0,60\text{kg/m}^3$	Concreto
Brasil	NBR 6118	$\leq 0,05\%$	Água

Fonte: Gentil, 2012.

Helene (1993) afirma que, quando os teores limites de cloretos tomam como referência a quantidade de água (como no caso da norma brasileira), tem-se a impressão de que, com o aumento da relação água/cimento, seria possível aumentar a quantidade de cloretos no concreto, o que é incoerente.

De acordo com Ann e Song (2007), os primeiros estudos acerca da ação dos íons cloreto no desencadeamento do processo corrosivo, sugeriam que apenas os cloretos livres contribuíam para o processo de corrosão e que, portanto, o teor crítico de cloretos era mais bem representado por meio deles. Esses estudos consideravam que os cloretos fixos (quimicamente ligados ou fisicamente adsorvidos) eram liberados por meio da redução do pH (despassivação) e, que os produtos de hidratação do cimento, como hidróxido de cálcio, mantinham o pH em um valor particular. Entretanto, deve-se notar que as normas atuais não abordam o teor de cloretos livres em relação ao risco de corrosão, em grande parte, pelas mesmas razões mencionadas. O conteúdo de cloretos livres é mais frequentemente expresso como função da concentração de íons hidroxila na solução dos poros ou pela razão molar de cloretos com os íons hidroxila.

A relação Cl^-/OH^- é o parâmetro mais aceito para se predizer o início do processo de corrosão das armaduras em concreto (ALONSO et al., 2000). Entretanto, como há certa dificuldade em medir proporções de OH^- no concreto, também são utilizados outros parâmetros para expressar o risco da corrosão, como a quantidade de cloretos totais ou livres em relação à massa de cimento ou concreto, ou ainda em relação à água de amassamento,

devido à grande vantagem e facilidade desses métodos, sendo que algumas normas já expressam seus valores limites em função de tais parâmetros (GLASS e BUENFELD, 1997).

Andrade (1992) afirma que, embora os cloretos livres na fase aquosa sejam potencialmente agressivos para a armadura, é conveniente determinar os cloretos totais, pois parte dos cloretos combinados com a fase hidratada do cimento podem vir a ficar disponíveis em reações deletérias devido aos fenômenos de carbonatação ou elevação de temperatura, sendo, portanto, mais seguro especificar o valor crítico em relação ao teor de cloretos totais.

Segundo Ann e Song (2007), das representações correntes, a que melhor que representa o nível limite de cloretos para que não haja corrosão é o conteúdo total de cloretos, expresso em relação à massa de cimento. Isso se deve, pois, além da sua determinação ser mais simples, envolve o efeito inibidor dos produtos de hidratação do cimento.

Os teores de cloretos críticos determinados por diversos autores são apresentados na Tabela 4.3. A grande variabilidade dos valores apresentados nesta tabela é consequência da variação dos fatores que possivelmente influenciam a corrosão das armaduras, os quais já foram explicitados anteriormente.

Tabela 4.3 - Valores de cloretos necessário para iniciar a corrosão de armaduras

Referência	Cloretos totais* (%)	Cloretos livres (mol/l)	Cl ⁻ /OH ⁻
Stratful et al. (1975)	0,17-1,4	-	-
Vassie (1984)	0,2-1,5	-	-
M. Thomas (1996)	0,5-0,7	-	-
Elsener and Böhni (1986)	0,25-0,5	-	-
Henrikse (1993)	0,3-0,7	-	-
Treadaway et al. (1989)	0,32-1,9	-	-
Barnforth and Chapman-Andrews (1994)	0,4	-	-
Page et al. (1986)	0,4	0,11	0,22
Hansson and Sorensen (1990)	0,4-1,6	-	-
Schiessl and Raupach (1990)	0,5-2,0	-	-
Thomas et al. (1990)	0,5	-	-
Tuutti (1993)	0,5-1,4	-	-
Locke and Sirnan (1980)	0,6	-	-
Lambert et al. (1991)	1,6-2,5	-	3-20
Lukas (1985)	1,8-2,2	-	-
Pettersen (1993)	-	0,14-1,8	2,5-6
Goni e Andrade (1980)	-	-	0,26-0,8
Diamond (1986)	-	-	0,3
Hausmann (1967)	-	-	0,6

*Porcentagem em relação a massa de cimento.

Fonte: Glass e Buenfeld, 1997 - modificado.

Portanto, ainda não se chegou a um consenso a respeito do valor limite de cloretos que pode ser incorporado à massa do concreto para que não haja corrosão, pois há muitas variáveis que influenciam a corrosão de armaduras por meio da ação de íons cloreto.

4.7 LEIS DE FARADAY

Conforme visto anteriormente, a corrosão de armaduras ocorre através de fenômenos que se processam em duas etapas distintas: período de iniciação e período de propagação. O período de iniciação é limitado pelo tempo necessário para a ocorrência da despassivação das armaduras em decorrência, por exemplo, da penetração de íons cloreto. Já o período de propagação está relacionado com a perda de área transversal de aço, resultando, portanto, em intervenção e reparos para que a falha estrutural em decorrência da falta de capacidade portante da estrutura não ocorra (TUUTTI, 1982; HELENE, 1993). A Figura 4.14 mostra a evolução da área de seção transversal das armaduras em função do tempo, podendo-se separar claramente os períodos de iniciação e propagação.

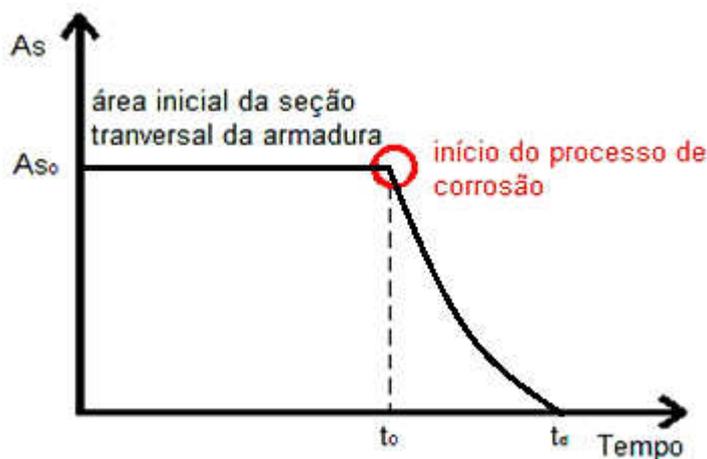


Figura 4.14 - Evolução cronológica do processo de corrosão

Fonte: Souza e Leonel, 2012 - modificado.

Apesar de ser muito importante, não há na literatura muitos modelos matemáticos disponíveis para a modelagem do período de propagação da corrosão, uma vez que muitos pesquisadores consideram como vida útil estrutural apenas o período de iniciação. Porém, a redução da área de aço pode ser consistentemente representada através de modelos baseados nas leis de Faraday para a corrosão (SOUZA e LEONEL, 2012).

A redução da área de aço ao longo do tempo será modelada neste trabalho através de equações baseadas nas leis de Faraday e apresentadas por Vu e Stewart (2000), Val e Stewart (2003), El Hassan et al. (2010) e Bastidas-Arteaga et al. (2013), apresentadas a seguir.

4.7.1 Modelagem da perda da área da seção transversal da armaduras

A determinação da perda de área de aço é efetuada considerando-se os modelos de corrosão uniforme e não uniforme, sendo esse último modelo, conhecido na literatura internacional como *pitting corrosion*. No modelo de corrosão uniforme, o diâmetro da barra da armadura é calculado admitindo-se uma redução uniforme da área de aço ao longo do tempo, ou seja, assume-se que a perda de massa ocorre uniformemente ao longo de todo o perímetro da barra, conforme ilustrado na Figura 4.15 (EL HASSAN et al. 2010; SOUZA e LEONEL, 2012). Após determinada a área equivalente em um dado instante de tempo, o diâmetro da barra pode ser determinado. Para o modelo de corrosão uniforme, o diâmetro da barra é calculado através da seguinte expressão:

$$d(t) = \begin{cases} d_{inicial} & \text{se } t \leq t_{ini} \\ d_{inicial} - 0,0232i_{CORR}(t - t_{ini}) & \text{se } t > t_{ini} \end{cases} \quad (4.14)$$

em que: $d_{inicial}$ é o diâmetro da barra antes da despassivação das armaduras (mm); t_{ini} é o tempo até o início da corrosão (anos); i_{CORR} é a intensidade de corrosão (micro ampère/cm²) e 0,0232 é uma constante que corrige a unidade.

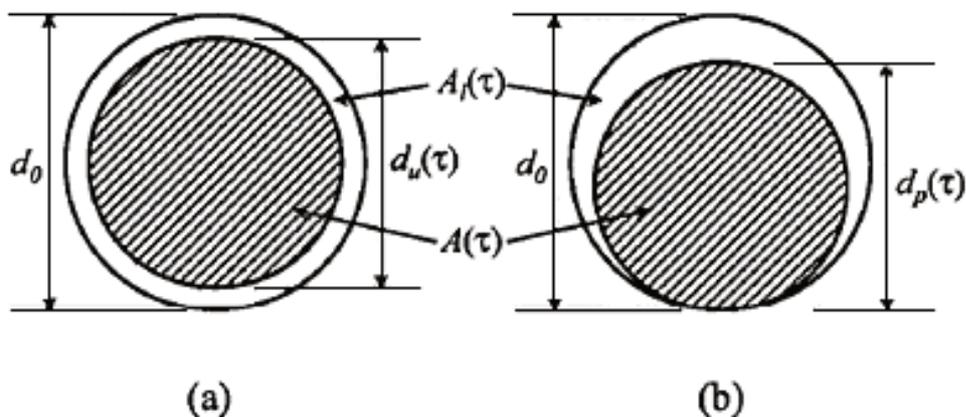


Figura 4.15 - Modelos de corrosão uniforme (a) e não uniforme (b)

Fonte: Souza e Leonel, 2012.

Já o modelo de corrosão não uniforme assume que a perda de área de aço ocorre de maneira não uniforme ao longo do perímetro da barra de armadura, conforme mostrado na Figura 4.15. Esse modelo é mais representativo do fenômeno da corrosão, uma vez que o ataque de íons cloreto não ocorre de maneira uniforme em uma estrutura real. Com base na determinação da profundidade do aço corroído, determina-se a área de aço equivalente, a qual é relacionada ao diâmetro da barra. Para o modelo de corrosão não uniforme, o diâmetro da barra ao longo do tempo pode ser calculado por meio da seguinte equação:

$$d(t) = \begin{cases} d_{inicial} & \text{se } t \leq t_{ini} \\ d_{inicial} - 0,0116R \cdot i_{CORR} (t - t_{ini}) & \text{se } t > t_{ini} \end{cases} \quad (4.15)$$

onde: R é a razão entre a profundidade do aço corroído considerando corrosão não uniforme e corrosão uniforme.

Em ambos os modelos de corrosão, o termo i_{CORR} pode ser calculado através da Equação 4.16, a qual foi desenvolvida empiricamente por Vu e Stewart (2000):

$$i_{CORR} = \frac{37,8(1-a/c)^{-1,64}}{\text{cobrimento}} \quad (4.16)$$

em que, a/c é a relação água/cimento e o cobrimento de concreto dado em cm.

5

MODELO MECÂNICO DE DANO

Representar o comportamento do concreto armado com modelos numéricos não é uma tarefa simples. Pelo que se conhece sobre a variabilidade das propriedades do concreto e do aço, além do evidente comportamento não-linear desses materiais em resposta às ações externas, o problema toma proporções grandes que, mesmo com toda a tecnologia atual, ainda não é possível prever com rigor o seu desempenho.

Diversos modelos foram estudados para representar o comportamento mecânico das estruturas de concreto armado, dentre os quais, destacam-se os trabalhos de: Silva (1996), Sanches Jr. (1998), Botta (1998), Neves (2000), Oliveira (2001), Soares (2001), Branco (2002), Sanches Jr. (2003), Nogueira (2005) e Nogueira (2010).

Este capítulo apresenta os conceitos envolvidos na construção do modelo mecânico de dano utilizado neste trabalho. O modelo mecânico utilizado baseia-se no algoritmo implementado por Nogueira (2010), no qual, emprega-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) com a implementação do elemento de pórtico plano, considerando as hipóteses de Bernoulli e Timoshenko. Para representar o comportamento não-linear físico dos materiais são utilizados o Modelo de Dano de Mazars (1984) para o concreto e modelos elastoplásticos com encruamento no caso das armaduras.

5.1 MODELO DE DANO DE MAZARS

Os modelos de dano buscam representar as perdas progressivas de rigidez e de resistência do material devidas ao seu processo de degradação, levando-se em conta as perturbações infinitesimais distribuídas continuamente no interior do volume do sólido de forma aleatória (BRANCO, 2002).

Segundo Neves (2000), os modelos definidos no contexto da mecânica do dano são adequados para levar-se em conta, o efeito causado pela evolução dos microdefeitos no interior do volume do sólido nas propriedades físicas e mecânicas dos corpos que estão sujeitos a quaisquer ações.

Dentre os modelos de dano encontrados na literatura, o modelo de Mazars (1984) pode ser considerado como sendo um dos mais simples, porém com boa adequação à modelagem de estruturas de barras em concreto armado.

De acordo com Nogueira (2010), as hipóteses básicas do modelo de dano de Mazars são as seguintes:

- a) O concreto, na evolução do dano, apresenta comportamento elástico. Isso significa que as deformações permanentes, observadas em ensaios experimentais, em situação de descarregamento são desprezadas, conforme Figura 5.1;
- b) O dano é causado somente pela existência de alongamentos. Para que haja evolução do dano, é preciso que pelo menos uma das componentes do tensor de deformações principais seja de tração;
- c) Análises experimentais evidenciam que a danificação conduz de um modo geral, a um estado de anisotropia induzida no concreto. Para reduzir o número de variáveis internas, o modelo é simplificado considerando-se o dano isótropo, ou seja, o estado de danificação em um ponto é definido por uma única grandeza escalar e é o mesmo para todas as direções;
- d) O dano é representado localmente por uma variável escalar D e que pode variar de zero a um. Quando $D = 0$ tem-se o material totalmente íntegro e isento de qualquer defeito, ao passo que quando $D = 1$, o material se encontra totalmente deteriorado. A evolução da variável de dano ocorre quando um determinado valor de referência para o alongamento é superado pela deformação equivalente, que é função do estado de deformações da estrutura.

Para representar o estado de alongamento em um determinado ponto da estrutura, define-se a grandeza deformação equivalente a partir de:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{(\varepsilon_1)_+^2 + (\varepsilon_2)_+^2 + (\varepsilon_3)_+^2} \quad (5.1)$$

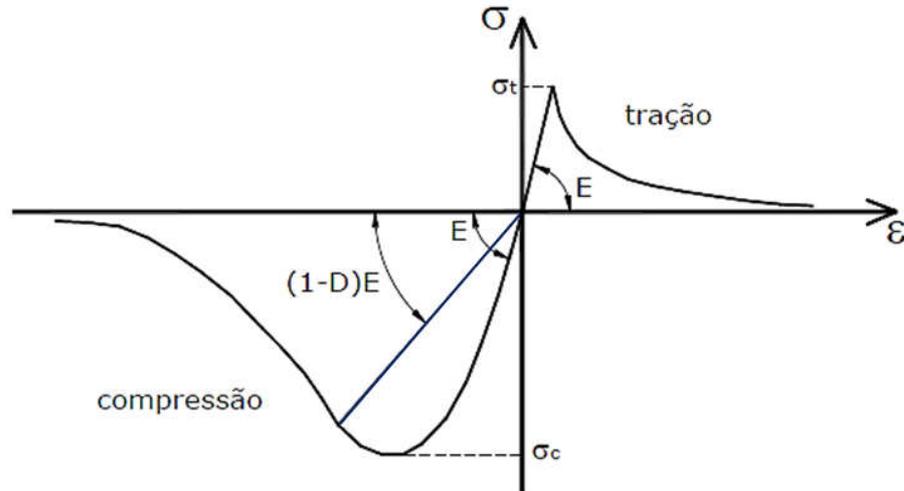


Figura 5.1 - Diagrama tensão versus deformação do concreto

Fonte: Nogueira, Coda e Venturini, 2011.

Na Equação (5.1), os $(\varepsilon_i)_+$ representam as componentes positivas do tensor de deformações principais, dadas por:

$$(\varepsilon_i)_+ = \frac{1}{2}[\varepsilon_i + |\varepsilon_i|] \quad (5.2)$$

com,

$$(\varepsilon_i)_+ = \begin{cases} \varepsilon_i \rightarrow \varepsilon_i > 0 \\ 0 \rightarrow \varepsilon_i < 0 \end{cases} \quad (5.3)$$

A partir de particularizações sobre as Equações (5.1) e (5.2) obtém-se a Tabela 5.1.

Na convenção adotada pelo modelo, admite-se que o início da danificação acontece quando o valor da deformação equivalente atinge o valor dado pela deformação correspondente ao pico de tensão em um ensaio uniaxial de tração, denominado ε_{d0} , como mostra a Figura 5.2.

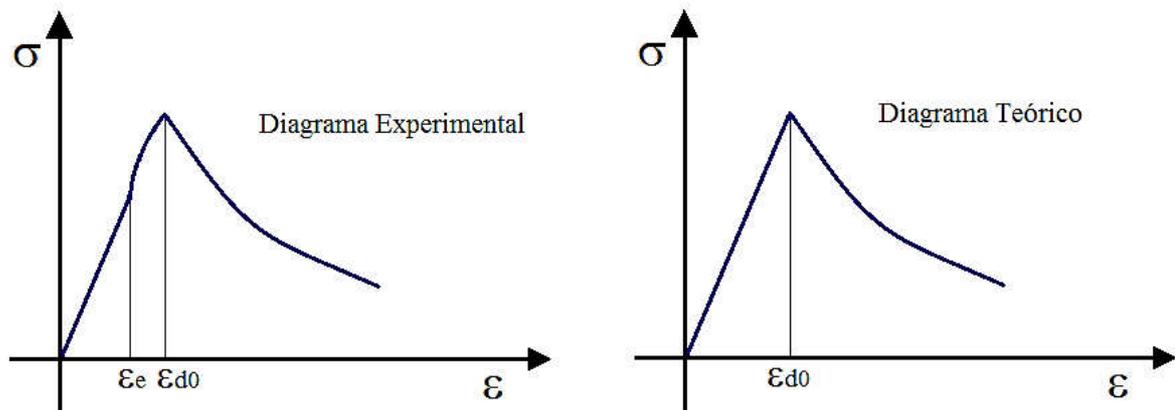


Figura 5.2 - Diagramas do concreto à tração uniaxial

Fonte: Botta, 1998 - Modificado.

Tabela 5.1 - Particularização para deformação equivalente

Estado de tensões		Deformação equivalente $\tilde{\epsilon}$
Tração Uniaxial		$\tilde{\epsilon} = \epsilon_1$
Compressão Uniaxial		$\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_2)^2 + (\epsilon_3)^2} = -\nu\epsilon_1\sqrt{2}$
Compressão Biaxial		$\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_3)^2} = -\frac{\nu}{1-\nu}(\epsilon_1 + \epsilon_2)$
Compressão Hidrostática		$\tilde{\epsilon} = 0$
Compressão Multiaxial		$\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_1)_+^2 + (\epsilon_2)_+^2 + (\epsilon_3)_+^2}$

Fonte: Branco, 2002.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2003), na falta de resultados experimentais de resistência à tração para o concreto, pode-se considerar um valor médio, um valor característico inferior e outro superior, definidos, respectivamente, por:

$$f_{ct,m} = 0,3\sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (5.4)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (5.5)$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (5.6)$$

Assim, a favor da segurança, considera-se neste trabalho que a resistência à tração do concreto seja dada pela Equação (5.5). Todos os valores fornecidos e obtidos nas Equações (5.4), (5.5) e (5.6) são expressos em megapascals (MPa).

Da mesma maneira, o módulo de elasticidade longitudinal inicial pode ser calculado como sendo:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (5.7)$$

sendo, f_{ck} dado em MPa e E_{ci} também expresso em MPa.

Assim, o valor inicial da deformação para que o concreto comece a danificar é dado por:

$$\varepsilon_{d0} = \frac{f_{ctk,inf}}{5600\sqrt{f_{ck}}} \quad (5.8)$$

Partindo-se da hipótese de que a degradação do concreto inicia-se a partir de ε_{d0} , pode-se definir o seguinte critério de danificação:

$$f(\tilde{\varepsilon}, D) = \tilde{\varepsilon} - \hat{S}(D) \leq 0 \quad (5.9)$$

onde, $\hat{S}(D)$ representa a deformação equivalente em função do dano.

Portanto, a danificação terá início somente quando $f(\tilde{\varepsilon}, D) = 0$. Na primeira iteração do processo incremental, a variável $\hat{S}(D)$ recebe o valor da deformação inicial ε_{d0} .

No modelo, a variável escalar de dano, D , apresenta lei de evolução definida em termos de taxas de variação no tempo e atende ao princípio da irreversibilidade do processo de danificação, proveniente da segunda lei da termodinâmica, sendo expressa pelas relações dadas a seguir:

$$\dot{D} = 0 \rightarrow \begin{cases} f < 0 \\ \text{ou} \\ f = 0; \dot{f} < 0 \end{cases} \quad (5.10)$$

$$\dot{D} = F(\tilde{\varepsilon})(\dot{\tilde{\varepsilon}})_+ \rightarrow \begin{cases} f = 0 \\ \text{e} \\ \dot{f} = 0 \end{cases} \quad (5.11)$$

Na Equação (5.11), a função $F(\tilde{\varepsilon})$ é contínua e positiva, baseada em resultados experimentais, de modo a reproduzir as curvas de ensaios uniaxiais de corpos de prova de concreto. Vale ressaltar a correspondência entre a variação de deformação e a variação do dano, como segue:

$$\dot{\tilde{\varepsilon}} \geq 0 \leftrightarrow \dot{D} \geq 0 \quad (5.12)$$

Segundo Branco (2002) e Nogueira (2010), para o equacionamento adequado do modelo de dano de Mazars, definem-se duas variáveis independentes de dano, D_T e D_C , que teoricamente representam as regiões não-lineares das curvas tensão-deformação de tração e compressão uniaxiais, respectivamente. O procedimento é perfeitamente justificável até mesmo porque o próprio processo de fissuração acontece de maneira diferente para cada comportamento. Na tração, as fissuras se desenvolvem numa direção perpendicular à direção da carga, ao passo que na compressão, as fissuras surgem paralelas à direção da carga.

Além disso, uma das características desse modelo de Mazars é a formulação para carregamento crescente, de modo que em problemas nos quais os descarregamentos possuem influência significativa, há a necessidade de se considerar o comportamento unilateral do concreto, isto é, o fenômeno de recuperação da rigidez provocado pelo fechamento das fissuras quando uma peça de concreto é tracionada e posteriormente comprimida. O comportamento unilateral do concreto não é considerado nesta formulação (BRANCO, 2002).

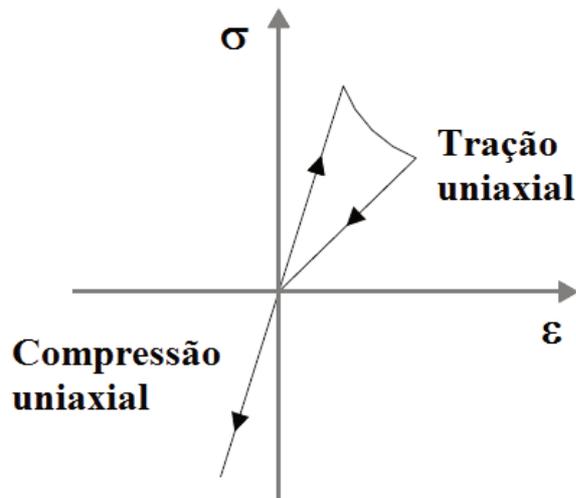


Figura 5.3 - Comportamento uniaxial do concreto
 Fonte: Branco, 2002 - modificado.

Portanto, as leis de evolução das variáveis de dano são definidas por:

$$\dot{D}_T = F_T(\tilde{\varepsilon})(\dot{\tilde{\varepsilon}})_+ \tag{5.13}$$

$$\dot{D}_C = F_C(\tilde{\varepsilon})(\dot{\tilde{\varepsilon}})_+ \tag{5.14}$$

Integrando-se no tempo as Equações (5.13) e (5.14) para casos de carregamento radial, obtêm-se os valores de D_T e D_C :

$$D_T = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_T)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_T}{e^{[B_T(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]}} \tag{5.15}$$

$$D_C = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_C)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_C}{e^{[B_C(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]}} \tag{5.16}$$

Vale ressaltar que os valores de A_T , B_T , A_C , B_C e ε_{d0} são parâmetros internos do modelo, identificados experimentalmente ou através de ajustes teóricos das expressões das variáveis de dano com formulações de normas, de modo a aproximar ao máximo possível a curva tensão-deformação obtida nos ensaios ou com as leis constitutivas propostas pelas normas e códigos de projeto. Entretanto, Mazars (1984) propõe limites de variação para esses parâmetros internos do modelo baseado nas análises experimentais, de tal forma que:

$$\begin{aligned}
0,7 \leq A_T \leq 1,0 & \quad (5.17) \\
1,0 \leq A_C \leq 1,5 \\
10^4 \leq B_T \leq 10^5 \\
10^3 \leq B_C \leq 2 \cdot 10^3 \\
10^{-5} \leq \varepsilon_{d0} \leq 10^{-4}
\end{aligned}$$

Nogueira (2010) utiliza uma abordagem, proposta por Perego (1990), para calcular os coeficientes α_T e α_C para os casos gerais de estados multiaxiais. Esta abordagem foi adotada neste trabalho. Assim, tem-se:

$$\alpha_T = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ti})_+}{\varepsilon_V^+} \quad (5.18)$$

$$\alpha_C = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ci})_+}{\varepsilon_V^+} \quad (5.19)$$

Nesta equação, ε_V^+ é uma variável cinemática que representa o estado local de extensão, sendo definida por:

$$\varepsilon_V^+ = \sum_i (\varepsilon_{Ti})_+ + \sum_i (\varepsilon_{Ci})_+ \quad (5.20)$$

Vale ressaltar que são consideradas somente as parcelas positivas dos tensores de deformação ε_T e ε_C , o que condiz com a hipótese deste modelo de dano, no qual a danificação só acontece para alongamentos, isto é, quando $\varepsilon_i > 0$. Mazars (1984) propõe as seguintes expressões para o cálculo dessas parcelas positivas dos tensores de deformação:

$$\varepsilon_T = \frac{1+\nu}{E} (\underline{\sigma})_+ - \frac{\nu}{E} (\sum_i \underline{\sigma}_i)_+ \underline{I} \quad (5.21)$$

$$\varepsilon_C = \frac{1+\nu}{E} (\underline{\sigma})_- - \frac{\nu}{E} (\sum_i \underline{\sigma}_i)_- \underline{I} \quad (5.22)$$

sendo que: $\underline{\underline{I}}$ é o tensor identidade de quarta ordem; E é o módulo de elasticidade longitudinal do material; ν é o coeficiente de Poisson do material; $(\underline{\sigma}_i)_+$ e $(\underline{\sigma}_i)_-$ são as partes positiva e negativa do tensor de tensões de um estado de tensão principal fictício, obtido a partir do estado de deformações atual e a relação elástica isotrópica inicial ($\tilde{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}_0 \underline{\varepsilon}$).

