

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

**PROPOSIÇÃO DE UM MODELO PARA PENETRAÇÃO DE
ÍONS CLORETO EM CONCRETO: ESTUDOS DOS
PARÂMETROS INTERVENIENTES E ANÁLISE
PROBABILÍSTICA**

Felipe Costa Magalhães

Porto Alegre
2018

FELIPE COSTA MAGALHÃES

**PROPOSIÇÃO DE UM MODELO PARA PENETRAÇÃO DE
ÍONS CLORETO EM CONCRETO: ESTUDOS DOS
PARÂMETROS INTERVENIENTES E ANÁLISE
PROBABILÍSTICA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2018

CIP - Catalogação na Publicação

Magalhães, Felipe Costa

Proposição de um modelo para penetração de íons cloreto em concreto: estudos dos parâmetros intervenientes e análise probabilística / Felipe Costa Magalhães. -- 2018.

191 f.

Orientadora: Ana Paula Kirchheim.

Coorientador: Mauro de Vasconcellos Real.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: construção e infraestrutura, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Penetração de cloretos. 2. Durabilidade. 3. Análise probabilística. I. Kirchheim, Ana Paula, orient. II. Real, Mauro de Vasconcellos, coorient. III. Título.

FELIPE COSTA MAGALHÃES

**PROPOSIÇÃO DE UM MODELO PARA PENETRAÇÃO DE
ÍONS CLORETO EM CONCRETO: ESTUDOS DOS
PARÂMETROS INTERVENIENTES E ANÁLISE
PROBABILÍSTICA**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração Construção, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de setembro de 2018.

Prof.^a Ana Paula Kirchheim
Dra. Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientadora

Prof. Mauro de Vasconcellos Real
Dr. Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Ph.D. University of Salford
Coordenador do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof.^a Leila Meneghetti Valverdes
Dra. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. University of Leeds

Prof. Jairo José de Oliveira Andrade
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha familia

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Professora Ana Paula Kirchheim, pela dedicada orientação e disponibilidade em fazer parte deste trabalho.

Ao Professor Mauro de Vasconcellos Real pela dedicação e comprometimento na condução deste trabalho, por suas orientações e compartilhamento de conhecimentos e saberes.

À equipe do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação – NORIE, pelo auxílio no decorrer do período do curso.

Ao Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil – LEMCC do IFRS – Câmpus Rio Grande, em especial ao aluno Matheus Lourenço.

Ao Instituto Federal do Rio Grande do Sul – IFRS, em especial aos colegas Thiago, Milton e Rodnei pelo apoio na fase de conclusão.

Aos amigos presentes em todos os momentos desta jornada.

Ao meu irmão Fábio, companheiro de capital a capital, por suas orientações e apoio nos momentos mais difíceis do caminho.

Aos meus pais, Bill e Nilza, pela dedicação e incentivo para minha formação acadêmica.

Aos meus avós, pelo carinho e dedicação para construção da base que propiciou este momento.

A Adne, parceira das mais loucas ideias, pela compreensão, amizade e amor durante todo o período de desenvolvimento deste trabalho.

A minha filha Edyne, por suas inquietudes mostrarem a possibilidade de novos caminhos.

A minha filha Ayla, por tornar todos os dias bons.

A minha sobrinha Lívia, por seus abraços cheios de muito carinho.

“O que prevemos raramente ocorre; o que menos
esperamos geralmente acontece.”
Benjamin Disraeli

RESUMO

MAGALHÃES, F. C. Proposição de um modelo para penetração de íons cloreto em concreto: estudos dos parâmetros intervenientes e análise probabilística. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

Garantir a durabilidade e estimar a vida útil das estruturas de concreto armado está entre as maiores preocupações da cadeia produtiva da construção civil. Quando inserido em ambientes marinhos agressivos o concreto fica sujeito ao ataque de cloretos, o que tende a desencadear um processo de corrosão das armaduras. As avaliações da estimativa de vida útil baseadas em abordagens determinísticas, apesar do grande número de modelos propostos, frequentemente apresentam pouca precisão em virtude das incertezas envolvidas em todo o processo de deterioração. Neste sentido, os modelos probabilísticos se apresentam como um importante mecanismo capaz de representar de forma mais realística todos os parâmetros envolvidos. No entanto, ainda faltam estudos relacionados a proposições probabilísticas que avaliem a variação da concentração superficial e do coeficiente de difusão ao longo da vida da estrutura de concreto. Esta pesquisa apresenta um modelo probabilístico de penetração de íons cloreto, baseado na solução da 2ª Lei de Fick, considerando-se as variações da concentração superficial e da difusibilidade ao longo do tempo, além da introdução de parâmetros que influenciam no coeficiente de difusão do concreto. Foi proposto um modelo, e este foi calibrado de acordo com dados experimentais de diferentes pesquisadores, como o objetivo de estimar a vida útil no estado limite de serviço de elementos estruturais. O método de Monte Carlo (MCS) foi adotado para a determinação do índice de confiabilidade (β). Os resultados mostram que uma ampliação do cobrimento de 50 mm para 60 mm, considerando uma probabilidade de falha de 5%, proporciona uma elevação de 40 % no índice de confiabilidade, sem a necessidade de alteração das características dos materiais adotados, ocasionando uma elevação média da vida útil da estrutura em 30 anos. Fato que demonstra a importância de se adotar mecanismos probabilísticos de avaliação da durabilidade, definindo uma probabilidade preestabelecida de falha ou, em outras palavras, o conceito de vida útil característica.