A Tabela 5.2 fornece os valores dos coeficientes α_T e α_C , definidos no intervalo fechado $[0,1] \subset \mathbb{R}$ e da variável D para os casos particulares de tração e compressão uniaxial e estados multiaxiais.

Tabela 5.2 - Particularizações para α_T , α_C e D

Estado de Tensão	α_T	α_C	D
Tração uniaxial	1	0	D_T
Compressão uniaxial	0	1	D_C
Multiaxiais	$\alpha_T + \alpha_C = 1$		$\alpha_T \cdot D_T + \alpha_C \cdot D_C$

Fonte: Branco, 2002.

Em termos matriciais o tensor de tensões principais é dado por:

$$\tilde{\underline{\sigma}}_i = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y) & 0 & 0 \\ 0 & \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{5.23}$$

e que devido ao comportamento distinto do concreto à tração e à compressão, é decomposto em uma parcela positiva e outra negativa, segundo:

$$\tilde{\underline{\sigma}}_i = (\underline{\sigma}_i)_+ + (\underline{\sigma}_i)_- \tag{5.24}$$

onde,

$$(\underline{\sigma}_i)_+ = \frac{1}{2}(\sigma_i + |\sigma_i|) \tag{5.25}$$

$$(\underline{\sigma}_i)_- = \frac{1}{2}(\sigma_i - |\sigma_i|) \quad (5.26)$$

Assim, determina-se o tensor de tensões reais, conforme segue:

$$\underline{\sigma} = (1 - D) \underline{D}_0 \underline{\varepsilon} \quad (5.27)$$

Nesta equação, $\underline{\sigma}$ e $\underline{\varepsilon}$ são, respectivamente, o tensor de tensões principais da iteração em cada ponto e o tensor de deformações principais; D é a variável escalar de dano; \underline{D}_0 é o tensor de constantes elásticas.

5.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA DAS ARMADURAS

A resposta mecânica do aço frente às solicitações normais é bastante previsível, pois o material apresenta baixa variabilidade de suas propriedades mecânicas (NEVES, 2004). Segundo Botta (1998), a plastificação é uma das características mecânicas mais evidentes no comportamento dos metais. O que a caracteriza é a existência de deformações ou tensões residuais verificadas nos ciclos de tensão ou deformação, respectivamente. Sendo assim, a Teoria da Plasticidade revela-se apropriada para descrever o comportamento dos metais (NOGUEIRA, 2010).

Os modelos propostos pela teoria da plasticidade para representar o aço baseiam-se no surgimento e acúmulo de deformações residuais ou plásticas permanentes. Além disso, em virtude do bom comportamento do aço, os modelos elastoplásticos uniaxiais são muito interessantes para simular o material (NOGUEIRA, 2010).

De acordo com Nogueira (2005), a modelagem do comportamento uniaxial do aço define alguns aspectos da relação constitutiva elastoplástica que devem ser citados. Primeiramente, a deformação correspondente a certa intensidade de tensão é dependente da “história” do carregamento, que é registrada pela deformação plástica acumulada, ε_p . Dessa forma, o comportamento elastoplástico é dissipativo, uma vez que a energia de deformação é parcialmente recuperada em um ciclo de carga-descarga. Isso significa que, no descarregamento, a parcela de deformação elástica do material é totalmente recuperada permanecendo somente a deformação plástica acumulada. Finalmente, o material pode assumir um comportamento chamado de encruamento positivo ou *hardening*, que consiste em

uma nova fase após o escoamento, onde o material por conta dos rearranjos internos de sua estrutura apresenta perda de rigidez, porém ainda mantém a capacidade de suportar as tensões até a ruptura.

Como na plasticidade trabalha-se com histórias de carregamentos, é conveniente que os modelos sejam formulados em taxas. As grandezas são apresentadas em taxas porque são definidas em função de sua derivada em relação ao tempo. No aspecto computacional, os modelos não são descritos em taxas, mas sim em passo finito com as deformações aplicadas em incrementos discretos (NOGUEIRA, 2005).

Para representar o comportamento do aço das armaduras, podem ser utilizados modelos do tipo elastoplástico perfeito, elastoplástico com encruamento isótropo linear positivo e com encruamento cinemático. A associação dos dois modelos de encruamento (isótropo e cinemático) caracteriza o modelo elastoplástico com encruamento misto e a degeneração dos mesmos modelos (anulando-se os módulos de encruamento isótropo e cinemático do material) caracteriza o modelo elastoplástico perfeito (BOTTA, 1998; BRANCO, 2002; NOGUEIRA, 2010).

O modelo adotado neste trabalho para representar as armaduras é o modelo elastoplástico com encruamento isótropo linear positivo (Figura 5.4). Nesse modelo ocorre a expansão do intervalo elástico “1” para o intervalo elástico “2” de maneira simétrica em relação ao seu centro na origem do diagrama das tensões. No espaço das tensões esse fenômeno se caracteriza por um aumento da superfície de plastificação sem translação da mesma.

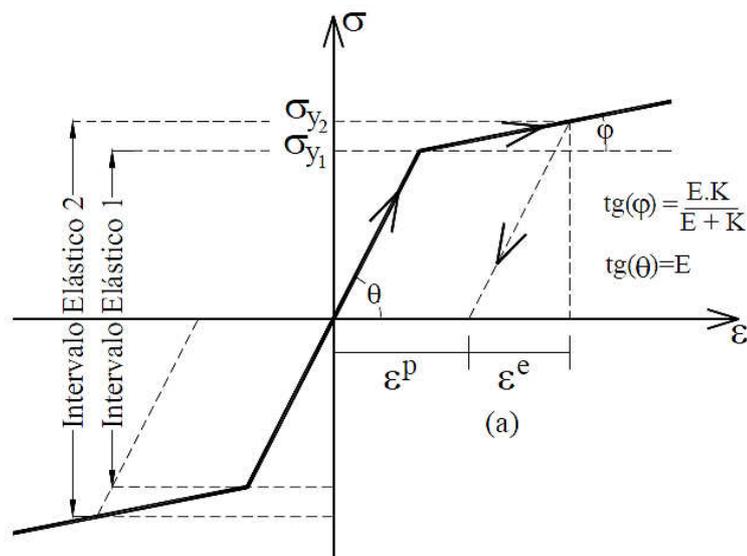


Figura 5.4 - Lei constitutiva do modelo elastoplástico com encruamento

Fonte: Neves, 2004 - modificado.

As equações que regem esse modelo são determinadas como:

1. Previsão elástica da tensão:

$$\sigma^{i+1} = E(\varepsilon^{i+1} - \varepsilon_p^{i+1}) \quad (5.28)$$

sendo que: σ^{i+1} é a tensão no aço; E é o módulo de elasticidade do aço; ε^{i+1} é a deformação total; ε_p^{i+1} é a deformação plástica ou residual; i é o incremento atual.

2. Deformação no passo atual:

$$\varepsilon^{i+1} = \varepsilon^i + \Delta\varepsilon^i \quad (5.29)$$

Nesta equação, $\Delta\varepsilon^i$ é o incremento de deformação total obtido pelas relações de compatibilidade entre deslocamentos e deformações.

3. Critério de plastificação:

$$f^{i+1} = \sigma^{i+1} - (\sigma_y + K\alpha^{i+1}) \leq 0 \quad (5.30)$$

onde, σ_y é a tensão de escoamento do aço; K é o módulo plástico de encruamento isótropo positivo do aço; α^{i+1} é uma variável que evolui proporcionalmente à deformação plástica que controla a expansão do intervalo elástico com a plastificação.

4. Condição de consistência:

$$\Delta\lambda^{i+1} = 0 \quad (5.31)$$

Nesta equação, $\Delta\lambda$ é a variação da deformação plástica.

5. Deformação plástica atual:

$$\varepsilon_p^{i+1} = \varepsilon_p^i + \Delta\lambda \cdot \text{sign}(\sigma^{i+1}) \quad (5.32)$$

A grandeza $\text{sign}(\sigma^{i+1})$ é o sinal da tensão solicitante, assim determinado:

$$\text{sign} = \begin{cases} +1 & \text{se } \sigma > 0 \quad (\text{Tração}) \\ -1 & \text{se } \sigma < 0 \quad (\text{Compressão}) \end{cases} \quad (5.33)$$

6. Lei de encruamento isótopo:

$$\alpha^{i+1} = \alpha^i + \Delta\lambda \quad (5.34)$$

7. Variação da deformação plástica:

$$\Delta\lambda = \frac{E \cdot \Delta\varepsilon^i \text{sign}(\sigma^i)}{E + K} \quad (5.35)$$

8. Módulo elastoplástico corrigido:

A atualização das variáveis de encruamento no processo incremental de Newton-Raphson acarreta em substituição do módulo de elasticidade inicial pelo módulo de elasticidade corrigido nas parcelas da matriz de rigidez referente aos elementos plastificados, conforme:

$$E_s = \frac{EK}{E + K} \quad (5.36)$$

9. Tensão corrigida:

$$\sigma^{i+1} = E_s \varepsilon^{i+1} \rightarrow \Delta\lambda > 0 \quad (5.37)$$

Para levar em conta a plastificação dos elementos na análise incremental, basta substituir o módulo de elasticidade pelo seu valor corrigido na montagem da contribuição das armaduras na matriz de rigidez dos elementos finitos.

5.3 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Pode-se dizer, de modo simples, que os efeitos devidos à não linearidade geométrica são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço. Esses efeitos são determinados através de uma análise, onde se considera a estrutura na sua configuração final de equilíbrio. Nas estruturas rígidas esses efeitos são pequenos e podem ser desprezados; entretanto, nas estruturas flexíveis, tais efeitos passam a ser significativos devendo ser obrigatoriamente considerados (SOARES, 2001).

Segundo Soares (2001), as normas mais modernas de projetos de estruturas de concreto armado já incorporam em suas prescrições diferentes métodos de análise em segunda ordem. Para avaliar esses efeitos em pórticos planos de concreto armado de edifícios de andares múltiplos têm-se procedimentos bastante simplificados, métodos do tipo P-Delta, e modelos mais precisos ou métodos elaborados.

Nos métodos P-Delta, os efeitos da não linearidade geométrica são considerados através da aplicação de forças horizontais equivalentes provenientes da interação do carregamento vertical com os deslocamentos horizontais da estrutura. Nesses casos, a não linearidade física é considerada utilizando-se valores equivalentes de rigidez dos elementos, também de uma maneira simplificada (SOARES, 2001; BRANCO, 2002; NOGUEIRA, 2005).

Nos métodos mais elaborados, a consideração da não linearidade geométrica se faz através de formulações que levam em conta a modificação de posição da estrutura, combinada ao comportamento não-linear dos materiais. Esses efeitos são incorporados na matriz de rigidez e no vetor de esforços solicitantes da estrutura, de modo a contemplar de maneira consistente os efeitos do comportamento dos materiais e deslocamentos da estrutura na análise do equilíbrio global (NOGUEIRA, 2005).

De acordo com Nogueira (2010), é importante esclarecer que devido à natureza não-linear do problema, o princípio da superposição de efeitos não é mais válido, uma vez que não existem mais relações lineares entre esforços e deslocamentos na estrutura. Assim, se faz necessário a divisão do carregamento aplicado em um número finito de passos de carga, tornando o processo não-linear em uma sucessão de cálculos lineares realizados em cada um desses passos. Assim, no decorrer de cada passo de carga, as variáveis não-lineares são mantidas constantes e atualizadas no início do próximo passo, quando o processo iterativo encontra sua convergência.

Neste trabalho, os efeitos da não linearidade geométrica nas estruturas de concreto armado foram considerados utilizando a descrição lagrangeana atualizada na análise do equilíbrio com hipótese de pequenos deslocamentos. Considerou-se, incorporada à lei constitutiva, a deformação de Green com forma quadrática no lugar da deformação linear. Do mesmo modo, para que a formulação ficasse consistente, foi empregado o tensor de tensões de Piola-Kirchhoff de 2ª espécie. A seguir, estão descritos os passos da formulação até as expressões da matriz de rigidez tangente e do vetor de esforços internos dos elementos, conforme descrito nos trabalhos de Soares (2001), Branco (2002), Nogueira (2005) e Nogueira (2010).

5.3.1 Campo de deslocamentos

Seja um ponto P em uma barra qualquer definida no plano XY, conforme mostrado na Figura 5.5. Um deslocamento arbitrário em função das componentes horizontal e vertical pode ser escrito por:

$$u_p(x, y) = u(x) - y \sin(\theta) \quad (5.38)$$

$$v_p(x, y) = v(x) - y + y \cos(\theta) \quad (5.39)$$

$$v(x) = v_f + v_c \quad (5.40)$$

sendo que: v_f e v_c são, respectivamente, as parcelas de deslocamento à flexão e ao cisalhamento que compõem o valor de referência $v(x)$.

Considerando a aproximação em segunda ordem para pequenos deslocamentos, onde $\sin(\theta) = v'(x)$ e $\cos(\theta) = 1 - \frac{v'^2(x)}{2}$, as Equações (5.38) e (5.39) podem ser escritas como:

$$u_p(x, y) = u(x) - yv'(x) \quad (5.41)$$

$$v_p(x, y) = v(x) - y \frac{v'(x)^2}{2} \quad (5.42)$$

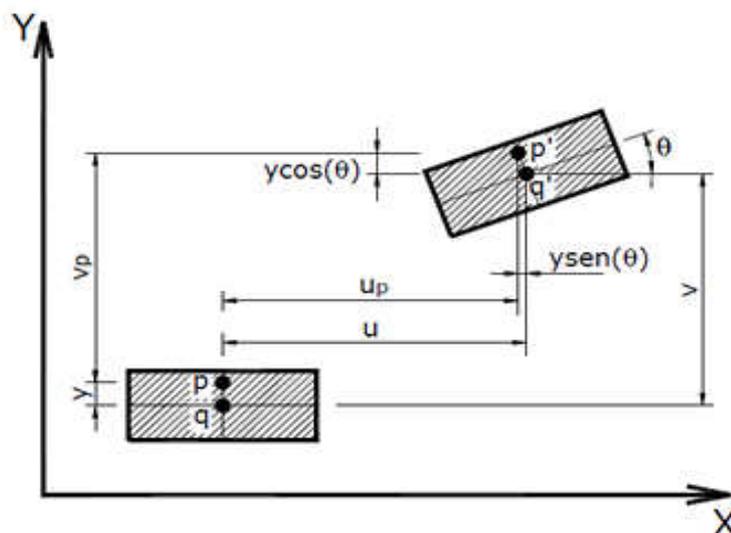


Figura 5.5 – Configuração deslocada de um elemento de barra
 Fonte: Nogueira, 2010 - modificado.

5.3.2 Campo de deformações

O tensor de deformações para elementos de barra pode ser escrito como:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{XX} & \gamma_{XY} \\ \gamma_{XY} & \varepsilon_{YY} \end{bmatrix} \quad (5.43)$$

onde, cada componente é representada por:

$$\varepsilon_{XX} = \frac{\partial u_p}{\partial x} + \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{\partial u_p}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v_p}{\partial x} \right)^2 \right] \quad (5.44)$$

$$\gamma_{XY} = \frac{\partial u_p}{\partial y} + \frac{\partial v_p}{\partial x} + \left(\frac{\partial u_p}{\partial x} \cdot \frac{\partial u_p}{\partial y} + \frac{\partial v_p}{\partial x} \cdot \frac{\partial v_p}{\partial y} \right) \quad (5.45)$$

$$\varepsilon_{YY} = 0 \quad (5.46)$$

As Equações (5.44) e (5.45) representam, respectivamente, as deformações longitudinal e tangencial e foram obtidas da Teoria da Elasticidade Não-Linear, de forma que possuem um termo de 1ª ordem acrescido de outro de 2ª, capaz de computar os efeitos não-lineares geométricos.

Aplicando-se às equações (5.44) e (5.45) as expressões (5.41) e (5.42) e desprezando-se os termos que contêm produtos de ordem superior, obtêm-se expressões simplificadas para os campos de deformações longitudinais e tangenciais para o elemento de pórtico plano, dadas por:

$$\varepsilon_{xx} = u' + \frac{1}{2}(u')^2 + \frac{1}{2}(v')^2 - yu''(1+u') \quad (5.47)$$

$$\gamma_{xy} = v' - \varphi - u'v' - \frac{v'^3}{2} \quad (5.48)$$

sendo que: φ é a rotação da seção transversal do elemento finito proveniente somente da parcela de flexão.

5.3.3 Relação entre tensores de tensão e de deformação

Outra forma de calcular as deformações é empregando o conceito de estiramento λ (Figura 5.6), e que pode ser expresso como:

$$\lambda = \frac{ds}{dx} = \sqrt{\left(\frac{du + dx}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2} \quad (5.49)$$

sendo que: ds é o comprimento infinitesimal de uma fibra qualquer do corpo na posição deslocada; dx é o comprimento inicial da mesma fibra; du e dv são as componentes infinitesimais dos deslocamentos axial e transversal, respectivamente, da fibra.

Para que a formulação fique consistente, o tensor de deformação de Green deve ser conjugado com um tensor de tensão compatível, que no caso, é o tensor de tensão de Piola-Kirchhoff de 2ª espécie, dado por:

$$\underline{S} = \begin{Bmatrix} S_{xx} \\ S_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\sigma_{xx}}{\lambda} \\ \frac{\tau_{xy}}{\lambda} \end{Bmatrix} \quad (5.50)$$

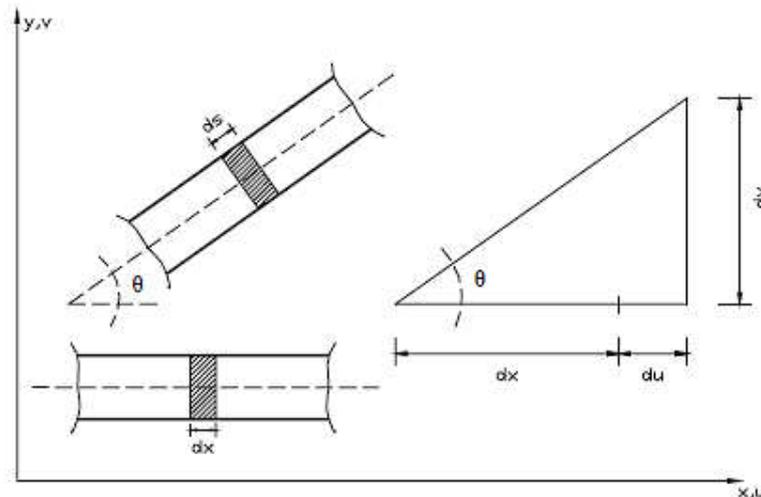


Figura 5.6 - Deformação de uma fibra genérica

Fonte: Branco, 2002.

Em regime de pequenas deformações, como é o caso deste trabalho, o estiramento assume um valor unitário, de modo que o tensor de tensão de Piola-Kirchhoff de 2ª espécie seja igual ao tensor de tensão convencional. Dessa forma, a matriz de propriedades elásticas, $\underline{\underline{D}}_0$, que relaciona tensão e deformação é a mesma para as deformações lineares e de Green, o que significa escrever a seguinte relação consistente:

$$\underline{\underline{S}} = \underline{\underline{D}}_0 \begin{Bmatrix} \varepsilon_G \\ \gamma \end{Bmatrix} \quad (5.51)$$

de modo que:

$$\underline{\underline{D}}_0 = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} \quad (5.52)$$

sendo que, para materiais isotrópicos, o módulo de elasticidade transversal é expresso como:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.53)$$

5.3.4 Formulação lagrangeana atualizada

A formulação lagrangeana atualizada é caracterizada por descrever a situação da estrutura em relação à última configuração equilibrada, ou seja, todas as informações necessárias para o próximo passo de carga da estrutura são retiradas do passo anterior convergido.

Para que a implementação numérica seja adequadamente realizada, faz-se necessária, primeiramente, a atualização contínua das coordenadas cartesianas nodais, acrescentando o vetor dos deslocamentos incrementais à última configuração de equilíbrio, de modo que:

$$\underline{X} = \underline{X}_0 + \underline{\Delta u} \quad (5.54)$$

sendo que: \underline{X} é o vetor contendo as coordenadas cartesianas nodais atualizadas.

Posteriormente, como complemento, realiza-se a atualização do tensor de tensão, pois na descrição lagrangeana atualizada, a mudança contínua de referencial requer a transformação do tensor de tensão para a nova configuração. A maneira adequada de realizar essa transformação é utilizar o tensor de Cauchy relacionando-o com o tensor de Piola-Kirchhoff de 2ª espécie. Entretanto, para pequenas deformações, o tensor de Cauchy na configuração atual coincide com o tensor de Piola-Kirchhoff de 2ª espécie da configuração anterior. Dessa forma, a cada passo de carga, adiciona-se um incremento de tensão $\underline{\Delta S}$ à tensão \underline{S}_0 , conforme segue:

$$\underline{S} = \underline{S}_0 + \underline{\Delta S} \quad (5.55)$$

Com isso, tem-se a matriz de rigidez tangente e o vetor de esforços internos da análise não-linear geométrica para o elemento de pórtico plano com consideração da deformação por cisalhamento.

5.4 INTEGRAÇÃO NUMÉRICA

A integração numérica é utilizada neste trabalho para obter os esforços resistentes ao longo dos elementos finitos, bem como a parcela da matriz de rigidez do concreto. Com a utilização de modelos não-lineares para os materiais, a distribuição de tensões ao longo das

seções transversais é também não-linear, o que praticamente impossibilita a integração analítica. Assim, a integração numérica torna-se bastante interessante, uma vez que permite obter qualquer distribuição de tensões na seção e com isso, generalizar os procedimentos.

As técnicas adotadas neste trabalho são as quadraturas de Gauss e Gauss-Lobatto. A diferença entre elas é que no método de Gauss-Lobatto consideram-se os pontos extremos e o ponto médio do intervalo de integração, ao passo que no método de Gauss são considerados somente os pontos internos do domínio. O princípio desses métodos é a substituição das integrais analíticas por somatórios, cuja precisão depende do número de pontos colocados. Dessa forma, a quantidade de pontos deve ser suficiente para aproximar a função a ser integrada, de modo que o erro tenda a zero.

Segundo Branco (2002), em análises com linearidade do material para integração das tensões na altura da seção transversal, 2 pontos são suficientes, pois a distribuição de tensões é linear. No entanto, em análises não-lineares físicas, como o modelo de dano de Mazars mostrado na Figura 5.7, recomenda-se a utilização de quantidade superior a 10 pontos de Gauss na altura. Para formulação lagrangiana atualizada, Paula (2001) sugere que sejam utilizados no mínimo 6 pontos para as integrais ao longo do comprimento do elemento. Com isso, a matriz de rigidez da estrutura também é montada a partir da contribuição dos pontos de Gauss do comprimento e da altura dos elementos, nos quais são calculadas as deformações, tensões, bem como todas as variáveis internas dos modelos dos materiais.

A Figura 5.7 ilustra o processo da integração numérica das tensões ao longo da altura de um elemento finito, bem como a contribuição da armadura longitudinal.

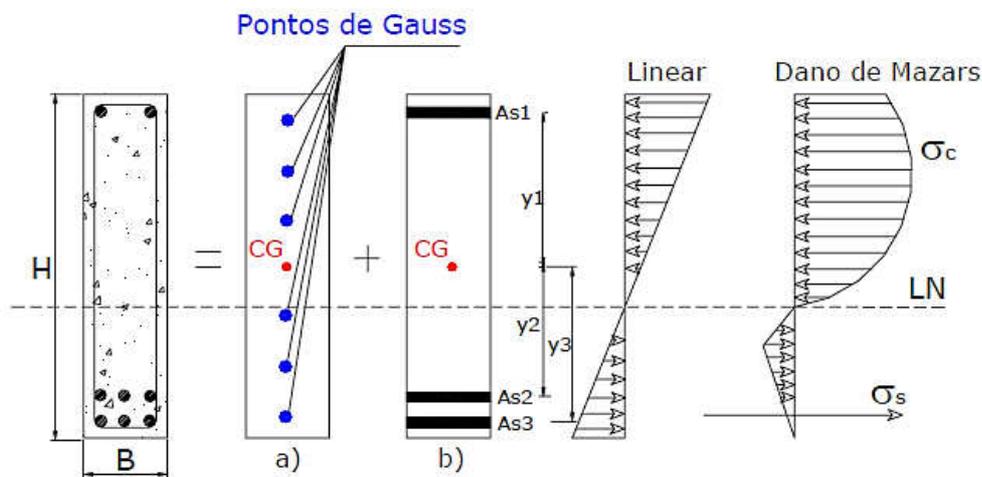


Figura 5.7 - Distribuição de tensões e discretização da seção: a) concreto e b) aço

Fonte: Nogueira, 2005.

Com isso, a expressão numérica que representa a contribuição do concreto à matriz de rigidez é dada por:

$$K_C = \sum_{i=1}^{nl} \left[\sum_{j=1}^{nh} \left(\underline{B}_{ij}^T (1 - D_{ji}) \underline{D}_0 \underline{B}_{ij} + \underline{B}_{ij}^T \eta_{ij} \underline{D}_0 \underline{B}_{ij} + \underline{G}_{ij} S_{ij} \right) \frac{bh}{2} w_{y_j} \right] \frac{L}{2} w_{x_i} \quad (5.56)$$

sendo que: w_y e w_x são, respectivamente, os pesos ponderadores da integração numérica ao longo da altura e do comprimento dos elementos; nl e nh são, respectivamente, o número de pontos de Gauss ao longo do comprimento e da altura dos elementos.

A parcela de contribuição ao vetor de esforços internos pode ser escrita como:

$$F_C^{\text{int}} = \sum_{i=1}^{nl} \left[\sum_{j=1}^{nh} \left(\underline{B}_{ij}^T S_{ij} \right) \frac{bh}{2} w_{y_j} \right] \frac{L}{2} w_{x_i} \quad (5.57)$$

A contribuição das armaduras longitudinais também é baseada nas quadraturas de Gauss e Gauss-Lobatto para integração numérica ao longo do comprimento, ao passo que na altura a contribuição ocorre para no máximo 3 camadas de armadura, Figura 5.7.

Assim, as parcelas de contribuição da armadura na matriz de rigidez e no vetor de esforços internos são dadas, respectivamente por:

$$K_S = \sum_{i=1}^{nl} \left[\sum_{j=1}^3 \left(\underline{B}_{ij}^T E_S \underline{B}_{ij} + \underline{G}_{ij} \sigma_{Sij} \right) A_{Sj} \right] \frac{L}{2} w_{x_i} \quad (5.58)$$

$$F_S^{\text{int}} = \sum_{i=1}^{nl} \left[\sum_{j=1}^3 \left(\underline{B}_{ij}^T \sigma_{Sij} \right) A_{Sj} \right] \frac{L}{2} w_{x_i} \quad (5.59)$$

Finalmente, a matriz de rigidez tangente final e o vetor de esforços internos da estrutura são obtidos pela soma algébrica das parcelas de contribuição do concreto e do aço de cada elemento finito.

5.5 ALGORITMO DE BUSCA

O modelo mecânico de dano utilizado permite considerar carregamentos externos fixos e carregamentos variáveis, ou seja, que serão divididos e aplicados por incrementos. O modelo ainda considera os efeitos não-lineares geométricos, bem como a não linearidade dos materiais em um procedimento incremental-iterativo. A cada iteração, atualiza-se a matriz de rigidez da estrutura, obtida mediante a contribuição de todos os pontos de Gauss dos elementos finitos e resolve-se o sistema de equações, dado por:

$$[K]_r \{u\} = \{F\} \quad (5.60)$$

Assim, o modelo permite obter os deslocamentos nodais e os esforços internos nos elementos finitos ao final de cada incremento equilibrado. Dessa forma, toda a trajetória de equilíbrio da estrutura em caráter não-linear pode ser obtida, refinando-se os resultados do processo à medida que se aumenta o número de passos de carga. Isso ocorre porque com incrementos de ordem menor, as previsões elásticas sempre resultam mais próximas da resposta real, fazendo com que as correções não-lineares sejam menores e mais rápidas.

Para a obtenção de cargas últimas em vigas de concreto armado, adapta-se o referido modelo mecânico, de modo que, a cada iteração, seja verificado o estado limite último de ruptura dos materiais. Aumenta-se o carregamento total sobre a estrutura através da aplicação dos incrementos de carga até que em um determinado ponto de Gauss (concreto ou faixa de armadura), seja atingida uma deformação limite. Considera-se que, nesse momento, ocorre a falha. As deformações sempre são verificadas ao final de cada iteração. Já a atualização das variáveis do modelo só é realizada após a convergência do processo iterativo. Dessa forma garante-se que, em nenhum ponto da estrutura, ocorrerá uma deformação maior que os limites estipulados para os materiais.

Quando se atinge o estado limite, o processo é interrompido e reiniciado com um incremento de carga menor. Uma das maneiras de realizar esse processo consiste em dividir o passo de carga atual por um escalar pré-definido, por exemplo, 2. Dessa forma, o incremento de carga aplicado sempre é dado pela metade do incremento anterior convergido. Todas as variáveis da última iteração do passo anterior convergido são armazenadas e reutilizadas no início do novo passo de carga, repetindo a análise via elementos finitos para o novo incremento de carga. Todo esse processo é repetido até que o novo incremento aplicado seja desprezível quando comparado com o passo de carga inicial da estrutura. Esta condição de

parada do algoritmo ocorre quando a norma dos novos incrementos for menor que uma tolerância pré-estabelecida.

A carga última da estrutura é obtida pela soma de todos os incrementos de carga até que a tolerância seja atingida. A Figura 5.8 mostra o fluxograma do modelo mecânico (obtenção de respostas mecânicas da estrutura).

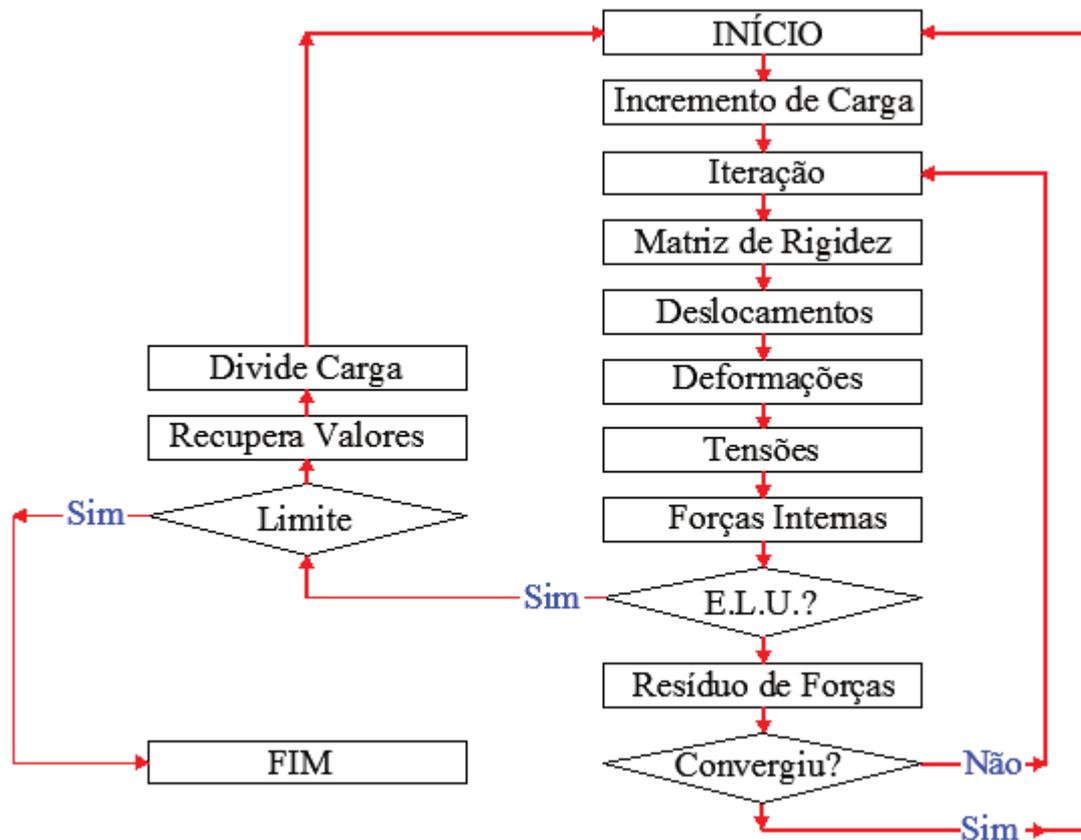


Figura 5.8 - Fluxograma do modelo mecânico e busca da carga última de uma estrutura

A Figura 5.9 mostra o fluxograma simplificado do modelo mecânico com o acoplamento das formulações para a penalização da área de aço devido a corrosão das armaduras, onde a carga última da estrutura é obtida para cada intervalo de tempo (T), em anos. O processo de penetração de íons cloreto para o interior do concreto e a taxa de redução da área de aço ao longo do tempo foram modelados considerando, respectivamente, a segunda lei de Fick e as leis de corrosão de Faraday, conforme discutido anteriormente. Na Figura 5.9, PP representa uma variável de entrada e corresponde ao período de propagação da corrosão.

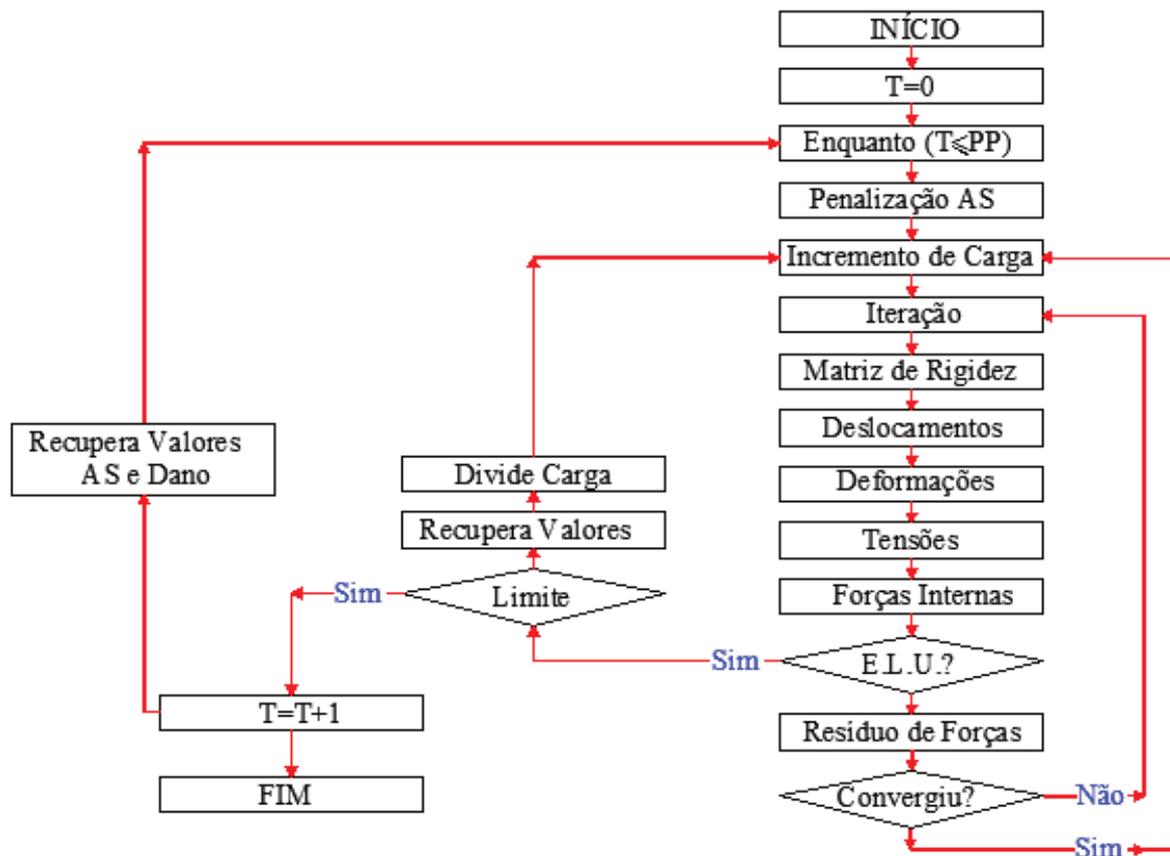


Figura 5.9 - Fluxograma simplificado do modelo mecânico com penalização da área de aço devido a corrosão

A formulação do modelo mecânico adotado neste trabalho pode ser encontrada com maiores detalhes nos trabalhos de Nogueira (2005) e Nogueira (2010).

6

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Um dos principais objetivos do cálculo estrutural na engenharia é garantir a segurança e o desempenho satisfatório das estruturas com o máximo de economia possível. Atingir esse objetivo, entretanto, geralmente não é um problema simples, particularmente pelo grande número de sistemas estruturais existentes e, assim, podem falhar ao desempenhar suas funções para as quais foram projetados, já que o risco está sempre implícito nesses sistemas (BERNARDO, 1999).

Para garantir a segurança das estruturas, as normas e códigos de projeto especificam conjuntos de regras que determinam limites para as ações, deslocamentos e deformações que se devem encontrar nessas estruturas. Esses limites são resultados da evolução do conhecimento da engenharia e sofrem uma constante modificação com a sua evolução. Apesar de todo esse desenvolvimento no estudo das estruturas e dos materiais, a maioria dos avanços não considera a natureza aleatória das variáveis envolvidas nos projetos estruturais. A metodologia de projeto ainda é baseada na abordagem determinística que, apesar de representar satisfatoriamente o comportamento estrutural, não leva em conta, de maneira adequada, o grau de incerteza presente nas variáveis, o que pode causar situações indesejáveis, não previstas inicialmente (NEVES, 2004; NOGUEIRA, 2005).

O estudo da confiabilidade insere-se nesse contexto, na tentativa de prever as incertezas e flutuações nas variáveis do sistema. Em uma análise de confiabilidade estrutural cada critério pode ser entendido como um evento estatístico e suas consequências como cenários de falha. A verificação de cada critério, portanto, se traduz na verificação de cada modo potencial de falha. Para tanto, deve-se descrever e formular o problema considerando suas variáveis com as devidas incertezas. Cabe comentar que a falha não significa necessariamente o colapso estrutural, mas sim a presença de um comportamento não desejado da estrutura (LEONEL, 2009; NOGUEIRA, 2005).

De acordo com Beck (2012), a variabilidade está presente nos sistemas sob a forma de incertezas, as quais são divididas em:

- Incerteza física: corresponde à aleatoriedade natural dos fenômenos físicos, químicos, biológicos, atmosféricos que nos rodeiam e que afetam o comportamento de sistemas de engenharia. Geralmente presentes nas avaliações de dimensões, valores de ações, valores de propriedades de materiais etc.
- Incerteza de previsão: refere-se à previsão de condições futuras de um processo ou sistema. Muitas vezes, a informação disponível sobre determinado processo é limitada a um curto período, mas deve ser extrapolada para o período de vida útil da estrutura. Extremos de fenômenos ambientais são exemplos típicos deste tipo de incerteza.
- Incerteza estatística: a determinação da curva de distribuição de probabilidades de uma variável aleatória ou de seus parâmetros e momentos, baseada em amostras, estão sujeitas a esse tipo de incerteza.
- Incerteza de decisão: está relacionada com a definição sobre se determinado evento ocorreu ou não.
- Incerteza de modelo: provenientes das simplificações e das hipóteses adotadas para a modelagem do comportamento estrutural, o emprego de novos materiais, técnicas construtivas etc.
- Incerteza fenomenológica: provenientes da existência de eventos não previsíveis ou não levados em consideração.
- Incerteza devida ao fator humano: tem como natureza a ação do homem, quer seja intencional ou não, que afeta de maneira indesejável o comportamento do sistema estrutural;

Sabe-se, porém, que nem todas as incertezas citadas anteriormente podem ser consideradas em uma análise. Portanto, fala-se em confiabilidade formal, condicionada às incertezas adotadas. Logo, essa confiabilidade formal não é a real. Assim, tornam-se lógicas apenas comparações entre confiabilidades de sistemas com as mesmas considerações de incertezas. Dessa forma, a avaliação da confiabilidade estrutural surge como ferramenta de comparação entre procedimentos existentes de projeto, além de avaliar a validade das recomendações estabelecidas em normas (BERNARDO, 1999).

Em termos estatísticos, a confiabilidade, C , é definida como o complemento da probabilidade de falha, P_f , dada por (NOGUEIRA, 2005):

$$C = 1 - P_f \quad (6.1)$$

Como geralmente os valores da confiabilidade são grandes, usa-se normalmente trabalhar com a probabilidade de falha, que, nos casos de estruturas civis, é normalmente um valor da ordem de 10^{-7} até 10^{-3} .

6.1 REQUISITOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS

As estruturas e os elementos estruturais são projetados, construídos e mantidos de modo a cumprir uma determinada função estrutural (BECK, 2012). Esta função deve ser cumprida:

- a) durante um determinado período, chamado de vida útil ou vida de projeto,
- b) com um nível adequado de segurança e,
- c) de maneira economicamente viável.

Em particular, estruturas e elementos estruturais devem cumprir os seguintes requisitos básicos:

- requisito de serviço: uma estrutura deve se manter em condições apropriadas para a execução da função a qual se destina durante todo o período de vida útil;
- requisito de segurança: uma estrutura necessita suportar carregamentos extremos esporádicos e carregamentos repetitivos aos quais a mesma esteja sujeita dentro do período de vida previsto, sem entrar em colapso ou apresentar severos danos permanentes;
- requisito de robustez: uma estrutura não deve ser danificada por eventos acidentais, como incêndios, explosões, impacto ou erros humanos de maneira desproporcional à severidade do evento causador do dano.

Aliado aos três requisitos básicos apresentados anteriormente, as estruturas e elementos estruturais devem satisfazer ainda os seguintes requisitos:

- requisito econômico: uma estrutura deve atender aos três requisitos básicos sem comprometer sua capacidade de gerar lucro, sob pena de se tornar economicamente inviável;
- requisito social: uma estrutura deve atender aos quatro requisitos anteriores com níveis de risco aceitáveis por parte do público ou usuário.

6.2 ESTADOS LIMITES

Os requisitos básicos de sistemas estruturais, vistos anteriormente, podem ser equacionados na forma de estados limites. O não atendimento de um requisito de serviço ou de segurança representa um estado indesejável da estrutura. Cada distinta maneira que possa levar a um estado indesejável é chamada, genericamente, de um modo de falha. Cada modo de falha origina um estado limite. Os modos de falha e os estados limites correspondentes representam modelos idealizados da falha de estruturas (BECK, 2012).

Um estado limite é definido como sendo a fronteira entre o desempenho desejado e o indesejado de uma estrutura. Existem diversos estados limites a serem considerados em um projeto estrutural. Normalmente, definem-se dois tipos básicos de estados limites: os estados limites últimos (correspondente aos requisitos de segurança) e os estados limites de utilização (correspondente aos requisitos de serviço). Essa é apenas uma classificação simplificada. Em muitos casos particulares, alguns novos estados limites intermediários podem ser considerados. Assim, definido um estado limite (ou estados limites) para a estrutura, o cálculo da confiabilidade fica condicionado a esse estado (MELCHERS, 1987 *apud* BERNARDO, 1999; NOGUEIRA, 2005).

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), os estados limites últimos se referem à ocorrências que determinam a paralisação total ou parcial de uma construção. Dentre eles, citam-se: ruptura dos materiais (esmagamento do concreto comprimido, alongamento excessivo da armadura), instabilidade global, ruptura das ligações, ruptura por cisalhamento e colapsos progressivos. Já os estados limites de utilização são aqueles que causam efeitos estruturais que não respeitam às condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da sua durabilidade. Dentre eles estão deslocamento excessivo, vibração excessiva, deformações permanentes, formação e abertura de fissuras.

Os estados limites e, portanto, os modos de falha de estruturas e de elementos estruturais podem ser quantificados através de equações chamadas de equações de estado limite. Essas equações, de modo geral, são expressas em termos de uma margem de segurança, isto é, uma equação que expresse a diferença entre a capacidade resistente da estrutura e as ações ou efeitos dos carregamentos que agem sobre ela. Define-se, portanto, uma equação de estado limite como (BECK, 2012; NOGUEIRA, 2005):

$$G(x_i) = R(x_i) - S(x_i) \quad (6.2)$$

Nessa equação, x_i corresponde às diversas variáveis aleatórias que influem sobre o desempenho da estrutura, $G(x_i)$ é a função de desempenho ou estado limite, $R(x_i)$ é a resistência ou capacidade resistente da estrutura em função das variáveis de projeto e $S(x_i)$ é a ação ou solicitação atuante sobre a estrutura.

Uma equação de estado limite, como $G(x_i)$, separa duas situações: uma de segurança e outra de falha. Se $G(x_i) > 0$, considera-se que os requerimentos de projeto têm sido devidamente satisfeitos e correspondem a um ponto no domínio de segurança. Se $G(x_i) \leq 0$, os requerimentos de projeto não foram satisfeitos e correspondem a um ponto no domínio de falha (Ω_f).

É importante comentar que a Eq. (6.2) expressa o caso geral, ou seja, tanto a resistência quanto a solicitação depende das variáveis aleatórias, o que as torna variáveis aleatórias. Entretanto, é possível realizar a análise de confiabilidade considerando somente a resistência ou a solicitação como variável aleatória.

Com a Eq. (6.2), é possível verificar a condição de segurança de uma estrutura, estabelecendo as regiões seguras e as regiões de falha, conforme a Figura 6.1.

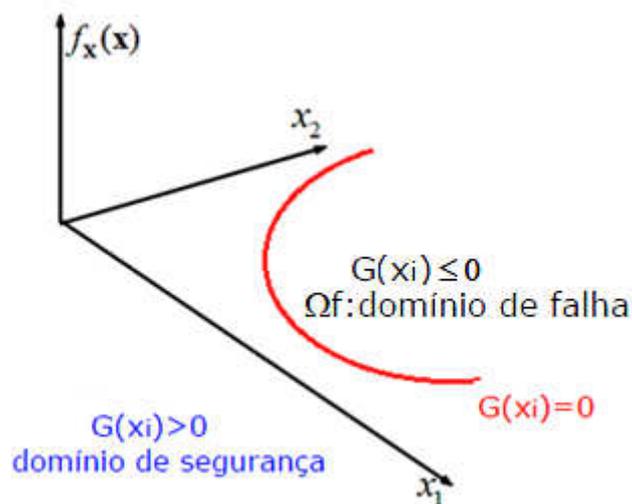


Figura 6.1 - Equação de estado limite e domínios de falha e não-falha

Fonte: Beck, 2012 - modificado.

6.3 PROBABILIDADE DE FALHA

A probabilidade de falha pode ser definida como a propensão a ocorrer um evento de falha, ou seja, que um estado limite seja alcançado. Deve-se salientar que o termo falha é bastante abrangente, significando a interrupção de uma determinada função da estrutura e não

necessariamente a sua ruína. O complemento da probabilidade de falha é a confiabilidade estrutural, que trata da propensão de que um estado limite não seja alcançado, considerando as variáveis fundamentais do projeto estrutural (LEONEL, 2009).

O problema fundamental de confiabilidade estrutural considera apenas um efeito de ação S resistido por uma resistência R . Tanto R quanto S são descritos por uma função de densidade de probabilidade, $f_R(\cdot)$ e $f_S(\cdot)$, respectivamente. Uma estrutura entra em colapso se a resistência R inerente ao sistema é menor ou igual do que a solicitação S atuante. O objetivo da análise de confiabilidade é assegurar o evento $(R > S)$ durante toda a vida útil da estrutura. Essa garantia é possível somente em termos da probabilidade $P(R > S)$. Portanto, representa a medida realista da confiabilidade da estrutura (BERNARDO, 1999).

Sendo resistência e solicitação variáveis aleatórias estatisticamente independentes, com distribuições de probabilidade conhecidas e estacionárias no tempo, a probabilidade de falha, P_f , pode ser avaliada pela solução da seguinte equação:

$$P_f = Prob[(R - S) \leq 0] = \int_0^{\infty} F_R(x) \cdot f_S(x) dx \quad (6.3)$$

Na equação exposta, $F_R(x)$ é a função de probabilidade acumulada da resistência e $f_S(x)$ é a função densidade de probabilidade da solicitação.

A Eq. (6.3) é conhecida como integral de convolução com relação à “ x ”, correspondendo à soma de todos os casos de solicitação para os quais a resistência é menor do que a solicitação. Esta equação pode também ser escrita em termos da função de probabilidade acumulada da solicitação, $F_S(x)$, e da função densidade de probabilidade da resistência $f_R(x)$. Assim:

$$P_f = Prob[(R - S) \leq 0] = \int_0^{\infty} [1 - F_S(x)] \cdot f_R(x) dx \quad (6.4)$$

Portanto, a probabilidade de falha vem a ser a área sob a curva $f_S(x)F_R(x)$. Esta área é proporcional (mas não idêntica) à área de interferência entre as distribuições de R e S , mostrada (hachurada) na Figura 6.2. Por esta semelhança, este problema é também conhecido na literatura como o problema de interferência entre populações (BECK, 2012).

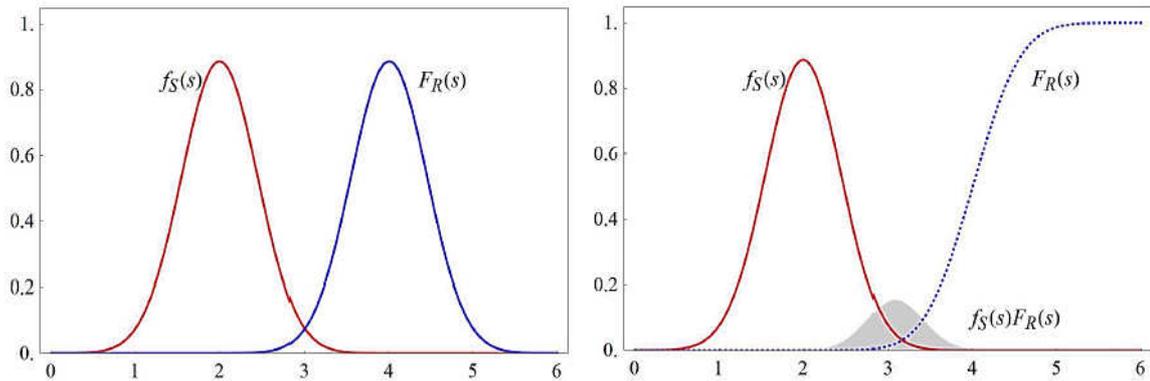


Figura 6.2 - Problema fundamental de confiabilidade (interferência entre populações)

Fonte: Beck, 2012.

É importante observar que a probabilidade de falha é diretamente influenciada pela forma das distribuições de probabilidade, bem como pelo grau de dispersão das respectivas variáveis aleatórias. Quanto maior for o coeficiente de variação das variáveis, maior será a probabilidade de falha. Essa conclusão é lógica, uma vez que coeficientes de variação elevados indicam maiores incertezas sobre as variáveis. Com isso, a redução da probabilidade de falha de uma estrutura em concreto armado está diretamente associada a uma melhoria dos processos de fabricação e controle dos materiais, no caso, o concreto, e dos processos construtivos com a diminuição das incertezas quanto às dimensões dos elementos estruturais. Procedendo desse modo, seria possível diminuir as incertezas sobre a variável de resistência R da Eq. (6.2) (NOGUEIRA, 2005).

6.4 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

A primeira definição de índice de confiabilidade pode ser atribuída à Rzhantzyn, mas quem resumiu e popularizou essa característica de segurança foi Cornell (LEMAIRE, 1997). Esse índice pode ser apresentado considerando, por simplicidade, a equação de estado limite do problema fundamental. Esta equação é definida como a diferença entre a resistência da estrutura e a solicitação atuante na mesma. Assim:

$$G = R - S \quad (6.5)$$

O problema posto pela Eq. (6.5) se resolve, como já apresentado, com o emprego das Eq. (6.3) e Eq. (6.4). No caso de R e S serem variáveis aleatórias, G será também uma

variável aleatória. No caso de variáveis aleatórias gaussianas e a função G linear, obtém-se o seguinte resultado:

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (6.6)$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (6.7)$$

sendo que, μ_G e σ_G são a média e o desvio padrão da equação de estado limite; μ_R e σ_R são a média e o desvio padrão da variável aleatória de resistência da estrutura; μ_S e σ_S são a média e o desvio padrão da variável aleatória de solicitação atuante na estrutura.

E a probabilidade de falha resulta:

$$P_f = Prob[G \leq 0] = \Phi(-\beta) \quad \Rightarrow \quad \beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (6.8)$$

Inicialmente, essa aproximação foi erroneamente generalizada. Entretanto, após algum tempo, foi corretamente definida por Hasofer e Lind, que propuseram escolher um espaço de funções normais Gaussianas (média nula, desvio padrão unitário, $N(0,1)$) para representar a definição de β , independente da representação no espaço físico. Este espaço é denominado espaço reduzido, espaço normalizado, espaço norma padrão, ou simplesmente padronizado (LEMAIRE, 1997).