Palavras-chave: penetração de cloretos; durabilidade; análise probabilística.

ABSTRACT

MAGALHÃES, F. C. Proposition of a model for penetration of chloride ions in concrete: studies of intervening parameters and probabilistic analysis. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

Ensuring durability and estimating the useful life of reinforced concrete structures is among the major concerns of the civil construction production chain. When inserted in aggressive marine environments the concrete is subject to chloride attack. This chloride tends to start a corrosion process of the reinforcement. The useful life estimates are usually based on deterministic approaches. Despite a large number of proposed models, they often present little precision due to the uncertainties involved in the entire process of deterioration. In this sense, probabilistic models are an important mechanism capable of representing in a more realistic way all the associated parameters. This research presents a probabilistic model of chloride ion penetration, based on Fick's second law solution, considering the variations of surface concentration and diffusibility over time. A model was proposed to estimate the profile of chloride penetration into concrete accurately, and this was calibrated according to experimental data from different researchers. This model was then employed with the objective of estimating the useful life in the service limit state of structural elements. The Monte Carlo Simulations (MCS) was adopted for determining the reliability index (β). Results of the analysis show that an increase of the concrete cover from 50 mm to 60 mm, considering a probability of failure of 5%, provides a 40% increase in the reliability index, without the need to change the characteristics of the materials. This process results in an average elevation of the structure's life in 30 years. This fact demonstrates the importance of adopting probabilistic mechanisms for durability evaluation, defining a pre-established probability of failure or, in other words, the concept of characteristic useful life.

Key-words: chlorides penetration; durability; probabilistic analysis.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS.....	IV
LISTA DE QUADROS	X
LISTA DE TABELAS.....	XI
LISTA DE FIGURAS	XIII
1 INTRODUÇÃO	20
1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA	23
1.2 QUESTÕES DE PESQUISA	26
1.3 OBJETIVOS DA PEQUISA.....	26
1.3.1 Objetivo Geral	26
1.3.1 Objetivos Específicos	27
1.4 PRESSUPOSTO.....	27
1.5 DELIMITAÇÕES	27
1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	28
2 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL.....	29
2.1 AÇÃO DOS ÍONS CLORETO	30
2.1.1 Mecanismos de transporte	30
2.1.2 Modelos de iniciação.....	36
2.1.3 Difusão de íons cloreto.....	37
2.1.4 Principais fatores que influenciam no processo de difusão.....	39
3 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	59
3.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS QUE VISAM A DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS	59
3.1.2 Microambientes dentro de uma mesma classe de agressividade ambiental.....	65

3.2 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	67
3.2.1 Conceitos de confiabilidade estrutural	69
3.2.2 Obtenção do índice de confiabilidade	75
3.3 A CONFIABILIDADE APLICADA À PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS	80
3.3.1 Critérios de Falha	81
3.3.2 Índice de confiabilidade alvo e a probabilidade de falha em termos de durabilidade	83
3.3.3 Conceitos de vida útil característica.....	84
3.3.4 Aplicações da teoria da confiabilidade à durabilidade.....	85
4 PROCEDIMENTO METODOLOGICO.....	88
4.1 FASE 1: MODELAGEM DO PROBLEMA	90
4.2 FASE 2: DETALHAMENTO DOS AMBIENTES ANALISADOS E VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO	93
4.2.1 Estrutura Analisada por Pang e Li (2016).....	94
4.2.2 Estrutura Analisada por Guimarães (2000).....	97
4.2.3 Razão entre resultados experimentais e de simulação computacional.....	106
4.3 FASE 3: CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS DO PROBLEMA	108
4.3.1 Concentração superficial de cloretos.....	109
4.3.2 Concentração crítica de cloretos	109
4.3.3 Coeficiente de difusão de cloretos	109
4.3.4 Cobrimento e as propriedades geométricas dos elementos estruturais	118
4.3.5 Estimativa de erro do modelo.....	119
4.3.6 Resumo das propriedades estatísticas das variáveis básicas consideradas no problema	122
4.4 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	122
5 FASE 4: ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO PROCESSO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS.....	125
5.1 ANÁLISE DO PONTO PS-ZTN	125