Apesar da Eq. (6.8) apresentar o índice de confiabilidade em apenas duas variáveis gaussianas, é possível a abordagem de problemas onde as variáveis apresentem uma distribuição qualquer. Nesse caso deve ser considerada uma transformação intermediária para a obtenção de variáveis normais equivalentes e só depois calcular as variáveis no espaço normal padrão (LEONEL, 2009).

Geometricamente, o índice de confiabilidade é definido como a menor distância entre a origem do espaço normal padrão e um ponto sobre a equação de estado de limite, G igual à zero (Figura 6.3).

De grande importância também é o ponto sobre a equação de estado limite mais próximo a origem no espaço normal padrão. Este ponto é o ponto de ruína mais provável. De posse desse ponto no espaço normal padrão deve-se fazer a transformação para a sua obtenção

no espaço físico. No espaço físico, esse ponto é chamado de ponto de projeto (y^*), indicando o conjunto de valores que provavelmente conduz a ruína (LEONEL, 2009).

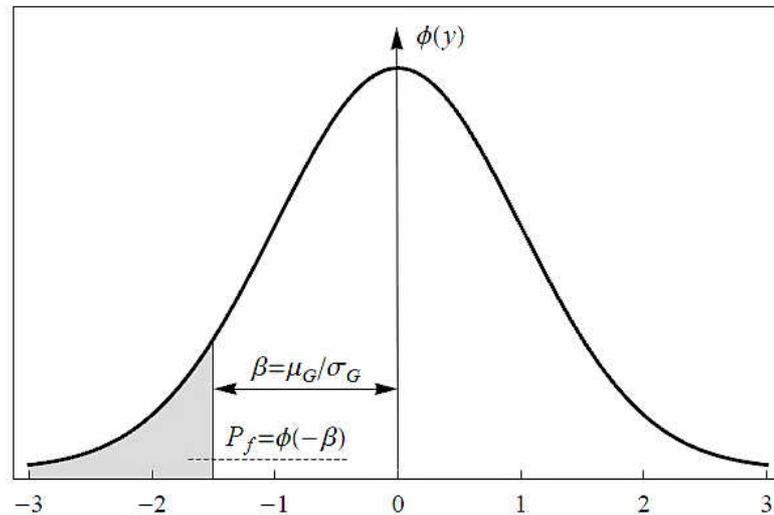


Figura 6.3 - Aproximação de primeira ordem - integração unidimensional

Fonte: Beck, 2012.

6.5 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

Em termos de análise estrutural, a simulação pode ser entendida como uma forma de simular numericamente um experimento que na prática não é realizável. Este experimento consiste em submeter à estrutura para todas as combinações de resistências e de ações, sendo estas variáveis aleatórias e/ou processos estocásticos (BECK, 2012).

O método de simulação de Monte Carlo é um dos mais utilizados, quando se deseja obter uma estimativa precisa da probabilidade de falha. Destaca-se, pois funcionalidade bem aproveitada em problemas que envolvem variáveis aleatórias com distribuição de frequência conhecida ou assumida. Caracteriza-se por envolver grande número de repetições de um processo de amostragem ou de realizações das variáveis aleatórias do problema. Essas realizações são obtidas de acordo com números aleatórios, gerados conforme conveniente distribuição de probabilidades. As repetições fornecem um conjunto de soluções (uma para cada realização) que representam a resposta simulada do modelo mecânico. Essa amostra de soluções é similar, por exemplo, a uma realização de experimentos em laboratório e, portanto, os resultados também podem receber tratamento estatístico. Sendo uma técnica de amostragem, o método está sujeito aos problemas relativos a erros de amostragem. Normalmente, requerem-se amostras de tamanho elevado, para que um conjunto de

simulações apresente resultados que descrevam um fenômeno com boa precisão (LEONEL, 2009; NEVES, 2004; NOGUEIRA, 2005).

O núcleo do método reside na obtenção do conjunto de realizações aleatórias, obedecendo a uma lei definida, através da geração de números aleatórios. A obtenção de uma amostra aleatória de uma variável aleatória, com função de distribuição cumulativa de probabilidades $F_X(x)$ conhecida, pode ser dividida em duas etapas (BECK, 2012; LEONEL, 2009):

1. geração de um número aleatório u_i com distribuição uniforme entre 0 e 1;
2. determinação da inversa da função de distribuição cumulativa de probabilidades:

$$x_i = F_X^{-1}(u_i) \quad (6.9)$$

Amostras de variáveis aleatórias com distribuição normal e log-normal podem ser obtidas a partir de um algoritmo específico. Um par de amostras independentes y_1 e y_2 de uma variável normal padrão é obtido a partir de um par de amostras independentes u_1 e u_2 , uniformemente distribuídas entre 0 e 1, ou seja, (SOONG e GRIGORIU, 1993 *apud* BECK, 2012):

$$y_1 = \sqrt{-2 \ln(u_1)} \cos(2\pi u_2) \quad (6.10)$$

$$y_2 = \sqrt{-2 \ln(u_1)} \sin(2\pi u_2) \quad (6.11)$$

Com isso, as amostras da variável $X \sim N(\mu, \sigma)$ são, então, obtidas a partir de:

$$x_i = y_i \sigma + \mu \quad (6.12)$$

E as amostras de uma variável log-normal $X \sim LN(\lambda, \xi)$ são obtidas de:

$$x_i = \exp[y_i \xi + \lambda] \quad (6.13)$$

Deve-se comentar que as gerações aleatórias são feitas com base em parâmetros de entrada das variáveis aleatórias. Por esse motivo e pela utilização de funções determinísticas

pelos computadores, os valores obtidos não são aleatórios, mas sim pseudoaleatórios (NOGUEIRA, 2005).

Por meio do método de Monte Carlo, a probabilidade de falha é calculada pela seguinte equação:

$$P_f = \int_{\Omega_f} f_{X_i}(x_i) dx_i = \int_{\Omega} I(x_i) \cdot f_{X_i}(x_i) dx_i = E(I(x)) \quad (6.14)$$

O estimador $I(x)$ é definido como:

$$I(x) = \begin{cases} 1 & \text{se } x \in \Omega_f \\ 0 & \text{se } x \notin \Omega_f \end{cases} \quad (6.15)$$

Repetindo as análises para um número de simulações conveniente, n_s , a média empírica dos valores de $I(x)$ é um estimador da probabilidade de falha. Ou seja:

$$\bar{P}_f = \frac{1}{n_s} \cdot \sum_{i=1}^{n_s} I(x_i) \quad (6.16)$$

A variância do estimador $I(x)$ é dado por:

$$\sigma_{I(x)}^2 = \frac{1}{n_s} \cdot \left[n_s \sum_{i=1}^{n_s} I^2(x_i) - \left(\sum_{i=1}^{n_s} I(x_i) \right)^2 \right] \quad (6.17)$$

Graficamente, cada experimento, em uma análise, via simulação de Monte Carlo, pode ser visualizada na Figura 6.4. Os pontos que se encontram no domínio de falha fornecem uma aproximação da probabilidade relativa dessa região.

A grande vantagem das simulações de Monte Carlo é que permitem substituir o cálculo de integrais complexas que não possuem soluções analíticas fechadas. A simulação entra exatamente nesse ponto, ou seja, produz, como resultado, um valor para a integral que tende a se estabilizar em torno da média à medida que o número de simulações se aproxima do infinito (NOGUEIRA, 2005).

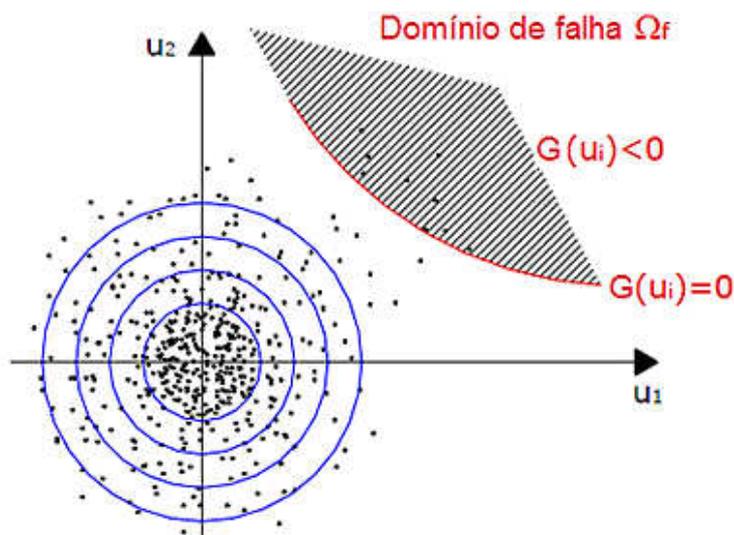


Figura 6.4 - Sorteio de pontos na simulação de Monte Carlo

Fonte: Nogueira, 2005 - modificado.

Entretanto, um inconveniente do método é que há um elevado gasto de tempo de processamento, pois é preciso de um grande número de eventos para se atingir a convergência. Nos problemas de confiabilidade, para se obter uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-n} , o número de simulações deve estar compreendido entre 10^{n+2} e 10^{n+3} . Como se sabe, nas estruturas em geral, trabalha-se com probabilidades inferiores a 10^{-3} , o que mostra por que métodos de simulação normalmente não são eficientes. Outro problema é inerente aos métodos de simulação, que não fornecem informações suplementares sobre o ponto de projeto ou sensibilidades do índice de confiabilidade em relação às variáveis aleatórias. Porém, como já citado, esses métodos são bastante úteis na aferição de modelos e incontáveis trabalhos científicos já foram publicados fazendo uso do método de Monte Carlo (NOGUEIRA, 2005; NEVES, 2004; SOARES, 2001).

6.6 FORM

O método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) é um procedimento aproximado para o cálculo da probabilidade de falha em problemas não-lineares com variáveis que seguem ou não uma distribuição normal. Ao longo dos anos, essa técnica demonstrou ser uma ferramenta bastante eficiente.

De acordo com Beck (2012), a solução de problemas envolvendo equações de estado limite não-lineares, envolve a busca pelo ponto de projeto e a aproximação da equação de estado limite por um hiperplano centrado neste ponto. Sendo β a mínima distância entre a

equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão, uma estimativa de primeira ordem da probabilidade de falha é obtida conforme a Eq. (6.8).

O método de primeira ordem não fornece estimativas para o erro cometido com a linearização da equação de estado limite. No entanto, esse erro pode ser avaliado com base na Figura 6.5. Nesta figura destaca-se que a precisão da aproximação de primeira ordem depende do grau de não linearidade da equação de estado limite no ponto de projeto. A área hachurada na figura corresponde ao conteúdo de probabilidade negligenciado e, portanto, corresponde ao erro da aproximação. Ao se interpretar esta figura, deve-se lembrar de que o maior conteúdo de probabilidades no domínio de falha está nas proximidades do ponto de projeto. Ressalta-se ainda que a aproximação de primeira ordem é assintótica, isto é, ela melhora a medida que β aumenta (SCHUELLER e STIX, 1987 *apud* BECK, 2012).

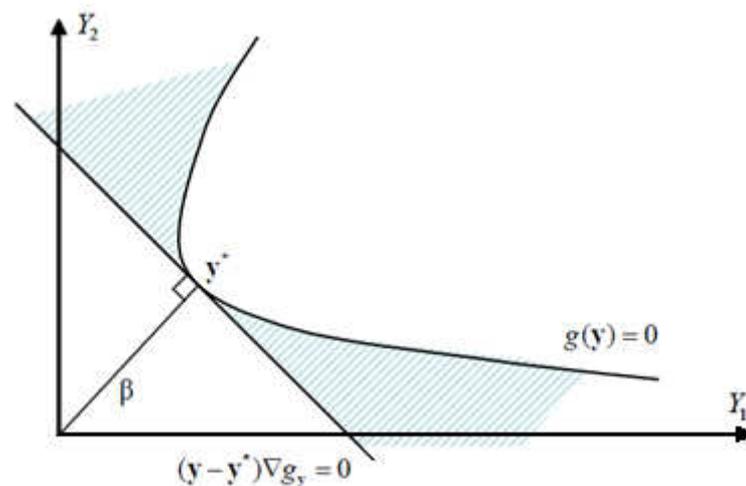


Figura 6.5 - Aproximação de primeira ordem (FORM)

Fonte: Beck, 2012.

6.6.1 Algoritmo para o cálculo do índice de confiabilidade

Na maioria dos métodos utilizados para análise da confiabilidade, necessita-se de um algoritmo de otimização para encontrar o ponto de projeto (y^*). Nesses métodos, a otimização é utilizada para encontrar a mínima distância entre um ponto sobre a superfície de falha e o centro do sistema de coordenadas no espaço normal padrão não correlacionado.

O algoritmo conhecido como algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler, ou HLRF, foi desenvolvido especificamente para a solução do problema de otimização em confiabilidade estrutural. Esse algoritmo está baseado na aproximação de um ponto, y , à

superfície de falha, $G(y) = 0$, e na perpendicularização entre o vetor posição, y , e a superfície de falha, $G(y) = 0$ (HASOFER e LIND, 1974 *apud* BECK, 2012).

Esse algoritmo pode ser descrito nos seguintes passos:

1. Escolha do ponto inicial, geralmente, a origem do espaço normal padrão $\{y_i^0\} = 0$.
2. Cálculo da função de estado limite no ponto $\{y_i^k\} = 0$, $G^k = G(y_1^k, y_2^k, \dots, y_n^k)$.
3. Cálculo do vetor gradiente da função de estado limite, $\{\nabla G_i^k\}$, e de sua respectiva norma, $\|\nabla G\|^k$.
4. Cálculo do vetor de cossenos diretores, $\{\alpha_i^k\}$ e do índice de confiabilidade β^k , por meio das seguintes relações:

$$\{\alpha_i^k\} = \frac{\nabla G_i^k}{\|\nabla G\|^k} \quad (6.18)$$

$$\{\beta^k\} = \frac{G^k - \{\nabla G_i^k\}^T \{y_i^k\}}{\|\nabla G\|^k} \quad (6.19)$$

5. Cálculo do próximo ponto $\{y_i^{k+1}\}$, $\{y_i^{k+1}\} = -\beta^k \cdot \{\alpha_i^k\}$.
6. Os passos 2 a 5 devem ser repetidos até a convergência, ou seja, até que a diferença do índice de confiabilidade entre duas iterações consecutivas seja menor que determinada tolerância.

A Figura 6.6 ilustra o processo iterativo de busca do ponto de projeto, segundo o algoritmo HLRF.

Por meio desse algoritmo, além do cálculo do índice de confiabilidade, é possível determinar também os fatores de sensibilidade das variáveis envolvidas na análise.

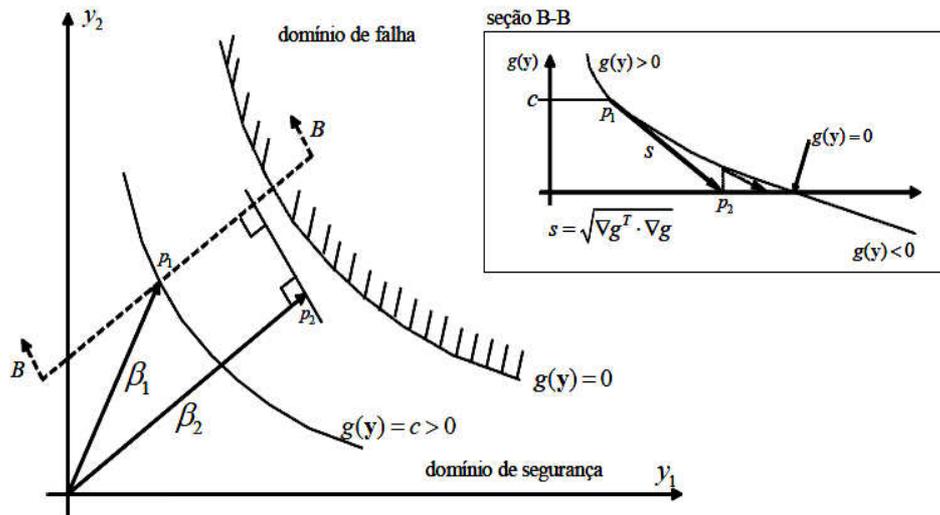


Figura 6.6 - Solução iterativa para busca do ponto de projeto
 Fonte: Beck, 2012.

6.7 ACOPLAMENTO DIRETO ENTRE MODELO MECÂNICO E HLRF/FORM

A busca do ponto de projeto requer a avaliação das derivadas parciais da equação de estado limite no ponto candidato. Com o acoplamento direto entre o modelo mecânico e o algoritmo HLRF/FORM, essas derivadas são obtidas via diferenças finitas no espaço físico, a partir das respostas diretas do modelo mecânico de elementos finitos (LEONEL, 2009; NOGUEIRA, 2010). Neste trabalho utiliza-se o acoplamento direto entre o modelo mecânico e o algoritmo de confiabilidade HLRF/FORM.

De acordo com LEONEL (2009), por meio do acoplamento direto, os gradientes da função de estado limite, necessários à determinação do ponto de projeto, conforme mostrados no item 6.6.1, são calculados numericamente por meio da Eq. (6.20), efetuando-se consultas ao modelo mecânico.

$$\frac{\partial F(a, b, \dots, z)}{\partial a} = \lim_{\xi_a \rightarrow 0} \frac{F(a + \xi_a, b, \dots, z) - F(a, b, \dots, z)}{\xi_a} \tag{6.20}$$

$$\frac{\partial F(a, b, \dots, z)}{\partial b} = \lim_{\xi_b \rightarrow 0} \frac{F(a, b + \xi_b, \dots, z) - F(a, b, \dots, z)}{\xi_b}$$

⋮

$$\frac{\partial F(a, b, \dots, z)}{\partial z} = \lim_{\xi_z \rightarrow 0} \frac{F(a, b, \dots, z + \xi_z) - F(a, b, \dots, z)}{\xi_z}$$

Neste trabalho, ξ é considerado igual a 0,5% do valor médio da variável aleatória.

Assim, não existem aproximações sobre a forma da equação de estado limite e, conseqüentemente, sobre os seus gradientes. Esses valores são obtidos por meio de consulta direta ao modelo mecânico, sem aproximações.

Esse tipo de procedimento, de um modo geral, conduz a uma redução considerável no número de avaliações da equação de estado limite comparado a outros métodos como as superfícies de resposta. Deve-se destacar também que os resultados obtidos por meio dessa metodologia são estáveis, o que é um bom indicativo sobre a qualidade de sua solução (LEONEL, 2009). Entretanto, problemas de convergência podem surgir em caso de forte comportamento não-linear dos materiais da estrutura. A convergência também pode ser afetada quando as variáveis aleatórias apresentarem distribuições de probabilidades diferentes da normal e/ou em casos de correlação (NOGUEIRA, 2010).

7

EXEMPLOS

Neste capítulo são abordadas algumas aplicações referentes à metodologia discutida nos capítulos anteriores.

No Exemplo 1, análises estruturais probabilísticas da penetração de íons cloreto são efetuadas. Inicialmente, um modelo mecânico, baseado no proposto na ABNT NBR 6118 (2003), é utilizado para a avaliação da relação entre o momento fletor resistente e o momento fletor atuante em uma viga bi-apoiada de concreto armado. Em seguida, a viga é submetida à penetração de íons cloreto, a qual é incorporada ao modelo da norma por meio da segunda lei de difusão de Fick. Por fim, as leis de corrosão de Faraday são acopladas para a determinação da taxa de redução das áreas de aço ao longo do tempo. As simulações probabilísticas são desenvolvidas utilizando algoritmos de confiabilidade. Para a determinação das probabilidades de falha, o método de simulação de Monte Carlo é utilizado.

O Exemplo 2 apresenta uma aplicação da formulação numérica não-linear, baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF), para a análise de uma viga bi-apoiada de concreto armado submetido à penetração de cloretos. Nessa formulação, a não linearidade física do concreto e do aço das armaduras são formuladas pelo modelo de dano de Mazars e pelo modelo elastoplástico com encruamento isótropo linear positivo, respectivamente, sendo que, a variação da concentração de cloretos no interior do concreto é determinada, novamente, conforme a segunda lei de Fick. Além disso, as leis de corrosão de Faraday são utilizadas para a determinação da taxa de redução uniforme das áreas de aço ao longo do tempo. Neste exemplo, os resultados obtidos pelo modelo de análise não-linear implementado são comparados com os resultados gerados pelo modelo mecânico descrito na ABNT NBR 6118 (2013) para demonstrar o efeito da corrosão de armaduras nas cargas últimas da estrutura.

No Exemplo 3, análises probabilísticas do período de propagação da corrosão, considerando o mesmo elemento estrutural discutido nos exemplos anteriores, são realizadas a partir, do acoplamento do modelo de análise não-linear utilizado no Exemplo 2, com o algoritmo de confiabilidade FORM.

No Exemplo 4, o elemento estrutural considerado trata-se de uma viga engastada de concreto armado. Neste exemplo, análises probabilísticas do período de propagação da corrosão com base no modelo implementado e discutido no exemplo anterior são realizadas considerando dois tipos de corrosão: uniforme e não uniforme (*pitting corrosion*).

7.1 EXEMPLO 1

O elemento estrutural a ser considerado neste exemplo é dado por uma viga de concreto armado bi-apoiada com carga aplicada no meio do vão, conforme Figura 7.1.

Os valores determinísticos de algumas variáveis utilizadas no estudo foram pré-fixados, conforme segue: comprimento (L) 6,0m; largura (b) 17,0cm; altura (h) 50cm; diâmetro do estribo 6,3mm; diâmetro das barras 12,5mm; tempo de projeto (t_p) 50 anos.

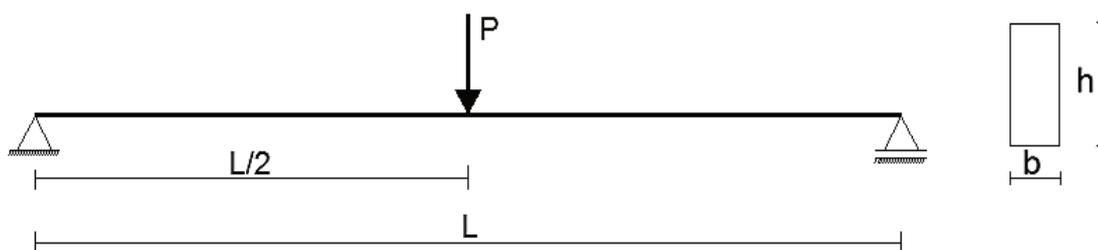


Figura 7.1 - Elemento estrutural considerado no estudo

Para o dimensionamento de peças à flexão simples (Figura 7.2), considera-se que as barras que constituem a armadura estão agrupadas, concentradas no centro de gravidade dessas barras (ABNT NBR 6118, 2003; PINHEIRO, 2013).

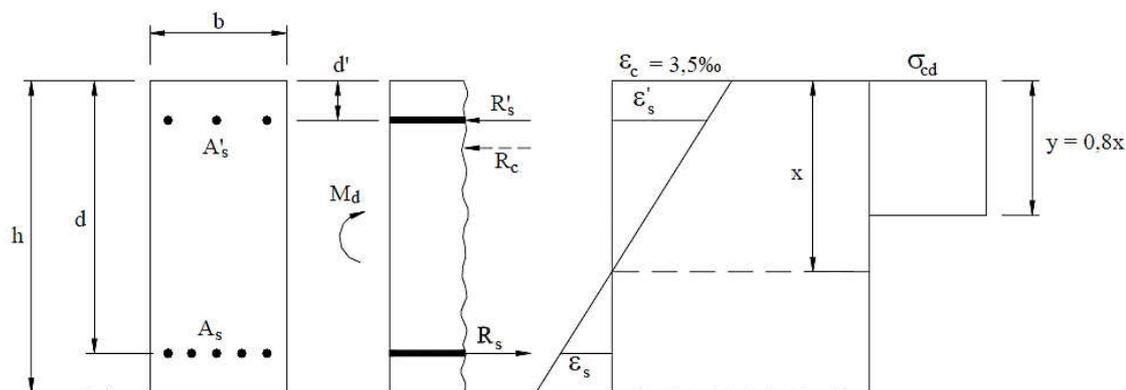


Figura 7.2 - Resistências e deformações na seção

Fonte: Pinheiro, 2013.

Sendo assim, a partir da Figura 7.2, as equações de equilíbrio de força e de momento podem ser escritas, respectivamente, como:

$$R_c + R'_s - R_s = 0 \rightarrow 0,68bd \beta_x f_{cd} + A'_s \sigma'_y - A_s \sigma_y = 0 \quad (7.1)$$

$$M_d = \gamma_f M_a = R_c (d - y/2) + R'_s (d - d') \quad (7.2)$$

em que $\beta_x = x/d$ e γ_f é o coeficiente parcial de segurança majorador do momento fletor.

A Equação (7.2) pode ser reescrita como:

$$M_d = 0,68bd^2 \beta_x f_{cd} (1 - 0,4\beta_x) + A'_s \sigma'_y (d - d') \quad (7.3)$$

O momento atuante (M_a) para o elemento estrutural em estudo é dado por:

$$M_a = \frac{P.L}{4} \quad (7.4)$$

e a força atuante (P) é considerada como:

$$P = PP + PA \quad (7.5)$$

onde, PP é a carga permanente e PA é a carga acidental.

Após o dimensionamento do elemento estrutural pode-se, então, calcular o momento resistente como sendo:

$$M_r = 0,408bd^2 f_{cd} \beta_x^2 + A_s \sigma_y d (1 - \beta_x) + A'_s \sigma'_y (d\beta_x - d') \quad (7.6)$$

Por fim, a determinação da carga última para a viga em estudo é feita por meio da seguinte equação:

$$F_{ult} = \frac{4M_r}{L} \quad (7.7)$$

Neste exemplo, os materiais (aço e concreto) são assumidos em seus estados elásticos lineares em todo instante. Para a avaliação do momento resistente, Equação (7.6), o estado limite de serviço não é considerado.

O modelo mecânico adotado neste primeiro exemplo não considera efeitos não-lineares relacionados à degradação do concreto ao longo do tempo (*cracking*, *crushing* e *spalling*, por exemplo). Porém, este modelo probabilístico é aprimorado nos exemplos seguintes, onde a degradação mecânica do concreto será modelada por meio de critérios de dano e plasticidade, acoplados a um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos.

7.1.1 Exemplo 1A

Este exemplo trata de avaliar a probabilidade de falha da viga de concreto armado, utilizando o modelo mecânico descrito na ABNT NBR 6118 (2003).

Neste exemplo, a viga é dimensionada por meio de três possibilidades: $\beta_x=0,259$, $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla. A Tabela 7.1 mostra os valores encontrados após o dimensionamento da viga submetida a carga média aplicada de 60kN.

Em seguida, algoritmos de confiabilidade são acoplados com o modelo mecânico, Eq. (7.4) e (7.6), com o objetivo de se estimar a probabilidade de falha à flexão da viga.

Para a primeira avaliação da probabilidade de falha, a seguinte equação de estado limite é considerada:

$$G_1 = M_r - M_a \quad (7.8)$$

em que: M_r é o momento fletor resistente da seção transversal da viga; M_a é o momento fletor atuante na mesma seção transversal, conforme visto anteriormente.

Tabela 7.1 - Dimensionamento da viga em estudo para diferentes valores de β_x

Variáveis	$\beta_x=0,259$	$\beta_x=0,628$	$\beta_x=0,628$ com armadura dupla
d (cm)	44,12	40,87	40,87
d' (cm)	-	-	4,26
A_s (cm ²)	7,50	15,00	17,50
A'_s (cm ²)	-	-	2,50

A Tabela 7.2 mostra os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias adotados nesta primeira análise. As análises utilizando a simulação de Monte Carlo foram realizadas com uma amostra de 50.000 valores para cada variável aleatória, o que leva a 50.000 simulações da equação de estado limite.

Tabela 7.2 - Dados estatísticos das variáveis aleatórias (valores adotados)

Variável aleatória	Média	Coefficiente de variação	Distribuição estatística
PP	45kN	10%	Normal
PA	15kN	20%	Gumbel
fck	25MPa	15%	Normal
σ_y	50kN/cm ²	10%	Log-Normal

A Figura 7.3 mostra a relação entre as probabilidades de falha e o número de amostras obtidas neste exemplo. Observa-se em todos os casos que, quanto maior o número de amostras, a probabilidade de falha do elemento estrutural tende a se estabilizar. Isto se deve, pois a incerteza ou erro estatístico da simulação diminui à medida que se aumenta o número de simulações (n_{si}), convergindo a zero quando $n_{si} \rightarrow \infty$.

Ainda pela Figura 7.3 é possível observar que a escolha de diferentes domínios de deformação para o dimensionamento da viga resultou em probabilidades de falha diferentes à flexão. Os valores obtidos foram: 0,003, 0,005 e 0,004 para $\beta_x=0,259$, $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla, respectivamente.

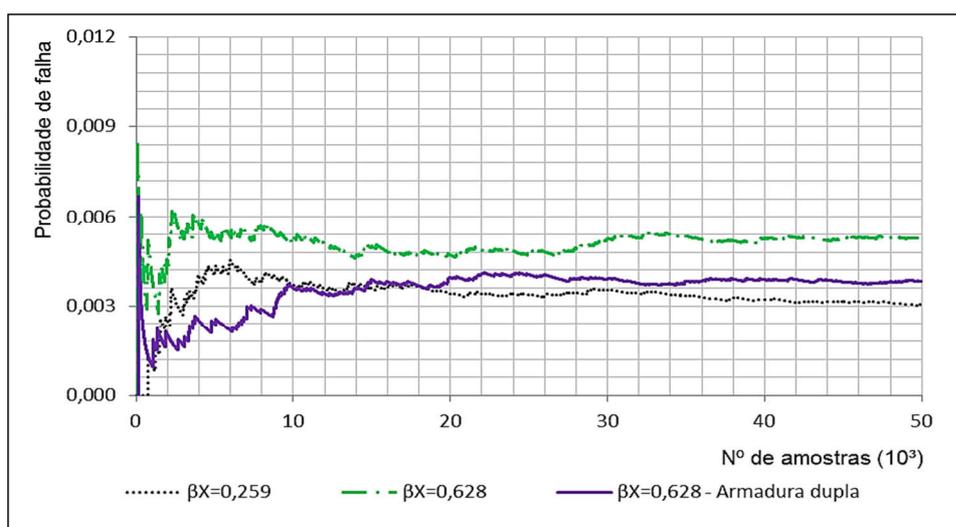


Figura 7.3 - Probabilidade de falha versus número de amostras

7.1.2 Exemplo 1B

Este exemplo tem por objetivo avaliar a probabilidade de falha da viga em estudo, considerando o tempo de início de corrosão. A equação de estado limite que descreve o problema é definida por:

$$G_2 = t_R - t_P \quad (7.9)$$

onde, t_R é o tempo de início de corrosão e t_P é o tempo de projeto (50 anos).

A Tabela 7.3 apresenta os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias utilizados nesta segunda análise.

O coeficiente de difusão de íons cloreto do concreto é influenciado pela relação a/c utilizado na produção do material. Já a concentração de cloretos na superfície da peça e o cobrimento de concreto variam conforme a classe de agressividade (CA). Foi considerada CA II (ambiente urbano) e CA III (ambiente marinho) e, ainda, variação do fator água/cimento: a/c=0,40; a/c=0,50; a/c=0,60 e a/c=0,70.

As análises utilizando a simulação de Monte Carlo foram realizadas com uma amostra de 25.000 valores para cada variável aleatória, o que leva a 25.000 simulações da equação de estado limite.

Tabela 7.3 - Dados estatísticos das variáveis aleatórias

Variável aleatória	Média	Coefficiente de variação	Distribuição estatística
$C(x,t)^a$	0.9kg/m ³	19%	Uniforme (0,6 a 1,2)
C_0^b	CA II - 1,15kg/m ³	50%	Log-Normal
	CA III - 2,95kg/m ³	70%	
D_0^c	a/c = 0,40 - 14,2mm ² /ano	75%	Log-Normal
	a/c = 0,50 - 41,0mm ² /ano		
	a/c = 0,60 - 86,4mm ² /ano		
	a/c = 0,70 - 162,7mm ² /ano		
x^d	CA II - 30mm	50%	Log-Normal
	CA III - 40mm		

Fonte: Vu e Stewart, 2000^a; Val e Stewart, 2003^b; Papadakis et al., 1996^c; ABNT NBR 6118, 2003^d.

A Figura 7.4 mostra a relação entre as probabilidades de falha e o número de amostras obtidas neste exemplo. Observa-se, primeiramente, que as probabilidades de início do processo corrosivo também tendem a se estabilizar em função do número de amostras

utilizadas. Na Figura 7.4 (a), verifica-se a dependência entre o início da corrosão de armaduras e a relação água/cimento, resultando em uma probabilidade de falha de 0,70 quando $a/c=0,70$. Esta dependência já era esperada, pois quão maior for a relação água/cimento, maior será a permeabilidade do concreto e, conseqüentemente, mais fácil é a penetração de cloretos aumentando a chance do início da corrosão da armadura.

Além da influência da relação água/cimento, verifica-se que a concentração de cloretos na superfície do elemento estrutural apresenta, também, influência sobre o tempo de iniciação da corrosão. Na Figura 7.4 (b), observa-se que, quando da inserção do elemento estrutural a um ambiente mais agressivo (CA III), as probabilidades de falha, para todas as relações a/c utilizadas, aumentaram consideravelmente atingindo, por exemplo, 0,85 para $a/c=0,70$.

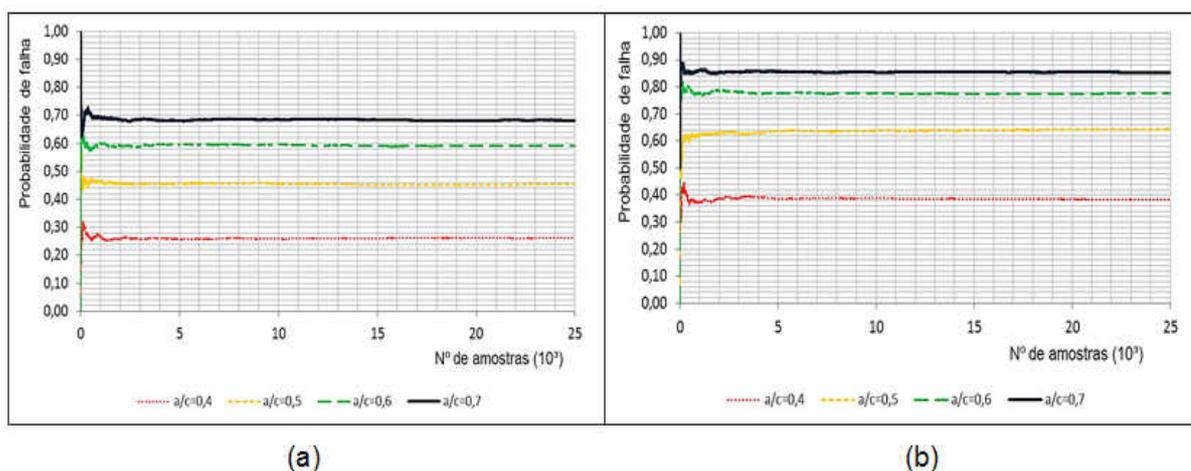


Figura 7.4 - Probabilidade de falha versus número de amostras, sendo: (a) CA II e (b) CA III

Ainda neste exemplo, adotando-se o valor médio das variáveis que influenciam a corrosão de armaduras $[C(x,t), D_0, C_0, x]$ é possível obter uma estimativa para os tempos de iniciação e propagação da corrosão para os diversos tipos de projeto estrutural adotados. As Figuras 7.5, 7.7 e 7.9 mostram os resultados da viga em estudo inserida em um ambiente com CA II. Foram obtidos os tempos de iniciação e de propagação da corrosão para as seguintes configurações de projeto: $\beta_x=0,259$; $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla. Diferentes valores para a relação a/c também foram adotados. As Figuras 7.6, 7.8 e 7.10 mostram os mesmos resultados, porém para o elemento estrutural inserido em um ambiente com CA III.

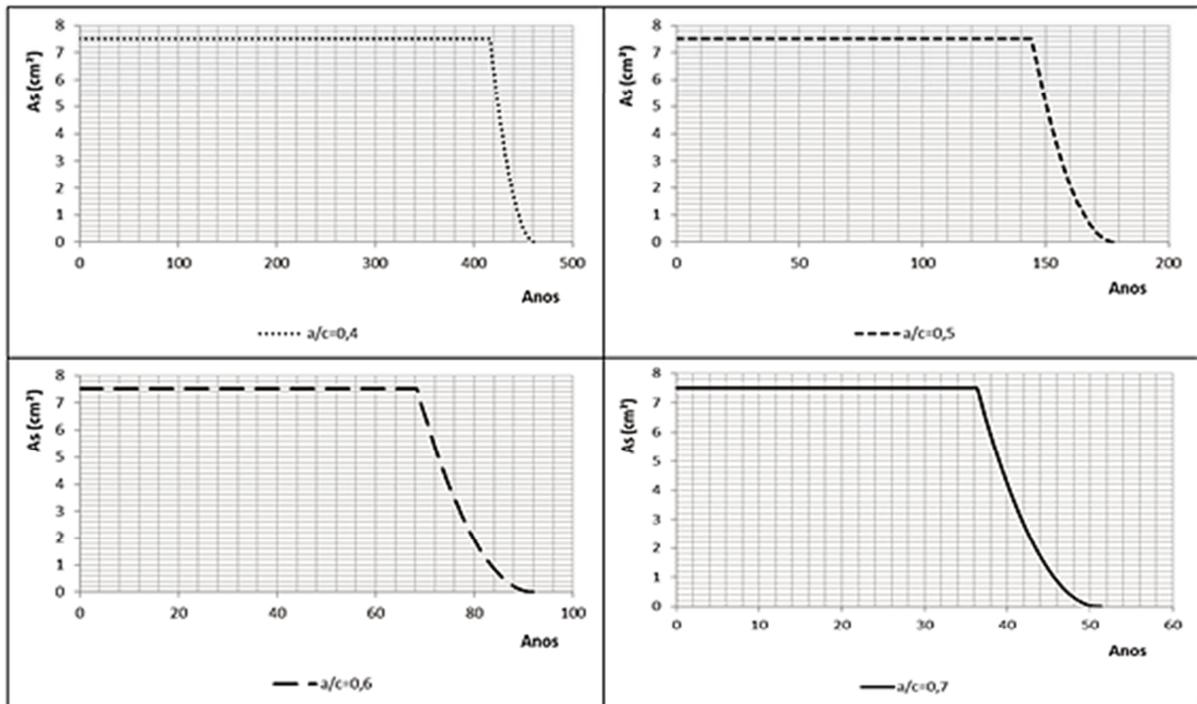


Figura 7.5 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA II - $\beta_x=0,259$

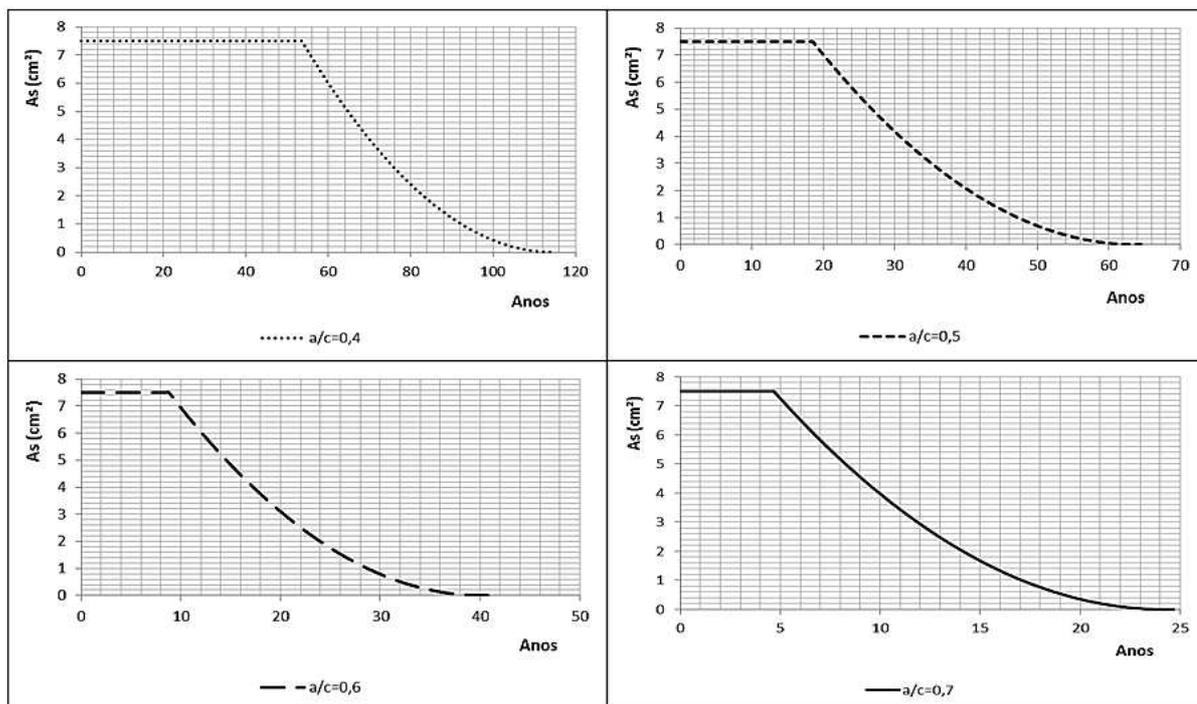


Figura 7.6 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA III - $\beta_x=0,259$

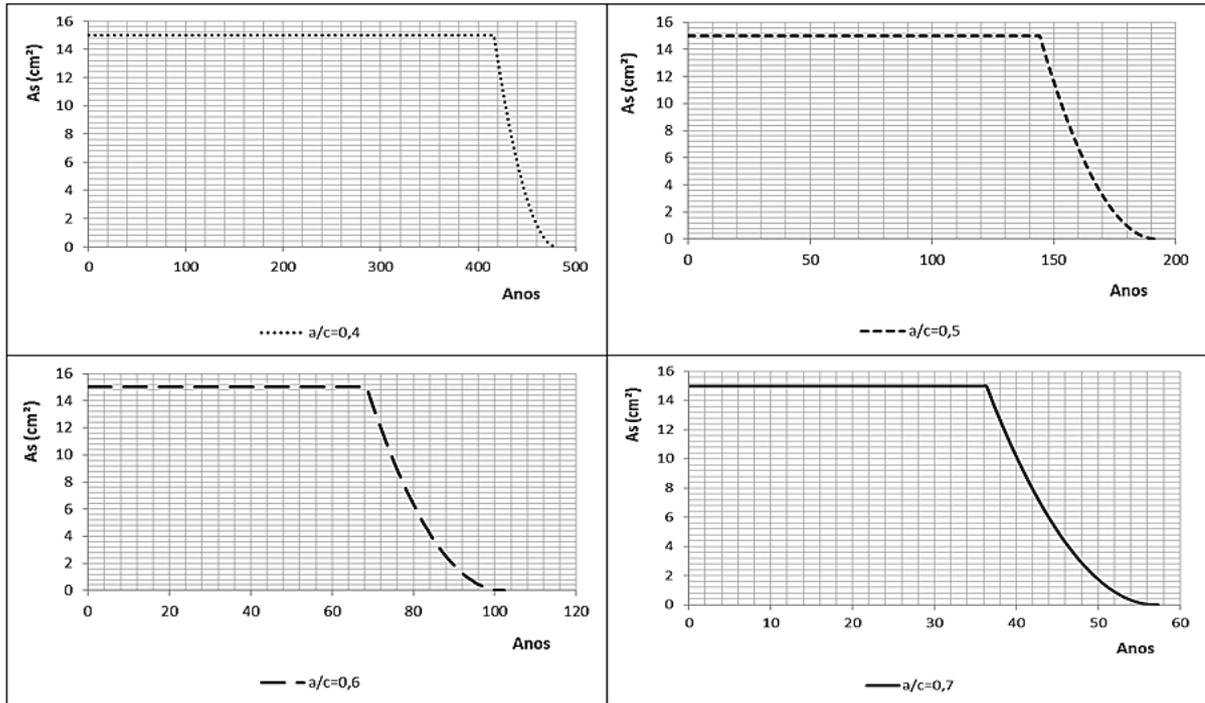


Figura 7.7 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA II - $\beta_x=0,628$

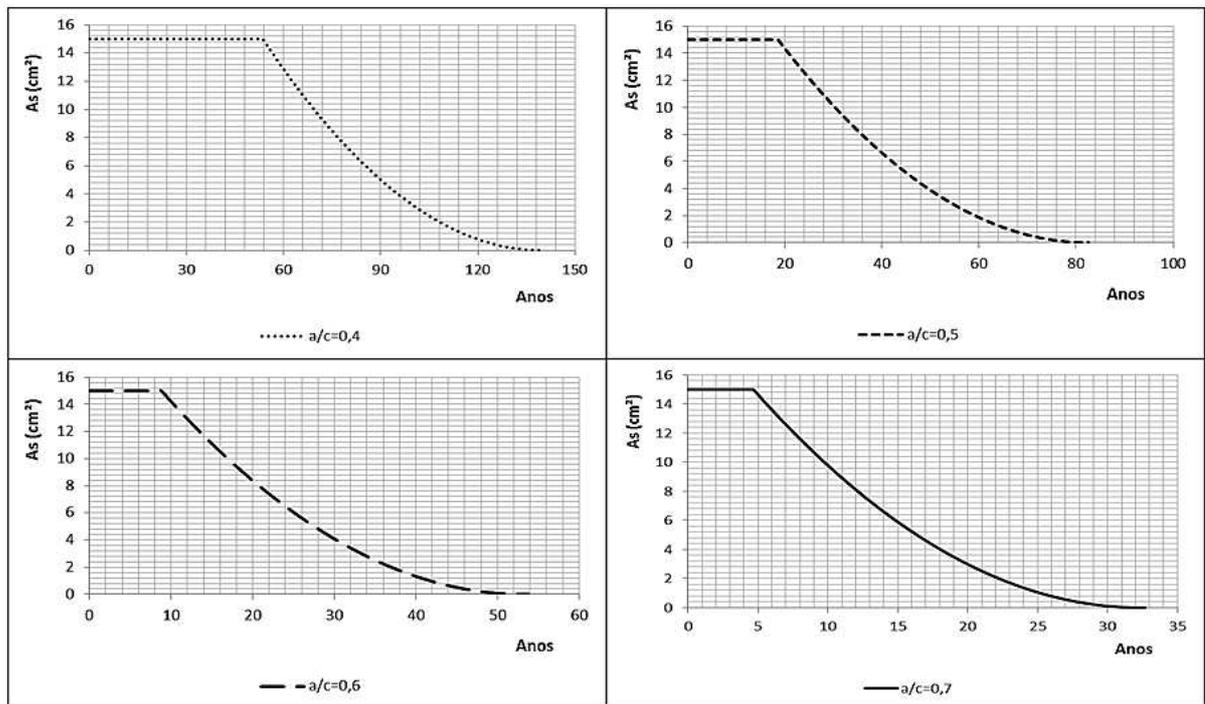


Figura 7.8 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA III - $\beta_x=0,628$

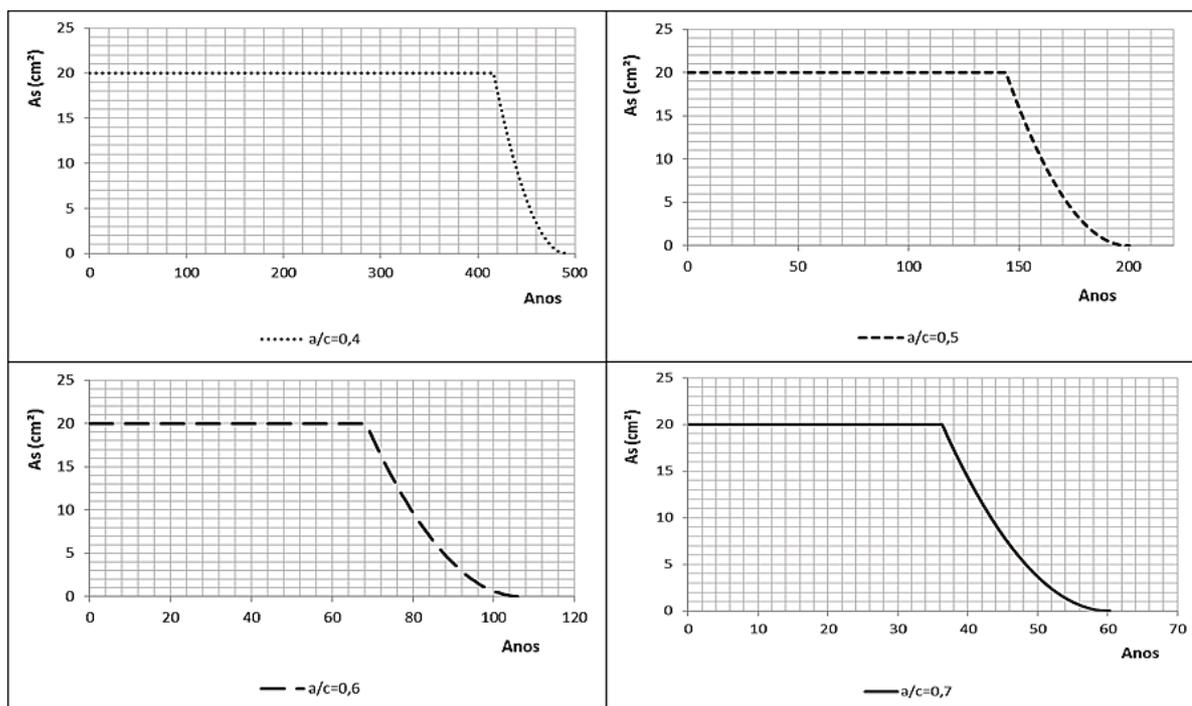


Figura 7.9 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA II - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

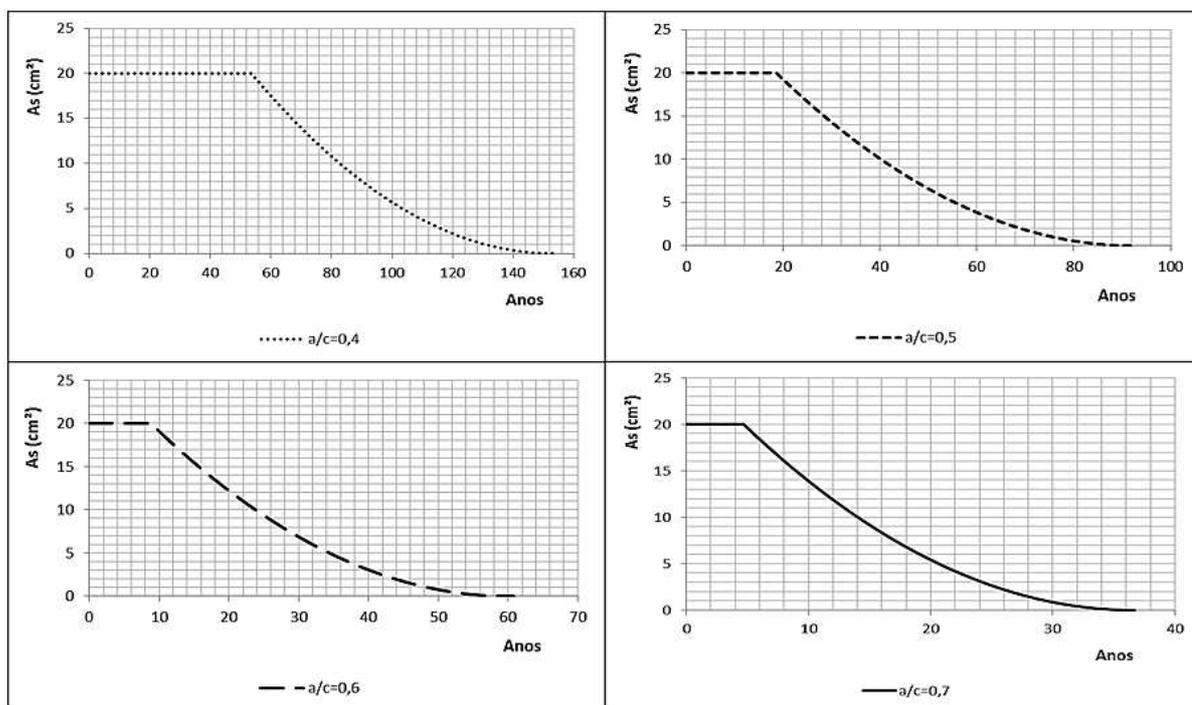


Figura 7.10 - Período de iniciação e propagação da corrosão para CA III - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

A partir das Figuras 7.5 a 7.10, nota-se, novamente, a influência direta da relação a/c e da concentração de cloretos na superfície do elemento estrutural para a despassivação das armaduras.

Como pode ser observado, para a classe de agressividade II, comparado ao período de iniciação da corrosão, o período de propagação é muito curto, o que permite a adoção do tempo de iniciação da corrosão como o parâmetro mais indicado para a avaliação da durabilidade estrutural. Porém, no caso da classe de agressividade III, o tempo de propagação para relações água/cimento mais elevadas resultou maior do que o tempo de início de corrosão. Isso ocorreu porque o início da corrosão depende fortemente do coeficiente de difusão do concreto como agente inibidor/facilitador da corrosão, isto é, quanto maior a relação água/cimento, maior a permeabilidade do concreto e, portanto, menor é o tempo de início da corrosão. No entanto, na perda de área da seção transversal, quanto maior a relação água/cimento, menor é a intensidade de corrosão. Dessa forma, o tempo de propagação para esses casos resultou maior do que o tempo total de início do processo de corrosão das armaduras.