5.2 ANÁLISE DO PONTO ES-ZPNRM.....	131
5.3 ANÁLISE DO PONTO EI-ZPRMN.....	136
5.4 ANÁLISE GERAL DOS PONTOS.....	141
5.5 FASE 5: AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO E VIDA ÚTIL CARACTERÍSTICA DA ESTRUTURA ESTUDADA.....	145
5.6 FASE 6: AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA.....	152
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	160
6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	160
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	162
REFERÊNCIAS	164
APÊNDICE – RESULTADOS.....	178
APÊNDICE A – CORRELAÇÃO ENTRE A CONCENTRAÇÃO DE CLORETOS NO INTERIOR DO CONCRETO E AS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS CONSIDERADAS.....	179

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a/c	relação água / cimento
f_R	função densidade de probabilidade de R
$f_{R,S}$	função densidade de probabilidade na forma conjunta de R e S
f_S	função densidade de probabilidade de S
$g(\mathbf{X})$	função de desempenho
h	altura ou penetração da água no capilar
$h(x)$	função densidade de probabilidade conjunta das distribuições de importância
k	coeficiente de permeabilidade da água no concreto
n	viscosidade da água
p	coeficiente definido de forma empírica
q_{fluido}	volume de fluxo do fluido
qm	fluxo de íons.
q_m	fluxo de substâncias
r	raio do capilar
t	tempo
t_0	idade de início da exposição (anos)
x	profundidade de penetração de íons cloreto
v	tensão superficial da água

y massa específica da água

Letras romanas maiúsculas

A_d absorção de água em relação a massa seca do testemunho (%)

A_{max} absorção máxima (%)

C concentração da substância no fluido

C_{Crit} concentração crítica de cloretos considerada limite para dar início ao processo de corrosão

$C(x,t)$ concentração de íons cloreto em relação à massa de cimento na profundidade x a partir da superfície do concreto em um dado tempo t (%)

C_0 concentração inicial de íons cloreto no interior do concreto do componente estrutural (%)

$C_{máx}$ concentração máxima do cloreto camada superficial do concreto

C_s concentração superficial de cloreto

$C_{s,p}(t)$ concentração superficial de cloretos (%)

E_a energia aparente de ativação

D coeficiente de difusão

D_0 coeficiente de difusão do concreto, obtido na condição saturada com referência à idade t

D_1 coeficiente de difusão do concreto considerando-se as condições de exposição no microambiente

D_{SAT} coeficiente de difusão relativa à condição de saturação

D_c coeficiente de difusão

D_T	difusividade efetiva a temperatura T
D_{T_0}	difusividade efetiva a temperatura T_0
e_{mod}	Erro do modelo
F	constante de Faraday
F_R	função de distribuição acumulada de R
FS	fator de segurança
$G(x,t)$	função estado limite
H	pressão de água
J	velocidade de transporte de massa
L	espessura do elemento
M	função margem de segurança
M_d	massa total obtida na pesagem do testemunho
M_s	massa seca do testemunho
N	Distribuição normal
LN	Distribuição Lognormal
P_f	probabilidade de falha
Q	vazão de água percolada
R	capacidade resistente
R_C	coeficiente de correção devido à influência do tipo de cimento utilizado
R_g	constante dos gases
R_{GS}	coeficiente de correção devido à influência do grau de saturação no concreto

R_{SC} coeficiente de correção devido à influência da superfície exposta em relação à concretagem

R_T coeficiente de correção devido à influência da temperatura ambiente

S solicitações

T temperatura absoluta

V voltagem;

V_{MODELO} coeficiente de variação do erro proporcionado pelo modelo

V_{LOTE} coeficiente de variação dos resultados obtidos via simulação considerando-se as variáveis do sistema