7.1.3 Exemplo 1C

Neste exemplo, a viga de concreto armado foi avaliada também para diferentes valores de β_x : 0,259 0,628 e 0,628 com armadura dupla, com o objetivo de verificar a escolha do domínio de deformação no processo de dimensionamento à flexão. A equação de estado limite a ser analisada é a mesma do Exemplo 1A. Ou seja:

$$G_3 = M_r - M_a \quad (7.10)$$

Entretanto, aqui se aplica a penalização do aço, por meio da corrosão uniforme das barras até o colapso do elemento estrutural. Após a determinação da área de aço, calcula-se o diâmetro equivalente, o qual é reduzido por meio da Eq. (4.14).

A taxa de corrosão (i_{CORR}) é empregada adotando-se, novamente, CA II (urbana) e CA III (marinha) e, ainda, a mesma variação da relação água/cimento utilizada no Exemplo 1B.

Após a redução do diâmetro equivalente, a área de aço e a posição da linha neutra são atualizadas e, em seguida, determina-se o respectivo momento resistente da viga, conforme Eq. (7.6).

Por meio da simulação de Monte Carlo, uma amostra de 500.000 valores para cada variável aleatória foi adotada para a avaliação da terceira equação de estado limite.

As Figuras 7.11 a 7.16 mostram os tempos de início de corrosão para as relações água/cimento e ambientes agressivos considerados, obtidos para uma dada simulação. A evolução das probabilidades de falha do elemento estrutural também pode ser observada.

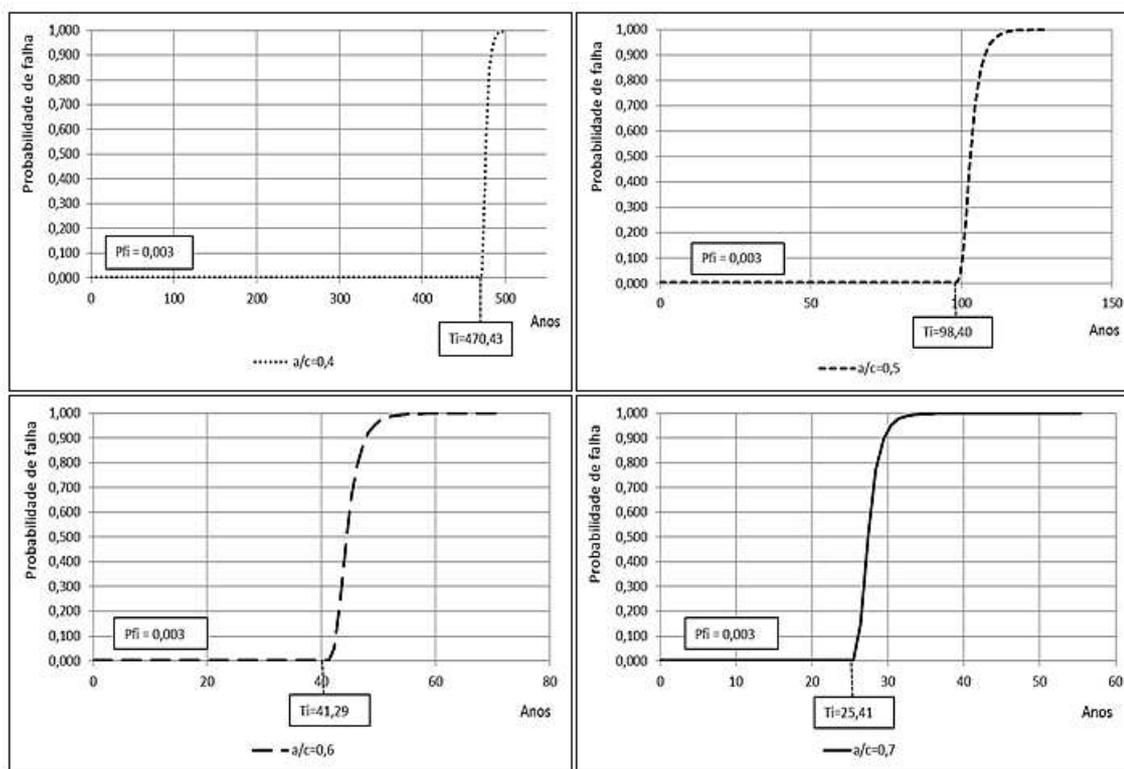


Figura 7.11 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA II - $\beta_x=0,259$

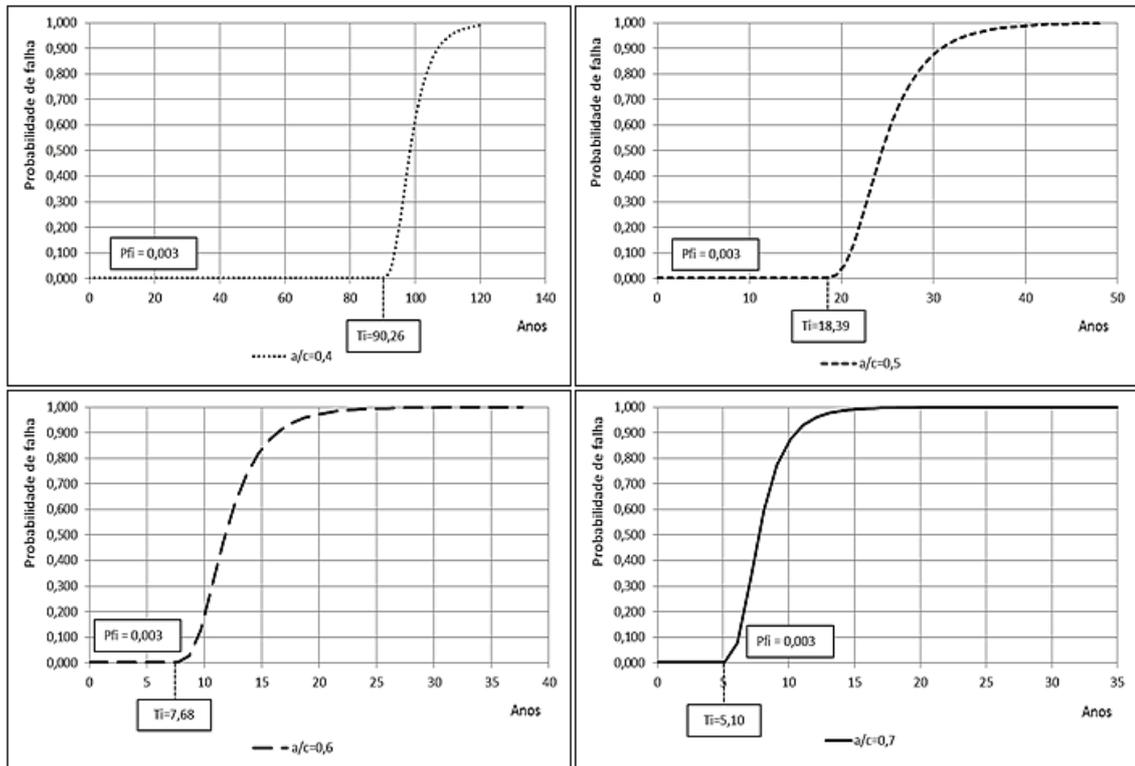


Figura 7.12 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA III - $\beta_x=0,259$

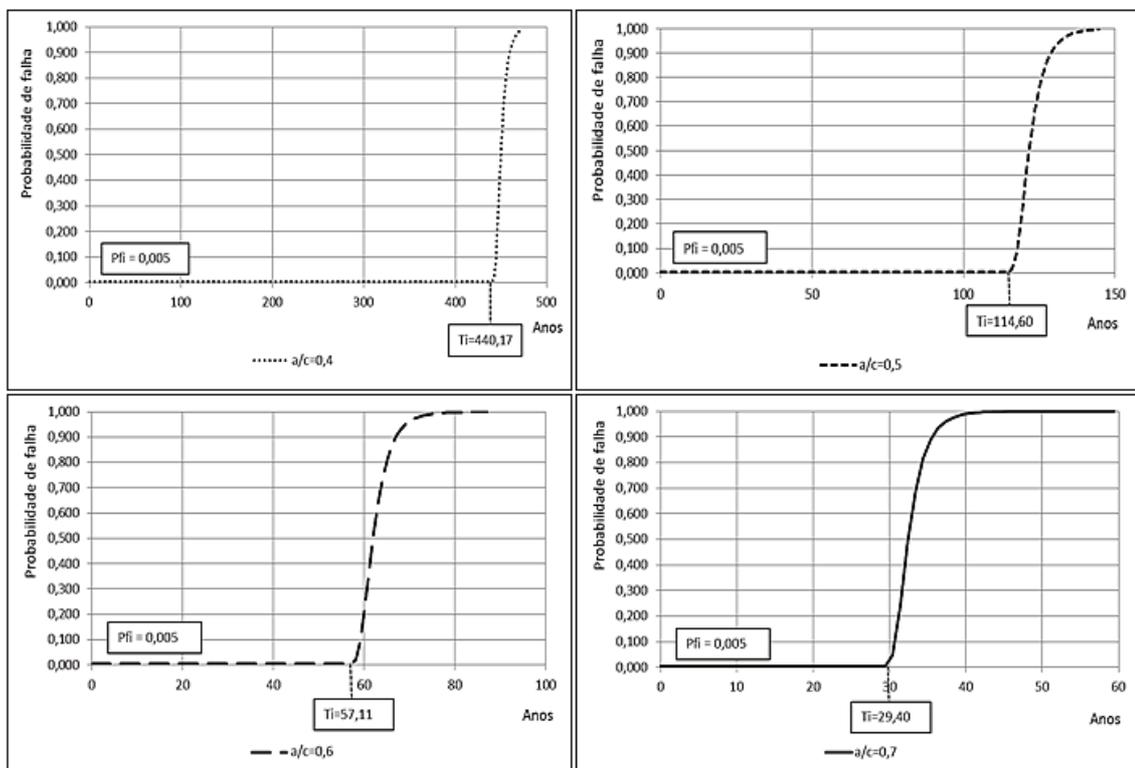


Figura 7.13 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA II - $\beta_x=0,628$

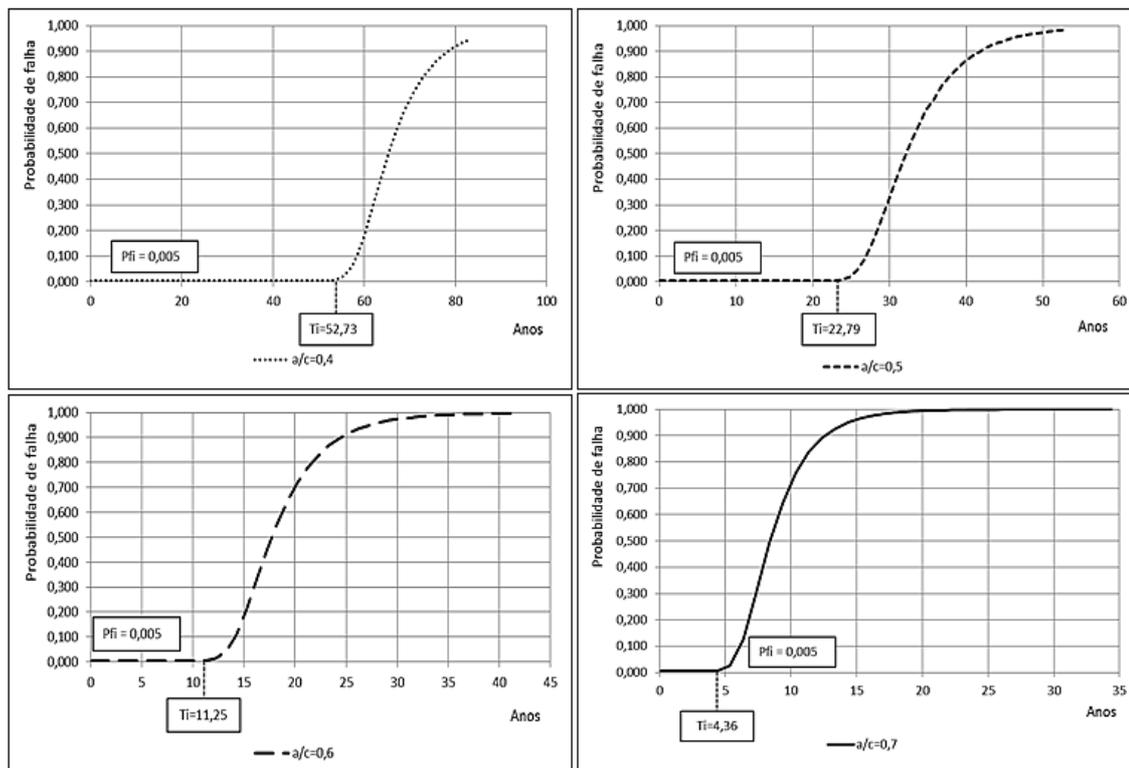


Figura 7.14 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA III - $\beta_x=0,628$

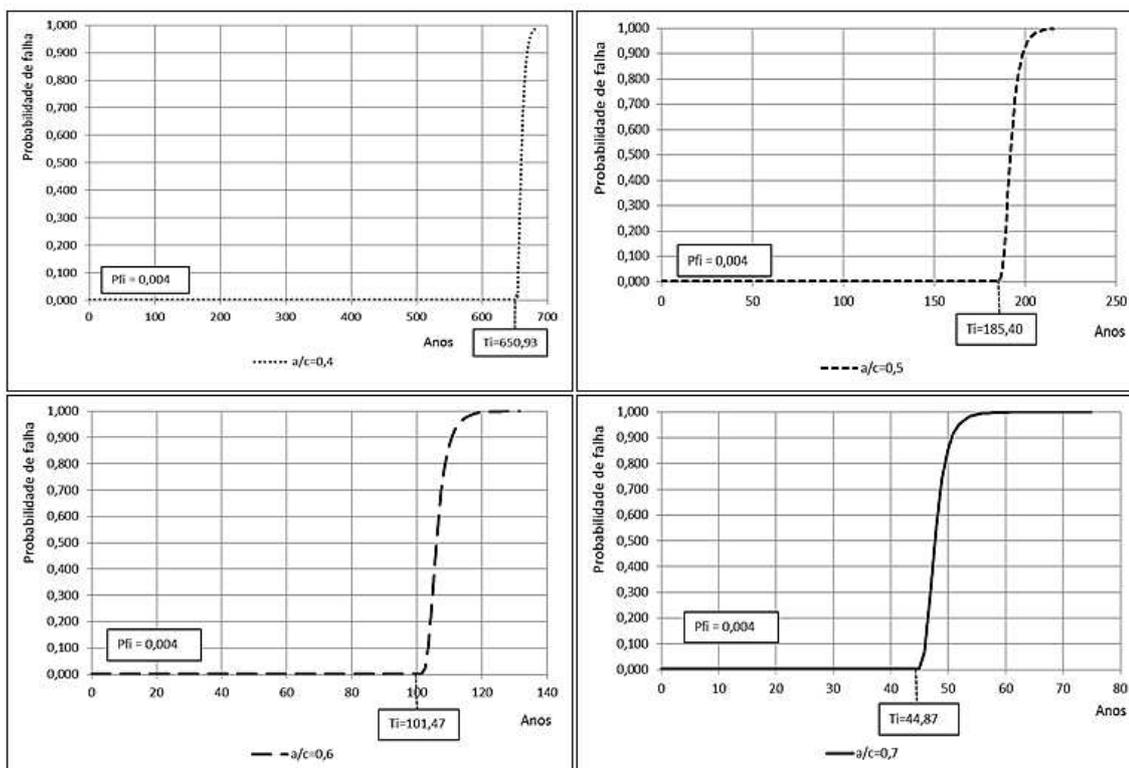


Figura 7.15 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA II - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

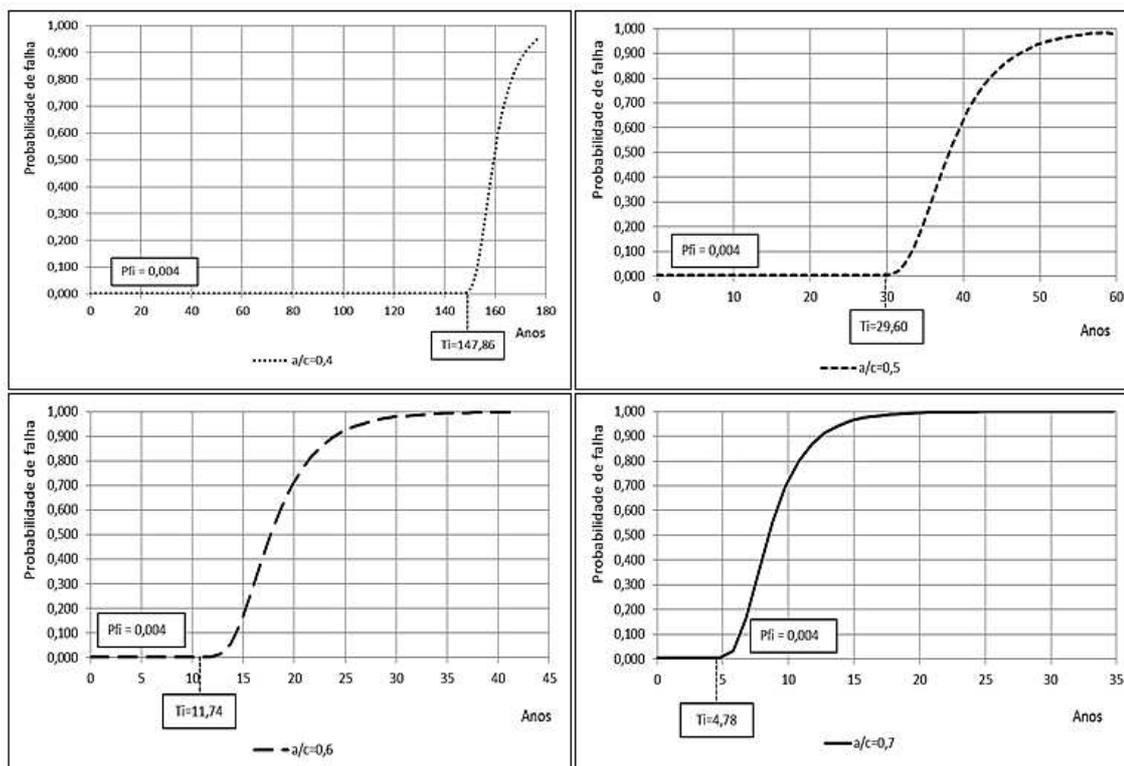


Figura 7.16 - Probabilidade de falha ao longo do tempo para CA III - $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

A partir dos resultados obtidos, constata-se que as probabilidades de falha, 0,003; 0,005 e 0,004 para β_x : 0,259; 0,628 e 0,628 com armadura dupla, respectivamente, permaneceram constantes desde a produção do elemento estrutural até a despassivação das armaduras e, conseqüentemente, no início da corrosão. A partir deste instante, as probabilidades de falha aumentaram drasticamente para todos os valores de a/c considerados no estudo, atingindo o colapso do elemento estrutural antes mesmo do período de tempo (t_{corr}) adotado para o desenvolvimento da corrosão.

No caso das Figuras 7.12, 7.14 e 7.17, verifica-se que a exposição do elemento estrutural ao ambiente mais agressivo (CA III) faz com que a corrosão das armaduras se inicie mais rapidamente. Entretanto, observa-se a influência do cobrimento de concreto no desenvolvimento do processo corrosivo e, conseqüentemente, nas probabilidades de falha do elemento estrutural.

Por fim, ao contrário do que se esperava, observa-se uma maior influência do processo corrosivo nas probabilidades de falha para a viga dimensionada com $\beta_x=0,259$.

7.2 EXEMPLO 2

O elemento estrutural a ser considerado neste exemplo trata-se da mesma viga de concreto armado bi-apoiada apresentada no exemplo anterior. A viga é dimensionada, novamente, por meio de três possibilidades: $\beta_x=0,259$, $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla. Outras duas considerações se faz com relação ao diâmetro das barras: armadura com barras de 10,0mm e com barras de 12,5mm. A seção transversal da viga é mantida sempre constante, ou seja, $b=17\text{cm}$ e $h=50\text{cm}$. A Tabela 7.4 mostra os valores determinados após o dimensionamento da viga submetida a carga média aplicada de 60kN.

Neste exemplo, a carga última da viga obtida pelo modelo MEF não-linear é comparada com a carga última utilizando o modelo mecânico da ABNT NBR 6118 (2003).

Para a determinação da carga última da viga com base no modelo da ABNT NBR 6118 (2003), as Equações (7.6) e (7.7) são utilizadas.

Com o modelo MEF não-linear, a viga é calculada utilizando-se as hipóteses de flexão de Timoshenko com a consideração da não linearidade física do concreto e do aço, respectivamente, pelos modelos de dano de Mazars e modelo elastoplástico com encruamento isotrópico linear positivo.

Tabela 7.4 - Dimensionamento da viga bi-apoiada para diferentes considerações

Variáveis	$\Phi 10,0\text{mm}$			$\Phi 12,5\text{mm}$		
	$\beta_x=0,259$	$\beta_x=0,628$	$\beta_x=0,628$ e Armadura dupla	$\beta_x=0,259$	$\beta_x=0,628$	$\beta_x=0,628$ e Armadura dupla
d (cm)	42,87	39,87	38,37	44,12	40,87	40,87
d' (cm)	-	-	4,13	-	-	4,26
A_s (cm ²)	7,20	15,20	16,00	7,50	15,00	17,50
A'_s (cm ²)	-	-	1,60	-	-	2,50
ρ_{sw} *	0,001465	0,001575	0,001635	0,001426	0,001537	0,001537

*Taxa de armadura transversal.

A viga foi discretizada em 10 elementos finitos de mesmo comprimento, conforme ilustra a Figura 7.17. Os parâmetros utilizados na análise foram: f_{ck} 25MPa; módulo de elasticidade do concreto 28000MPa; coeficiente de Poisson do concreto 0,2; tensão de escoamento do aço 500MPa; módulo de elasticidade do aço 196000MPa; módulo plástico do aço 19600MPa; cobertura da armadura longitudinal 3,0cm; diâmetro dos estribos 6,3mm; passos de carga 100; tolerância em forças e em deslocamentos 10^{-4} .

O carregamento foi aplicado no elemento estrutural em incrementos iguais de 1kN, com esquema de integração numérica de Gauss ao longo do comprimento (6 pontos) e da altura dos elementos finitos (20 pontos).

Os parâmetros de dano são calibrados à compressão e à tração, respectivamente, a partir dos modelos de Popovics (1973) e Figueiras (1983), assumindo os seguintes valores iniciais: $A_T=0,70$; $B_T=10000$; $A_C=1,50$; $B_C=2000$. O valor da deformação inicial, ε_{d0} , para o qual o concreto começa a sofrer danificação é obtido para cada incremento de carga, conforme Eq. (5.8).

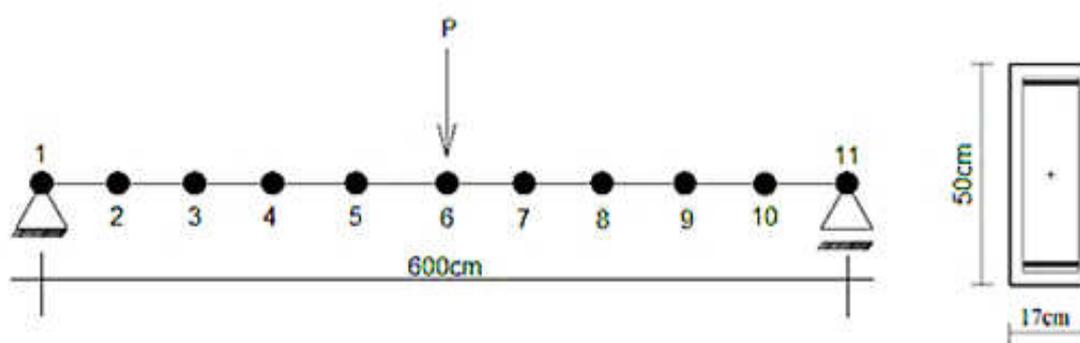


Figura 7.17 - Discretização e detalhamento da viga em estudo

Para a penalização do aço mediante a corrosão uniforme de armaduras, aplica-se em ambos os modelos, com já mencionado, a segunda lei de Fick e as leis de corrosão de Faraday. Para tanto, adota-se: relação água/cimento 0,50; concentração de cloretos na superfície (C_0) $1,15\text{kg/m}^3$; coeficiente de difusão de cloretos (D_0) $41,0\text{mm}^2/\text{ano}$; concentração limite de cloretos ($C(x,t)$) $0,9\text{kg/m}^3$.

A Figura 7.18 mostra os resultados obtidos para a carga última da viga a partir do período de propagação da corrosão e dimensionada com barras de 10,0mm. É possível observar primeiramente que, para ambos os modelos, a viga dimensionada com armadura dupla apresenta carga última inicial (antes da corrosão) maior, se comparado com viga dimensionada com $\beta_x=0,259$ e $\beta_x=0,628$. Constata-se também que, os valores da carga última pelo modelo da ABNT NBR 6118 (2003), diminuem conforme o avanço da corrosão até a completa corrosão da armadura, o que acarreta em $F_{ult}=0$. Já no modelo MEF não-linear, verifica-se que a carga última na viga atinge um valor constante quando o esmagamento do concreto é alcançado.

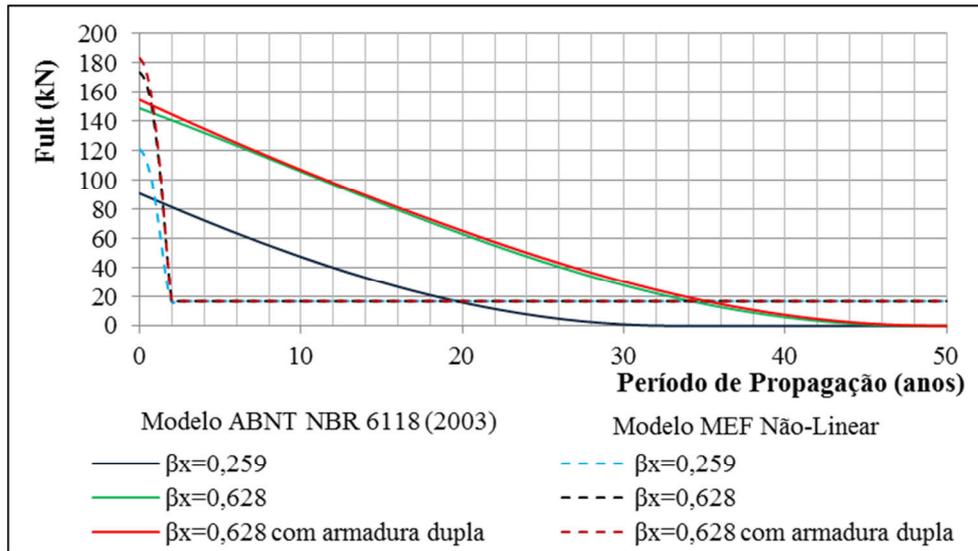


Figura 7.18 - Força resistente na viga versus tempo de corrosão para barras de 10,0mm

A Figura 7.19 mostra os resultados obtidos para a viga dimensionada com barras de 12,5mm. Verifica-se, novamente, o efeito do esmagamento do concreto.