V_{ENSAIO} coeficiente de variação dos resultados obtidos experimentalmente

V_p velocidade de percolação da água

Letras gregas minúsculas

Φ distribuição de probabilidades acumulada

β índice de confiabilidade

Ψ_p funções psi p

μ_M margem de segurança

μ_M valor esperado da margem de segurança

μ_R valor médio da carga de ruptura de uma estrutura

μ_S valor médio da ação sobre uma estrutura

σ_M desvio padrão da margem de segurança

σ_R desvio padrão da carga de ruptura de uma estrutura

σ_S desvio padrão da ação sobre uma estrutura

Abreviaturas e siglas

ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BS	<i>British Standard</i>
CA	Concreto Armado
CAA	Classes de agressividade ambiental
CEB	<i>Comité Euro-Internationale du Béton</i>
CDF	Função Densidade Probabilidade
CP	Concreto Protendido
DIN	<i>Deutsches Institut für Normung</i>
EHE	<i>Instrucción Española del Hormigón Estructura</i>
ELF	Estado limite de fadiga
ELS	Estado limite de serviço ou de utilização
ELU	Estado limite último ou de ruína
EN	<i>European Standard</i>
FIB	<i>Fédération Internationale Du Béton</i>
FIP	<i>Fédération Internationale De La Précontrainte</i>
FORM	<i>First order reliability method</i>
GS	Grau de saturação

IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
JCSE	<i>Japanese Society of Civil Engineers</i>
PS	viga do paramento ponto superior
PI	viga de paramento na face vertical
EI	estaca prancha ponto inferior
ES	estaca prancha ponto superior
ZTN	Zona totalmente de névoa
ZPN	Zona predominantemente de névoa
ZPNRN	Zona predominantemente de névoa, de respingo e de maré
ZPRMN	Zona predominantemente de respingo, de maré e de névoa
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
MCS	<i>Monte Carlo Simulation</i>
NBR	Norma Brasileira
PPGCI	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura
Tecon	Terminal de Contêineres
SUPRG	Superintendência do Porto de Rio Grande
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USA	Estados Unidos da América

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Características das microzonas em ambiente marítimo (Adaptado: HELENE, 1993; MEHTA e MONTEIRO, 2008; BALESTRA <i>et al.</i> 2017; BRETANHA, 2004; SOUZA, 2005).....	65
Quadro 3.2 – Correspondência entre a localização da estrutura de concreto e o tipo de deterioração observado (CEB, 1992, HELENE, 1993; MEHTA E MONTEIRO, 2008; GUIMARÃES, 2000 e ANDRADE, 2001)	67
Quadro 3.3 – Incertezas no processo de avaliação da confiabilidade (Adaptado: MELCHERS e BECK, 2018)	68
Quadro 3.4 – Estados limites típicos para estruturas (Adaptado: MELCHERS e BECK, 2018)	69
Quadro 4.1 – Microambientes identificados na análise (BRETANHA, 2004).....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Concentração superficial de cloretos na superfície do concreto (Adaptado: DUPRAT 2004 e 2007 <i>apud</i> PELLIZZER, 2015).....	47
Tabela 2.2 – Quantidade de cloretos em relação a diversos teores de C ₃ A (Adaptado: RASHEEDUZZAFAR <i>et al.</i> , 1990).....	54
Tabela 2.3 - Coeficiente de difusão de cloretos (Adaptado: MEIRA, 2004).	55
Tabela 2.4 – Teores limites de cloretos para diversas normas (Adaptado: FIGUEIREDO, 2011).....	57
Tabela 3.1 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA) (Adaptado: NBR 6118, 2014).....	60
Tabela 3.2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Adaptado: NBR 12655, 2015)	60
Tabela 3.3 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal do concreto para $\Delta_C = 10$ mm (Adaptado: NBR 6118, 2014).....	61
Tabela 3.4 – Teor máximo de íons cloreto para a proteção das armaduras de concreto (NBR 12655, 2015).....	62
Tabela 3.5 – Categorias e classes de exposição das estruturas (Adaptado: ACI 318, 2014) ...	62
Tabela 3.5 – Categorias e classes de exposição das estruturas (Adaptado: ACI 318, 2014) ...	63
<i>continuação</i>	63
Tabela 3.6 – Requisitos mínimos em função da classe de exposição (Adaptado: ACI 318, 2014).....	63
Tabela 3.7 – Classes de exposição relacionadas com as condições ambientais (Adaptado: CEB <i>fib</i> Model Code 2010)	64
Tabela 3.8 – Requisitos mínimos em função da classe de exposição (Adaptado: CEB <i>fib</i> Model Code 2010).....	64
Tabela 3.9 – Índice de confiabilidade alvo de acordo com a idade da estrutura considerando-se consequências de média gravidade (Adaptado: EN 1990, 2002).....	83
Tabela 4.1 – Traços dos concretos avaliados (PANG e LI, 2016).	95
Tabela 4.2 – Caracterização dos agregados (ECISA <i>apud</i> GUIMARÃES, 2000).	99
Tabela 4.3 – Propriedades do cimento CP IV-32 (ECISA e DIAS (1996) <i>apud</i> GUIMARÃES, 2000).....	99