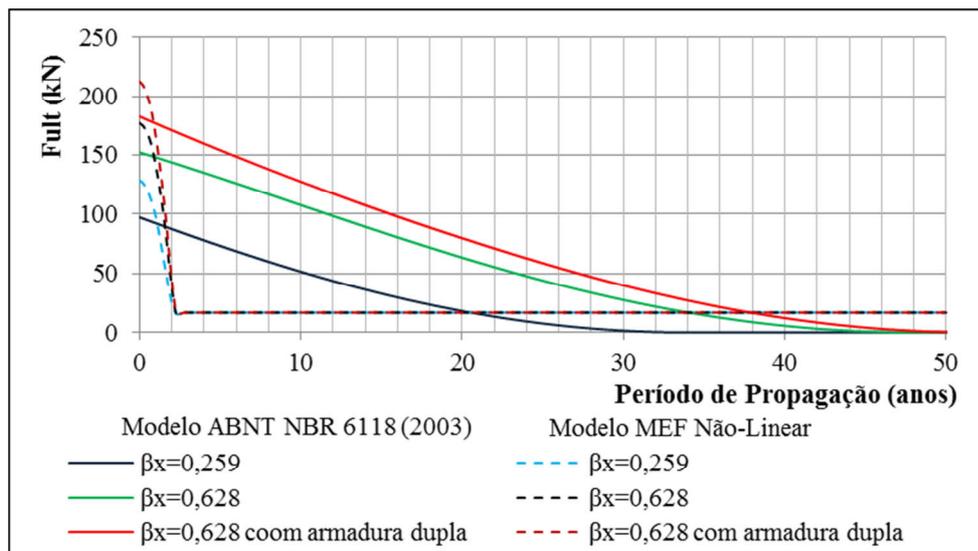


Figura 7.19 - Força resistente na viga versus tempo de corrosão para barras de 12,5mm

Nas Figuras 7.20 e 7.21, o efeito da corrosão de armaduras é mostrado, comparando a viga dimensionada com barras de 10,0mm e 12,5mm. Verifica-se que, tanto para o modelo da norma (Figura 7.20), quanto para o modelo MEF não-linear (Figura 7.21), a corrosão de armaduras afeta com maior intensidade a viga dimensionada com barras de 10,0mm.

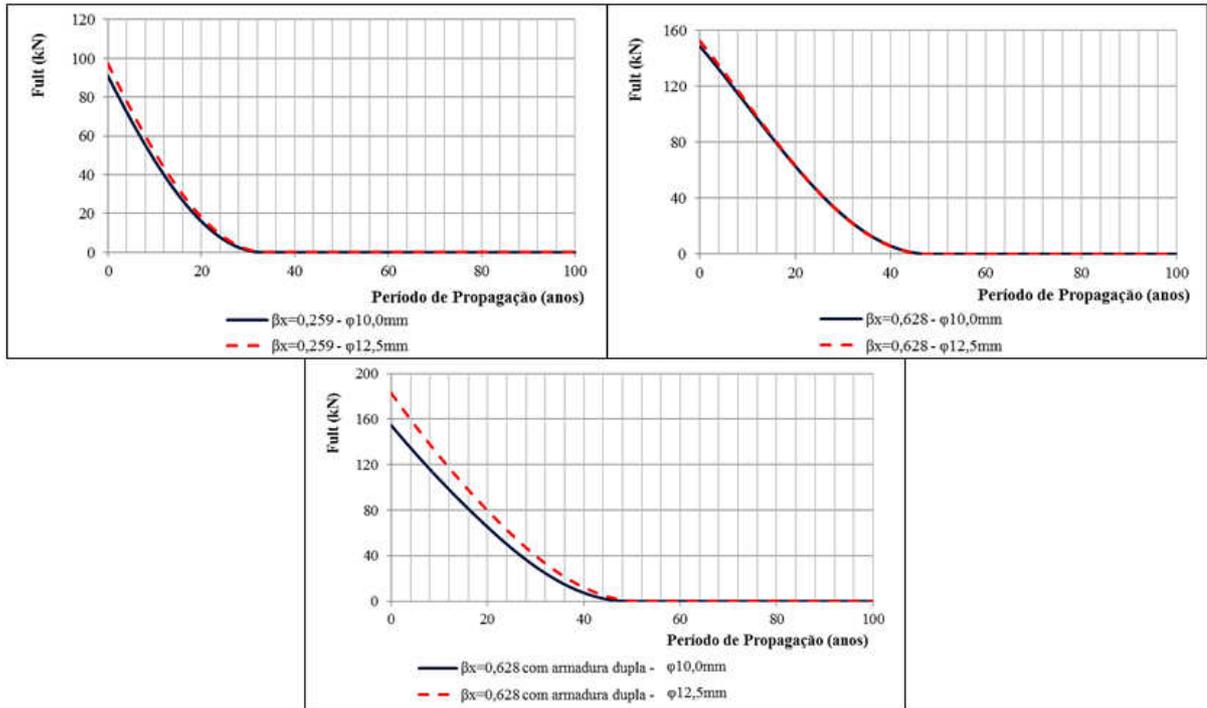


Figura 7.20 - Comparação da carga última da viga com barras de 10,0mm e 12,5mm com base no modelo da ABNT NBR 6118 (2013)

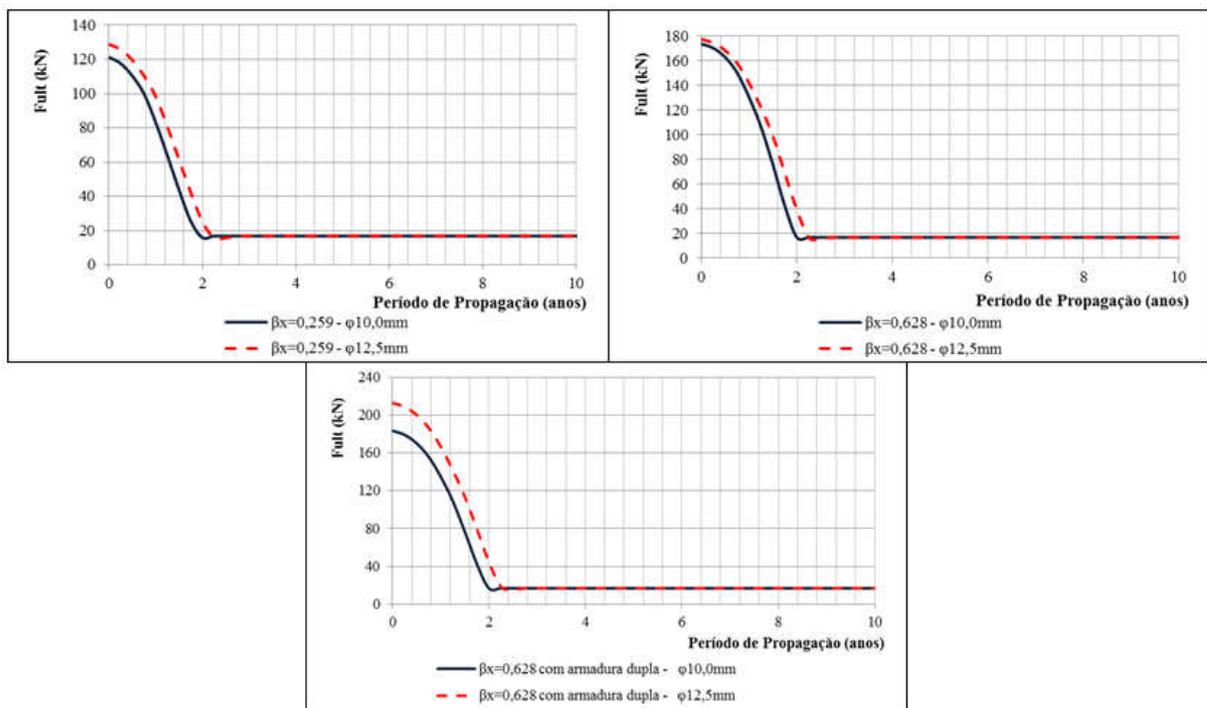


Figura 7.21 - Comparação da carga última da viga com barras de 10,0mm e 12,5mm com base no modelo MEF não-linear

Nas Figuras 7.22 e 7.23 é possível observar a mudança do modo de falha da viga com a propagação da corrosão. Na Figura 7.22 a viga é dimensionada com barras de 10,0mm e na Figura 7.23, com barras de 12,5mm.

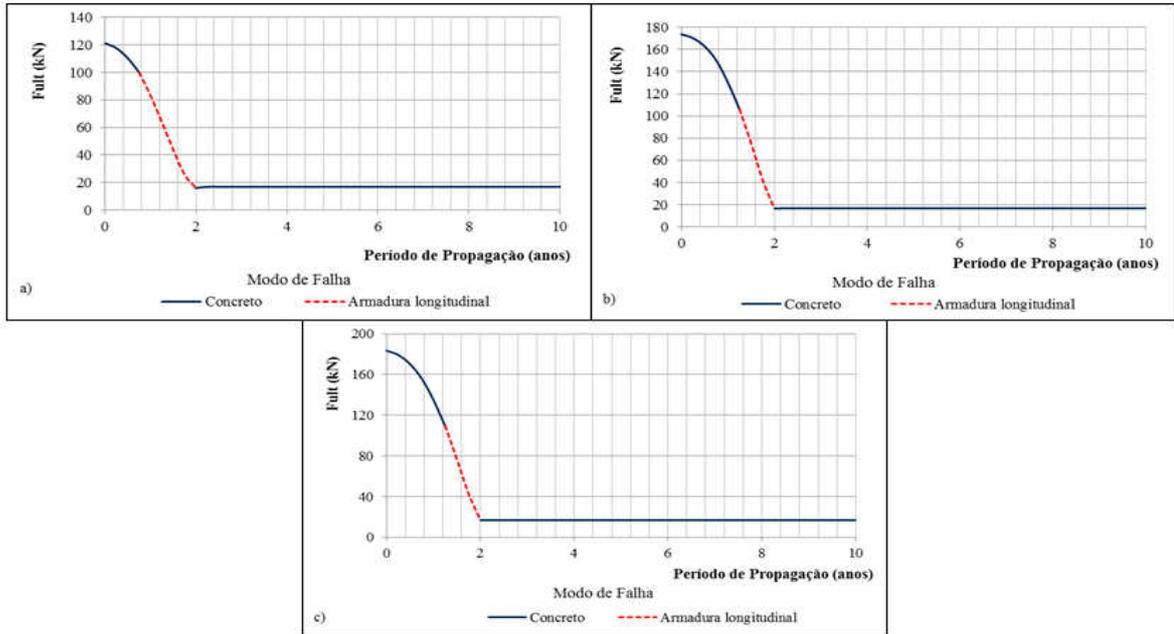


Figura 7.22 - Modos de falha para a viga dimensionada com barras de 10,0mm. Sendo: a) $\beta_x=0,259$; b) $\beta_x=0,628$ e c) $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

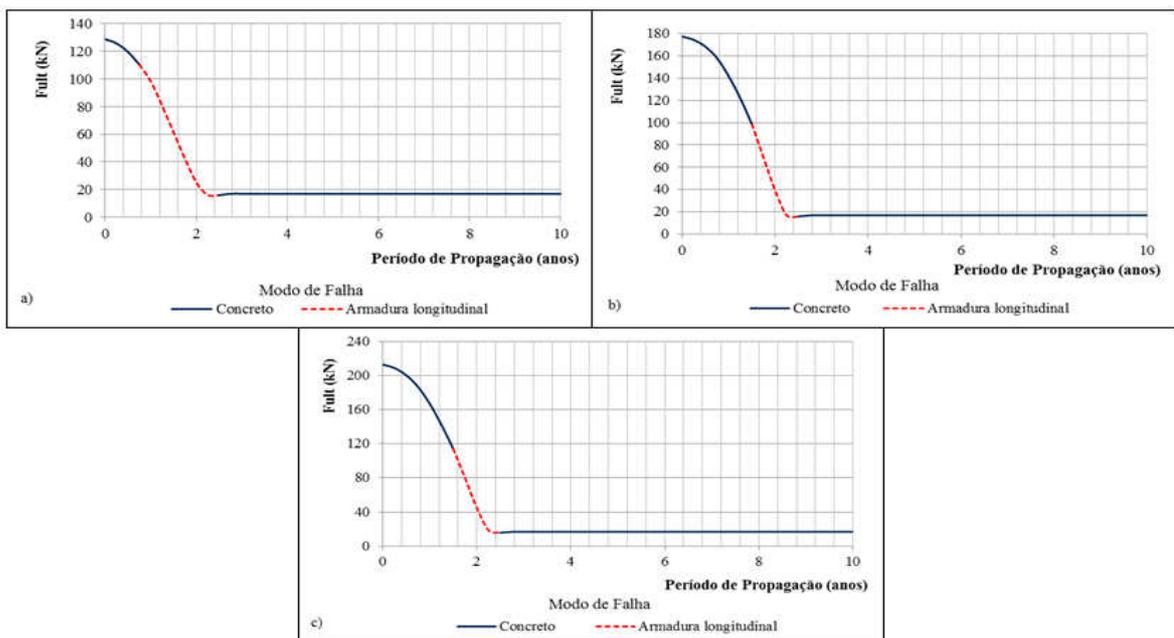


Figura 7.23 - Modos de falha para a viga dimensionada com barras de 12,5mm. Sendo: a) $\beta_x=0,259$; b) $\beta_x=0,628$ e c) $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

Com base nos resultados observados, verifica-se que, para todos os casos analisados, quanto maior o valor da posição relativa da linha neutra na seção transversal, β_x , maior a carga última resultante na viga, o que já era esperado. No modelo contido na ABNT NBR 6118 (2003) a carga última se estabilizou quando o aço foi totalmente corroído. Já no modelo proposto, a carga última se estabilizou quando se deu o esmagamento do concreto.

Como verificado nos resultados apresentados, a corrosão das armaduras constituídas apenas de barras de 10,0mm é relativamente mais rápida se comparada com a viga dimensionada com armaduras constituídas com barras de 12,5mm.

Constata-se também que a corrosão de armaduras altera o modo de falha da viga, podendo variar, neste estudo, entre esmagamento do concreto comprimido e alongamento excessivo da armadura longitudinal.

7.3 EXEMPLO 3

Este exemplo tem por objetivo avaliar a probabilidade de falha de um elemento estrutural de concreto armado, considerando o período de propagação da corrosão, a partir do acoplamento entre o modelo mecânico utilizado no exemplo anterior com o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM).

A equação de estado limite que descreve o problema é definida por:

$$G = F_{\text{aplicada}} - F_{\text{ult}} \quad (7.11)$$

em que: F_{aplicada} é a carga aplicada no elemento estrutural em estudo ($F_{\text{aplicada}}=60\text{kN}$) e F_{ult} é a carga última ou de colapso do elemento.

A Tabela 7.5 apresenta os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias utilizados nesta análise. A tolerância adotada para convergência do algoritmo de confiabilidade foi de 10^{-3} .

Tabela 7.5 - Dados estatísticos das variáveis aleatórias (valores adotados)

Variável aleatória	Média	Coefficiente de variação	Distribuição estatística
fck	25MPa	15%	Normal
σ_y	50kN/cm ²	10%	Log-Normal

O elemento estrutural a ser considerado trata-se da mesma viga de concreto armado bi-apoiada apresentada no exemplo anterior. As considerações para o dimensionamento da viga adotadas no Exemplo 2 são também consideradas neste exemplo, conforme Tabela 7.4.

A viga foi discretizada, novamente, em 10 elementos finitos de mesmo comprimento, conforme ilustra a Figura 7.17. Os parâmetros utilizados na análise e que diferem dos

parâmetros utilizados no exemplo anterior são: variação do cobrimento de concreto: 3,0cm e 4,0cm; passos de carga 50; variação da relação água/cimento 0,40, 0,50, 0,60 e 0,70.

As Figuras 7.24, 7.25 e 7.26 mostram os resultados da análise de confiabilidade obtidos para a viga dimensionada com $\beta_x=0,259$, $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla, respectivamente. Para a obtenção destes resultados, considerou-se: relação água/cimento 0,50 e cobrimento de concreto 3,0cm.

Com base nas Figuras 7.27, 7.25 e 7.26 é possível observar, primeiramente, que para todos os casos, a associação entre o cobrimento de concreto e o diâmetro das barras da armadura afeta a evolução da probabilidade de falha da viga, de modo que, ao se especificar maiores valores para o diâmetro das barras que constituem a armadura e para o cobrimento de concreto, ocorre o retardamento do colapso estrutural. Consta-se ainda que, a escolha de diferentes domínios de deformação para o dimensionamento da viga resultou em probabilidades de falha diferentes, por exemplo, para a viga dimensionada com $\beta_x=0,259$, cobrimento de concreto de 4,0cm e com barras de 12,5mm, o colapso estrutural é atingido após 8,5 anos de propagação da corrosão, enquanto que, para a viga dimensionada com os mesmos valores de cobrimento e diâmetro das barras, mas com $\beta_x=0,628$ com armadura dupla, o colapso estrutural é atingido após 11,5 anos de propagação da corrosão.

As Figuras 7.27 e 7.28 mostram os resultados da análise de confiabilidade obtidos para a viga dimensionada com $\beta_x=0,259$ e com barras de 10,0mm e 12,5mm. Para a penalização do aço mediante a corrosão uniforme de armaduras, foi adotado: variação da relação água/cimento, 0,40, 0,50, 0,60 e 0,70 e variação do cobrimento de concreto, 3,0cm e 4,0cm.

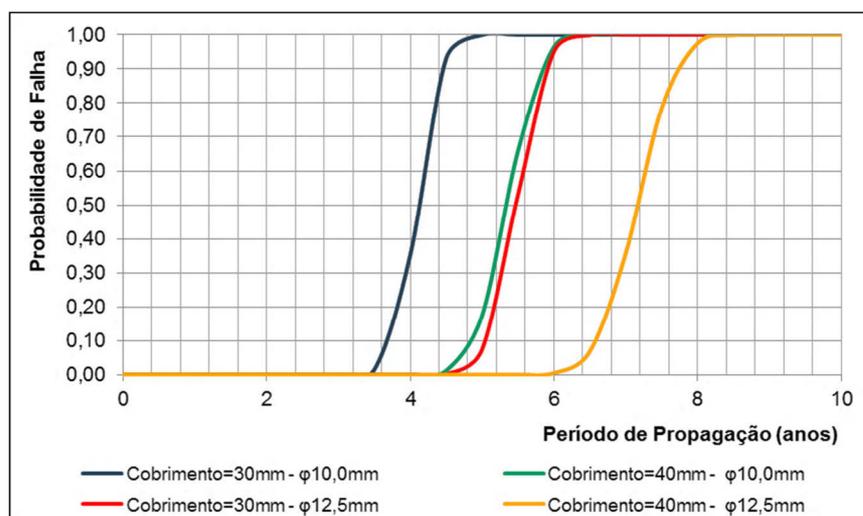


Figura 7.24 - Análise de confiabilidade para a viga dimensionada com $\beta_x=0,259$

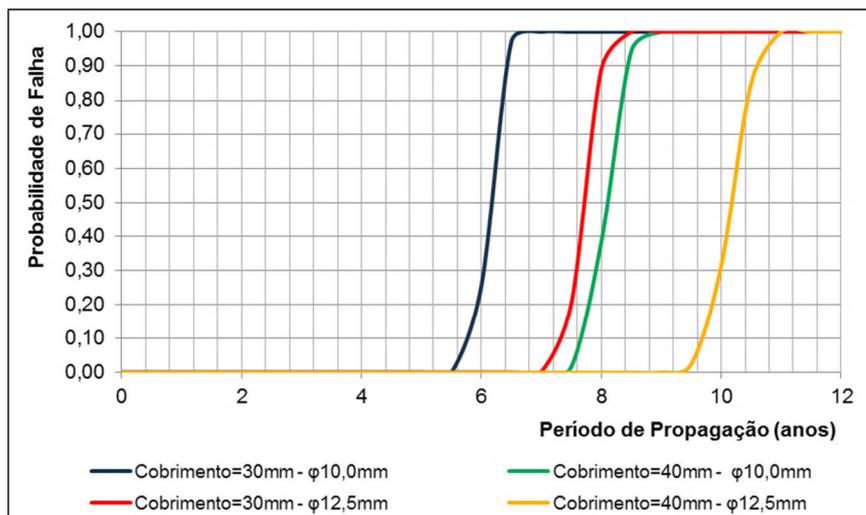


Figura 7.25 - Análise de confiabilidade para a viga dimensionada com $\beta_x=0,628$

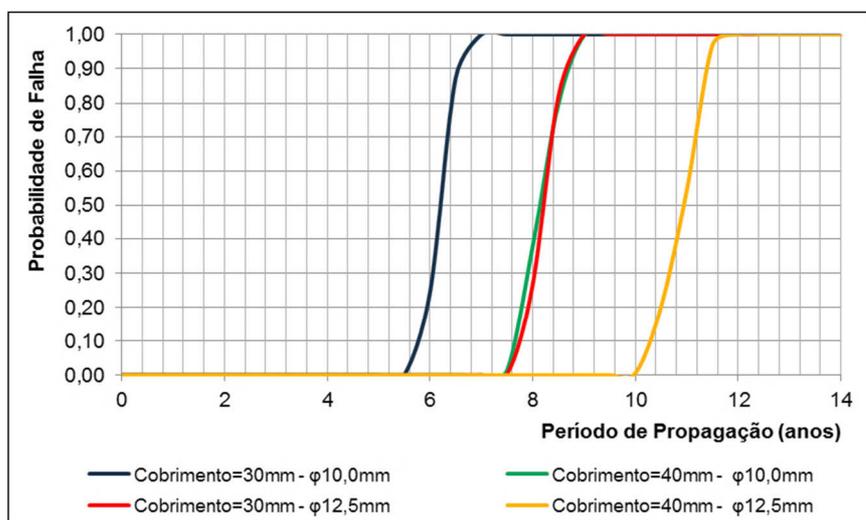


Figura 7.26 - Análise de confiabilidade para a viga dimensionada com $\beta_x=0,628$ e armadura dupla

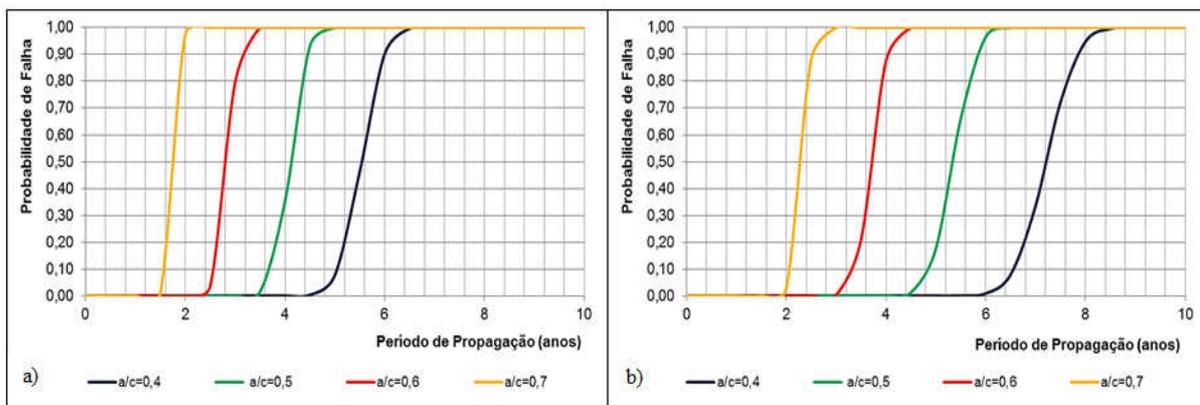


Figura 7.27 - Influência da relação a/c na probabilidade de falha da viga dimensionada com $\beta_x=0,259$ e barras de 10,0mm. Sendo: a) cobrimento=3,0cm e b) cobrimento=4,0cm

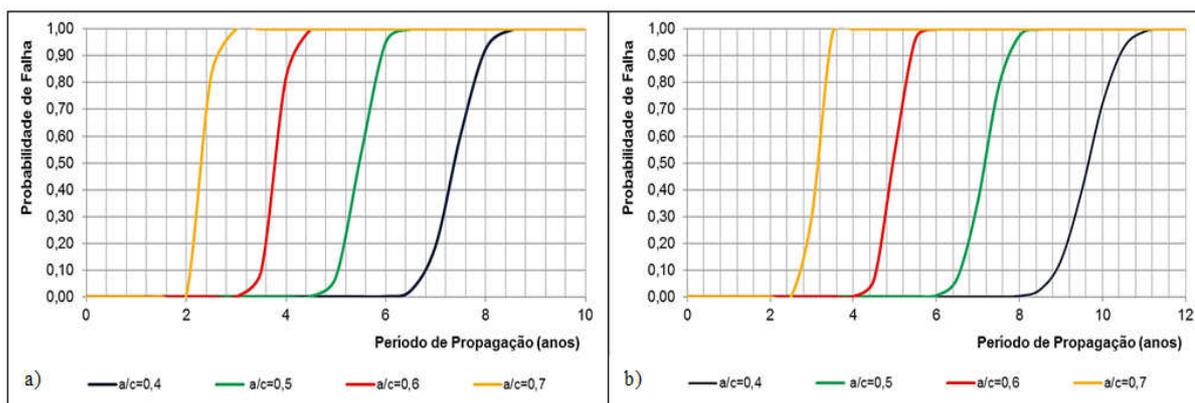


Figura 7.28 - Influência da relação a/c na probabilidade de falha da viga dimensionada com $\beta x=0,259$ e barras de 12,5mm. Sendo: a) cobrimento=3,0cm e b) cobrimento=4,0cm

A partir dos resultados obtidos nas Figuras 7.27 e 7.28, verifica-se que tanto para a viga dimensionada com barras de 10,0mm quanto para viga dimensionada com barras de 12,5mm, a especificação da relação água/cimento e do cobrimento de concreto afeta diretamente a taxa de redução da área de aço ao longo do tempo, antecipando ou retardando o colapso estrutural da viga.

Vale ressaltar que a influência do cobrimento de concreto e da relação água/cimento é verificada não apenas no período de propagação da corrosão, conforme se constata nas Figuras 7.27 e 7.28, como também, no período de iniciação, facilitando ou dificultando a penetração de agentes agressivos, no caso íons cloretos, para o interior do concreto. No período de iniciação, estas variáveis influenciam no tempo necessário para o agente agressivo penetrar para o interior do concreto e promover a despassivação da armadura, conforme já discutido no Exemplo 1 deste trabalho.

7.4 EXEMPLO 4

Este exemplo tem por objetivo avaliar a probabilidade de falha de um elemento estrutural de concreto armado, considerando o período de propagação da corrosão, a partir do modelo mecânico-probabilístico utilizado no exemplo anterior.

A equação de estado limite que descreve o problema é definida por:

$$G = F_{\text{aplicada}} - F_{\text{ult}} \quad (7.12)$$

em que: F_{aplicada} é a carga aplicada no elemento estrutural em estudo ($F_{\text{aplicada}}=25\text{kN}$) e F_{ult} é a carga última ou de colapso do elemento.

Os parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias utilizados neste exemplo são mantidos, conforme Tabela 7.5. A tolerância adotada para convergência do algoritmo de confiabilidade foi de 5×10^{-3} .

O elemento estrutural a ser considerado neste exemplo é dado por uma viga de concreto armado engastada com carga de 50kN aplicada em sua extremidade. A viga é dimensionada, novamente, por meio de três possibilidades: $\beta_x=0,259$, $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla. Outras duas considerações se faz com relação ao diâmetro das barras: armadura com barras de 10,0mm e com barras de 12,5mm. A seção transversal da viga é mantida sempre constante, ou seja, $b=17\text{cm}$ e $h=40\text{cm}$. A Tabela 7.6 mostra os valores determinados após o dimensionamento.

Tabela 7.6 - Dimensionamento da viga engastada para diferentes considerações

Variáveis	$\Phi 10,0\text{mm}$			$\Phi 12,5\text{mm}$		
	$\beta_x=0,259$	$\beta_x=0,628$	$\beta_x=0,628$ e Armadura dupla	$\beta_x=0,259$	$\beta_x=0,628$	$\beta_x=0,628$ e Armadura dupla
d (cm)	32,87	31,37	31,37	34,12	32,50	32,50
d' (cm)	-	-	4,13	-	-	4,26
A_s (cm ²)	7,20	12,00	11,20	7,50	12,50	12,50
A'_s (cm ²)	-	-	1,60	-	-	2,50
ρ_{sw} *	0,001988	0,002000	0,002000	0,001839	0,001936	0,001936

*Taxa de armadura transversal.

A viga foi discretizada em 10 elementos finitos de mesmo comprimento, conforme ilustra a Figura 7.29. Os parâmetros utilizados na análise foram: f_{ck} 25MPa; módulo de elasticidade do concreto 28000MPa; coeficiente de Poisson do concreto 0,2; tensão de escoamento do aço 500MPa; módulo de elasticidade do aço 196000MPa; módulo plástico do aço 19600MPa; cobrimento da armadura longitudinal 3,0cm; diâmetro dos estribos 6,3mm; relação água/cimento 0,50; passos de carga 50; tolerância em forças e em deslocamentos 10^{-4} .

Para a penalização da área da seção transversal das barras de aço, foram consideradas duas condições: corrosão do tipo uniforme e não-uniforme, conforme descrito nas Equações 4.14 e 4.15, sendo a razão entre a profundidade do aço corroído considerando corrosão não uniforme (R) igual a 5,65, conforme Vu e Stewart (2000).

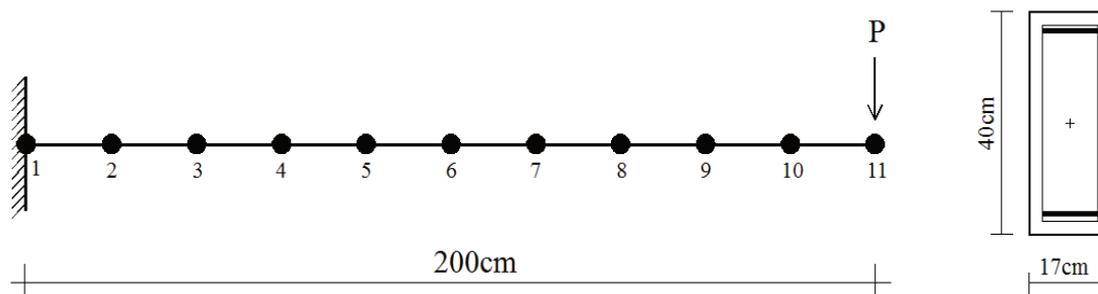


Figura 7.29 - Discretização e detalhamento da viga em estudo

As Figuras 7.30, 7.31 e 7.32 mostram os resultados da análise de confiabilidade obtidos para a viga engastada dimensionada com $\beta_x=0,259$, $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla, respectivamente.

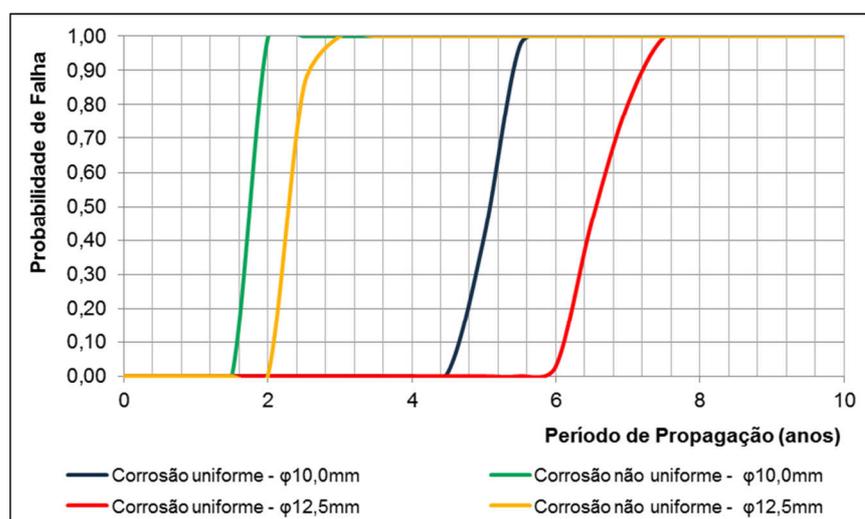


Figura 7.30 - Viga dimensionada com $\beta_x=0,259$

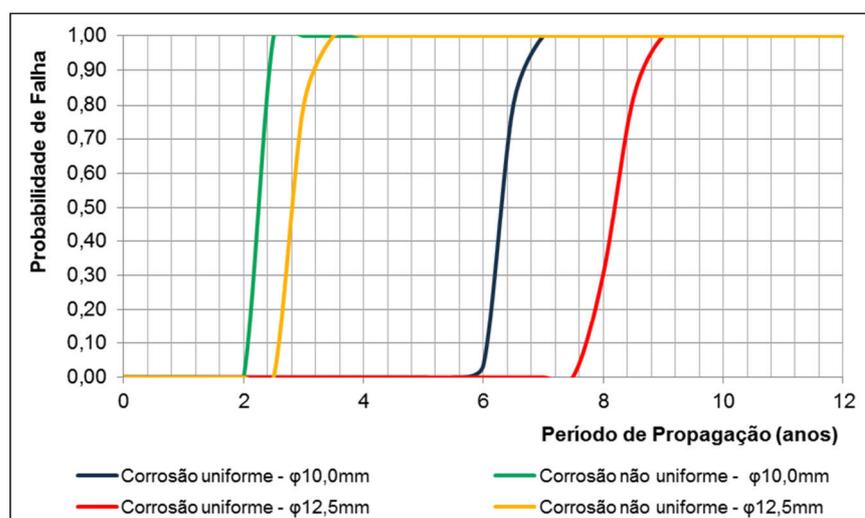


Figura 7.31 - Viga dimensionada com $\beta_x=0,628$

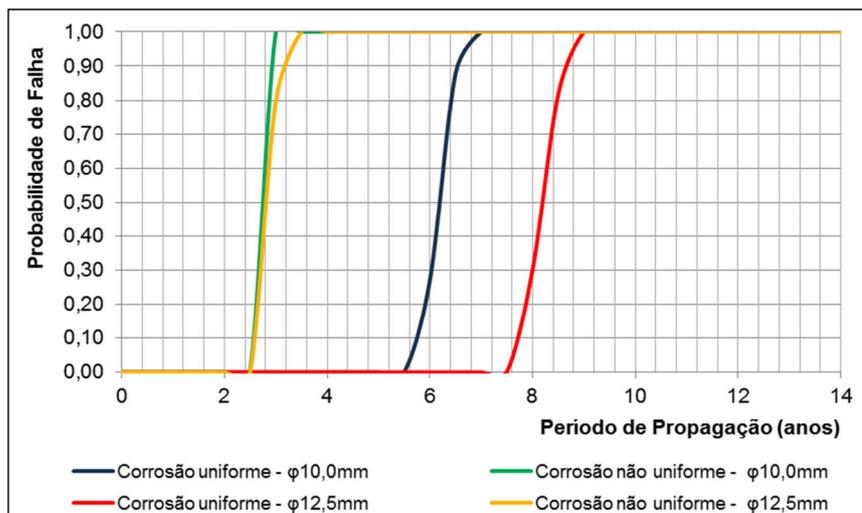


Figura 7.32 - Viga dimensionada com $\beta_x=0,628$ com armadura dupla

Nas Figuras 7.30, 7.31 e 7.32, a influência da especificação do diâmetro das barras da armadura é novamente verificada, de modo que, a viga dimensionada com barras 12,5mm, $\beta_x=0,259$ e submetida à corrosão uniforme, atingiu o colapso estrutural em 7,5 anos, enquanto que, ao se especificar com barras de 10,0mm, a viga atingiu o colapso estrutural em 5,5 anos. Esta influência também é verificada para a viga dimensionada com $\beta_x=0,628$ e $\beta_x=0,628$ com armadura dupla. Observa-se também que, os efeitos da corrosão são mais visíveis na viga dimensionada com $\beta_x=0,628$ com armadura dupla em comparação com as outras duas considerações de dimensionamento, pois a resistência da viga para esta consideração de projeto se deve, principalmente, a partir das contribuições das parcelas resistentes obtidas pela armadura comprimida e tracionada, sendo portanto, mais afetada pela propagação da corrosão.

Considerando a perda de área de aço ao longo do tempo, constata-se por meio dos resultados que a modelagem via corrosão não uniforme conduz a perdas mais severas de aço quando comparada a modelagem via corrosão uniforme, ocasionando o colapso estrutural da viga em um curto espaço de tempo. Deve-se ressaltar que o modelo de corrosão não uniforme representa mais fielmente o processo de corrosão, já que este modelo assume que a corrosão ocorre preferencialmente ao longo da frente de ataque dos íons cloretos.

8

CONCLUSÕES

A corrosão de armaduras tem se mostrado como a principal patologia que se manifesta em estruturas de concreto armado. Os altos custos que envolvem tanto a perda de material deteriorado quanto a correção do problema, o comprometimento da estabilidade estrutural e ainda, a reincidência do fenômeno confirmam essa afirmação.

A durabilidade e a vida útil são reconhecidas como parâmetros de grande importância no desenvolvimento de projetos racionais de estruturas de concreto e a difusão de cloretos é reconhecidamente um parâmetro largamente utilizado para a avaliação da durabilidade e conseqüentemente da vida útil estrutural. A partir da modelagem desse fenômeno, a corrosão de armaduras e a danificação do concreto podem ser eficientemente estimadas.

Com base nos resultados obtidos nos exemplos apresentados, conclui-se, primeiramente, que os procedimentos descritos pela ABNT NBR 6118 (2003) garantem que a probabilidade de falha de uma viga de concreto armado submetida à flexão esteja dentro de um intervalo aceitável. De acordo com HELLAND (2013), a probabilidade para o colapso de uma estrutura submetida à corrosão de armaduras está entre 10^{-4} a 10^{-6} . Já para o EUROCODE 2 (2004), a probabilidade de falha está entre 10^{-3} a 10^{-4} . Vale ressaltar ainda que, o uso de posições relativas diferentes da linha neutra e, portanto, a escolha do domínio de deformação resulta em valores distintos na segurança à flexão da viga, mesmo com o uso dos mesmos coeficientes parciais de segurança e demais parâmetros de projeto.

Como verificado nos resultados, o início da corrosão depende de vários fatores. No entanto, a concentração de cloretos na superfície do elemento estrutural e o valor da espessura do revestimento demonstraram ter grande importância na análise probabilística. O coeficiente de difusão é também um parâmetro importante, uma vez que este mede a resistência do material contra a penetração de cloretos e pode ser determinante para a escolha de valores ótimos de revestimento de concreto.

Conclui-se ainda que, o período de iniciação, tempo até a despassivação da armadura e início da corrosão, é consideravelmente maior que o período de propagação, período no qual a corrosão efetivamente ocorre. Portanto, a determinação do fim do período de iniciação é de

grande importância para o planejamento de procedimentos de inspeção e manutenção estrutural objetivando a extensão da durabilidade da estrutura. Já os fenômenos que ocorrem no período de propagação não podem ser negligenciados. Isso se deve ao fato da redução da área de aço gerar degradação da capacidade portante da estrutura, o que pode levar a estrutura ao colapso.

Com relação ao período de propagação da corrosão, tanto no modelo da ABNT NBR 6118 (2003) quanto no modelo MEF não-linear desenvolvido, verificou-se que a especificação do diâmetro das barras que constituem a armadura influencia a velocidade de corrosão, sendo que, nos resultados obtidos, a corrosão das armaduras constituídas apenas de barras de 10,0mm foi relativamente mais rápida se comparada com a viga dimensionada com armaduras constituídas com barras de 12,5mm.

Concluiu-se também que, nos resultados obtidos pelo modelo MEF não-linear, a corrosão de armaduras ao longo do tempo altera o modo de falha da viga, variando, conforme exemplo estudado, entre esmagamento do concreto comprimido e alongamento excessivo da armadura longitudinal.

Com relação à modelagem da redução da área de aço no período de propagação, dois modelos foram utilizados: corrosão uniforme e corrosão não uniforme. Segundo a literatura internacional, o último modelo representa com maior confiança os fenômenos observados na natureza. Conforme os resultados apresentados neste trabalho, o modelo de corrosão não uniforme conduz a uma redução mais rápida das áreas de aço das armaduras quando comparado ao modelo de corrosão uniforme. Isso evidencia a importância da correta modelagem deste fenômeno, uma vez que a redução da capacidade portante da estrutura ocorrerá na mesma velocidade.

Por fim, a durabilidade de estruturas de concreto armado deve ser associada a valores mais precisos de espessura de cobrimento e concretos menos porosos (baixa relação água/cimento). O maior controle na manutenção da espessura da camada de concreto do cobrimento, especificada no projeto, garante menor variabilidade da mesma e, conseqüentemente, diminui a probabilidade de falha da estrutura. A abordagem estatística do problema da durabilidade através da consideração da aleatoriedade dos parâmetros envolvidos mostrou-se adequada para a determinação de tempos de início de corrosão e/ou tempos de perda de área de aço, fornecendo assim, as informações necessárias para inspeções e manutenções em estruturas de concreto armado.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os temas para pesquisas futuras relacionados à sequência desta mesma linha são diversos. Com relação ao modelo mecânico, existe a possibilidade de incorporar modelos que representem mais adequadamente o comportamento dos materiais, por exemplo, com a consideração de modelos de dano mais sofisticados que contemplem a anisotropia e comportamento bimodular do concreto. Além disso, a consideração de melhorias nas hipóteses de aderência perfeita entre o aço e o concreto também pode ser verificada.

Cita-se ainda, a elaboração de modelos que avaliem com precisão a confiabilidade de sistemas estruturais complexos e os diversos caminhos de falha como uma importante extensão deste trabalho.

Por fim, através do acoplamento do modelo mecânico-probabilístico desenvolvido neste trabalho com algoritmos de otimização, pode-se determinar intervalos de tempo para a realização de procedimentos de manutenção e inspeção que minimizem o custo final da estrutura e maximizem sua vida útil.

9

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; CASTRO, P. Chloride threshold values to despassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar. **Cement and Concrete Research**, v.30, p.1047-1055, 2000.

ÁLVARES, M.S. **Contribuição ao estudo e emprego de modelos simplificados de dano e plasticidade para a análise de estruturas de barras em concreto armado**. 1999. 150f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ANDRADE, C. **Manual para diagnostico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução de Antonio Carmona Filho e Paulo Roberto do Lago Helene. São Paulo: Pini, 1992.

ANN, K.Y.; SONG, H.W. Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v.49, p.4113-4133, 2007.

APOSTOLOPOULOS, C.A.; PAPADAKIS V.G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. **Construction and Building Materials**, v.22, p.2316-2324, 2008.

ARTEAGA, E.B. **Contribution for sustainable management of reinforced concrete structures subjected to chloride penetration**. 2010. 169f. Thèse de doctorat (Spécialité: Génie Civil) - UFR Sciences et Techniques, Université de Nantes, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **ABNT NBR 8681**: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BASTIDAS-ARTEAGA, E.; CHATEAUNEUF, A.; SÁNCHEZ-SILVA, M.; BRESSOLETTE, Ph.; SCHOEFS, F. A comprehensive probabilistic model of chloride ingress in unsaturated concrete. **Engineering Structures**, v.51, p.259-266, 2011.

BASTIDAS-ARTEAGA, E.; SCHOEFS, F.; STEWART, M.G.; WANG, X. Influence of global warming on durability of corroding RC structures: a probabilistic approach. **Engineering Structures**, v.51, p.259-266, 2013.

BATISTA, J. **Concreto armado I**: Flexão simples no estado limite último. Notas de Aula. Universidade Federal de Ouro Preto, 2010.

BECK, A.T. **Curso de confiabilidade estrutural**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

BERNARDO, T.R.R. **Contribuição à análise da confiabilidade em pavimentos de edifícios de concreto armado**. 1999. 175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

BICZÓK, I. **Corrosión y protección del hormigón**. España: Urmo S. A. De Ediciones, 1972.

BOTTA, A.S. **Cálculo de esforços e deslocamentos em estruturas reticuladas considerando a mecânica do dano no contínuo para a modelagem do concreto armado**. 1998. 119f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BRANCO, A.L.L.V. **Análise não-linear de pórticos planos, considerando os efeitos do cisalhamento no cálculo de esforços e deslocamentos**. 2002. 107f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CABRAL, A.E.B. **Avaliação da eficiência de sistemas de reparo no combate à iniciação e à propagação da corrosão do aço induzida por cloretos**. 2000. 187f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CARMONA, T.G. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 2005. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini; Goiânia: Editora UFG, 1997.

CRANK, J. **The mathematics of diffusion**, 2nd Ed., Clarendon Press, Oxford, London, 1991

CHAVES, I.A. **Otimização de pilares de concreto armado mediante uniformização do índice de confiabilidade**. 2004. 193f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

DEBY, F.; CARCASSES, M.; SELLIER, A. Toward a probabilistic design of reinforced concrete durability: application to a marine environment. **Materials and Structures**, v.42, p.1379-1391, Dec. 2008.

DHIR, R.K.; JONES, M.R.; NG, S.L.D. Prediction of total chloride content profile and concentration/time-dependent diffusion coefficients for concrete. **Magazine of Concrete Research**, v.50, p.37-48, 1998.

DUPRAT, F. Reliability of RC beams under chloride-ingress. **Construction and Building Materials**, v.21, p.1605-1616, 2007.

- DURACRETE. **Statistical quantification of the variables in the limit state functions**. The European Union Brite EuRam 3 contract BRPR-CT95-0132 Project BE95-1347 Report no BE95-1347/R7, May 2000.
- EL HASSAN, J.; BRESSOLETTE, P.; CHATEAUNEUF, A.; EL TAWIL, K. Reliability-based assessment of the effect of climatic conditions on the corrosion of RC structures subject to chloride ingress. **Engineering Structures**, v.32, p.3279-3287, 2010.
- ENRIGHT, M.P.; FRANGOPOL, D.M. Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion. **Engineering Structures**, v.20, p.960–971, 1998.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, STANDARD EN 1992-1-1:2004, **EUROCODE 2 (2004)**: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.
- FIGUEIRAS, J.A. **Ultimate load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells**. Tese de doutorado, University of Wales, 1983.
- FIGUEIREDO, E.P.; O'REILLY, V.; WANDERLEY, F.; RODRIGUES, G.S.S.; TULA, L. Orientação para diagnóstico. In: RED REHABILITAR. **Manual de reparo, proteção, e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo, 2003. Cap.2, p.107-154.
- GENTIL, V. **Corrosão**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.
- GLASS, G.K.; BUENFELD, N.R. The presentation of chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v.39, n.5, p.1001-1013, 1997.
- GOMES, W.J.S. **Estudo do efeito de incertezas na otimização estrutural**. 2010. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- GUIMARÃES, A.T.C. **Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos**. 2000. 241f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- HELENE, P.R.L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo, SP: Pini: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986.
- _____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231f. Tese (Livre docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- HELLAND, S. Design for service life: implementation of fib Model Code 2010 rules in the operational code ISO 16204. **Structural Concrete**, v. 14, p. 10-18, 2013.
- HOFFMANN, A.T. **Influência da adição de sílica ativa, relação água/aglomerante, temperatura e tempo de cura no coeficiente de difusão de cloretos em concretos**. 2001. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LEMAIRE, M. Reliability and Mechanical Design. **Reliability Engineering & System Safety**, v.55, n.1, p. 163-170, 1997.

LEONEL, E.D. **Modelos não lineares do método dos elementos de contorno para análise de problemas de fratura e aplicação de modelos de confiabilidade e otimização em estruturas submetidas à fadiga**. 2009. 421f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MAHESWARAN, T.; SANJAYAN, J.G. A semi-closed-form solution for chloride diffusion in concrete with time-varying parameters. **Magazine of Concrete Research**, v.56, n.6, p.359-366, Aug. 2004.

MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure**. Paris, Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. Tradução da 3. ed. em inglês. São Paulo: Ibracon, 2008.

MONTEIRO, E.C.B. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. 2002. 229f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

NEVES, R.A. **Cálculo de esforços e deslocamentos em estruturas de pisos de edifícios considerando-se a influência das tensões cisalhantes**. 2000. 132f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

_____. **Desenvolvimento de modelos mecânico-probabilísticos para estruturas de pavimentos de edifícios**. 2004. 200f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. Tradução Salvador. E. Giannusso da 4. ed. em inglês. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997.

NOGUEIRA, C.G. **Um modelo de confiabilidade e otimização aplicado às estruturas de barras de concreto armado**. 2005. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

_____. **Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. 2010. 353f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

NOGUEIRA, C.G.; CODA, H.B.; VENTURINI, W.S. Shear strength mechanisms in reinforced concrete structures: a one-dimensional finite element approach. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v.4, n.1, p.100-122, 2011.

- NOGUEIRA, C.G.; LEONEL, E.D.; CODA, H.B. Corrosion time initiation modelling considering uncertainties. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UNCERTAINTY QUANTIFICATION AND STOCHASTIC MODELING, 1., 2012, Maresias, São Sebastião. **Anais...** Maresias, São Sebastião, 2012.
- OLIVEIRA, R.S. **Análise de pavimentos de edifícios de concreto armado com a consideração da não-linearidade física: modelagem e metodologia de aplicação à projetos.** 2001. 216f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- ONOUFRIOU, T. Reliability based inspection planning of offshore structures. **Marine Structures**, v.12, p.521-539, 1999.
- PAPADAKIS, V.G.; ROUMELIOTIS, A.P.; FARDIS, M.N.; VAGENAS, C.G. Mathematical modeling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In Dhir, R.K., Jones, M.R., editors. **Concrete repair, rehabilitation and protection.** London, E&FN Spon, 1996.
- PAULA, C.F. **Contribuição ao estudo das respostas numéricas não-lineares estática e dinâmica de estruturas reticuladas planas.** 2001. 157f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- PEREGO, M. **Danneggiamento dei materiali lapidei: leggi costitutive, analisis per elementi finiti ed applicazioni.** 1990. Tesi (Laurea), Politecnico di Milano, Anno Accademico, 1990.
- PEREIRA, V.G.A. **Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura.** 2001. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- PÉREZ, B.M.; ZIBARA, H.; HOOTON, R.D.; THOMAS, M.D.A. A study of the effect of chloride binding on service life predictions. **Cement and Concrete Research**, v.30, p.1215-1223, 2010.
- PINHEIRO, L.M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios.** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- PINTO, R.S. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado.** 2002. 204f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- PITUBA, J.J.C. **Sobre a formulação de um modelo de dano para o concreto.** 2003. 189f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- POPOVICS, S. A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete. **Cement and Concrete Research**, v.3, n.5, p. 583-599, 1973.

REBMANN, M.S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento portland e alta resistência**. 2011. 213f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

SAASSOUH, B.; LOUNIS, Z. Probabilistic modeling of chloride-induced corrosion in concrete structures using first- and second-order reliability methods. **Cement & Concrete Composites**, v.34, p.1082-1093, 2012.

SANCHES JR, F. **Cálculo de esforços e deslocamentos em pavimentos de edifícios considerando-se modelos próprios para o concreto armado**. 1998. 180f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

_____. **Desenvolvimento de modelos numéricos para análise de estruturas de pavimentos de edifícios**. 2003. 178f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

SARVESWARAN, V.; ROBERTS, M.B. Reliability analysis of deteriorating structures — the experience and needs of practicing engineers. **Structural Safety**, v.21, p.357-372, 1999.

SILVA, R.M. **Análise não-linear de pórticos planos de concreto armado: modelagem numérica e avaliação dos métodos aproximados**. 1996. 290f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

SILVA, S.J.H. **Análise de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão de armadura por cloretos através do método dos elementos finitos**. 2003. 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SOARES, R.C. **Um estudo sobre modelos mecânico-probabilísticos para Pórticos de concreto armado**. 2001. 282f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

SOUZA, G.; LEONEL, E.D. Análise da redução da área de aço em seções transversais de estruturas em concreto armado submetidas à penetração de íons cloro. In: SIMPÓSIO DE MECÂNICA COMPUTACIONAL, 10., 2012, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: UFMG, 2012.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

STEWART, M.G.; ROSOWSKY, D.V. Structural safety and serviceability o concrete bridges subject to corrosion. **Journal Infrastructure System**, v.4, p.146-155, 1998.

SUO, Q.; STEWART, M.G. Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information. **Reliability Engineering and System Safety**, v.94, p.1340-1348, 2009.

THOFT-CHRISTENSEN, P. et al. FRANGOPOL, D.M. (Ed.); COROTIS, R.B. (Ed.); RACKWITZ, R. (Ed.). Assessment of the reliability of concrete slab bridges reliability and optimization of structural systems. **Pergamon**, 1997.

TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete Swedish. **Cement and Concrete Research Institute Stockholm**, 1982.

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

VERZENHASSI, C.C. **Otimização de risco estrutural baseada em confiabilidade**. 2008. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

VIEIRA, F.M.P. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa**. 2003. 242f. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

VU, K.A.T.; STEWART, M.G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. **Structural Safety**, v.22, p.313-333, 2000.

XIANG, T.; ZHAO, R. Reliability evaluation of chloride diffusion in fatigue damaged concrete. **Engineering Structures**, v.29, p.1539-1547, 2007.