Tabela 4.4 – Traços dos concretos avaliados (GUIMARÃES, 2000).....	100
Tabela 4.5 – Teores de íons cloretos (%) em relação à massa de cimento (GUIMARÃES, 2000).....	102
Tabela 4.6 Teste de Kolmogorov-Smirnov para a verificação da aderência dos resultados de grau de saturação (GS) para o ponto PS – ZTN (GUIMARÃES, 2005)	112
Tabela 4.7 Valores médios de R_{GS} obtidos por Guimarães (2005)	113
Tabela 4.8 Valores médios de R_T , para os pontos PS, ES e EI (GUIMARÃES, 2000).	115
Tabela 4.9 Ensaio de penetração de íons cloretos: média dos resultados para idade de 28 dias (GUIMARÃES <i>et al.</i> , 1999).	117
Tabela 4.10 Valores da correção devido à diferença da posição da superfície exposta em relação a concretagem (R_{SC}) para os pontos PS, ES e EI (GUIMARÃES <i>et al.</i> , 1999).	117
Tabela 4.11 – Parâmetros e distribuição de probabilidades das variáveis utilizadas na avaliação da confiabilidade dos elementos estruturais sujeitos ao ataque de cloretos.....	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Perfil de concentrações para o estado estacionário (JASTRZEBSKI,1987 <i>apud</i> GUIMARÃES, 2000).....	34
Figura 2.2 – Perfil de concentrações para o estado não estacionário (JASTRZEBSKI,1987 <i>apud</i> GUIMARÃES, 2000).....	35
Figura 2.3 – Modelos matemáticos de determinação do processo de iniciação da corrosão de armaduras ocasionado pela ação de íons cloreto.....	36
Figura 2.4 – Influência da distância em relação à costa na concentração superficial de cloretos (YANG <i>et al.</i> , 2017).....	41
Figura 2.5 – Teor de cloretos nas camadas mais externas de estruturas de concreto em relação à distância da água do mar em Rio Grande – RS (NUNES, 2006).....	42
Figura 2.6 – Modelo da influência da altura em relação ao nível do mar sobre o valor de Cs (GUIMARÃES <i>et al.</i> , 2007).	43
Figura 2.7 – Influência da velocidade do vento na concentração superficial de cloretos (YANG <i>et al.</i> , 2017).....	43
Figura 2.8 – Relação entre a concentração superficial de cloretos e o tempo de exposição para diferentes ambientes (SWAMY <i>et al.</i> , 1994 <i>apud</i> ANDRADE, 2001)	44
Figura 2.9 – Relação entre a concentração superficial de cloretos e o tempo de exposição da estrutura (UJI <i>et al.</i> , 1990 <i>apud</i> FREDERIKSEN <i>et al.</i> , 2008)	45
Figura 2.10 – Variação da concentração superficial de cloretos no tempo em diferentes condições de exposição (COSTA e APPLETON, 1999).....	46
Figura 2.11 – Concentração superficial de cloretos ao longo de um período de 1 ano para diferentes traços e distâncias da costa (BORBA JR., 2011)	48
Figura 2.12 – Relação entre o grau de saturação e o coeficiente de difusão do concreto (MERCADO-MENDOZA <i>et al.</i> , 2013).....	50
Figura 2.13 – Relação entre o grau de saturação do concreto (saturation) e o coeficiente de difusão relativo ao coeficiente de difusão da pasta saturada – D/D_{SAT} (Adaptado: MARTYS, 1999).....	50
Figura 2.14 – Correlação entre o grau de saturação e o coeficiente de difusão de cloretos (Adaptado: GUIMARÃES, 2000).....	51
Figura 2.15 – Influência da relação água/cimento no coeficiente efetivo de difusão de cloretos em pastas de cimentos (MACDONALD e NORTHWOOD, 1995)	52

Figura 2.16 – Rede de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes graus de saturação (GUIMARÃES, 2000)	53
Figura 2.17 – Esquema de variação do teor de cloretos em função da qualidade do concreto e a umidade ambiente (CEB – FIB, Bulletin 183,1992)	58
Figura 3.1 – Representação esquemática das zonas de agressividade marinha. (Adaptado DURACRETE, 1999).....	66
Figura 3.2 – Função densidade de probabilidade da capacidade resistente (R) e dos esforços solicitantes (S) (Adaptado: Ang e Tang, 2007)	72
Figura 3.3 – Função de densidade de probabilidades fM da margem de segurança (Adaptado: Ang e Tang, 2007).....	73
Figura 3.4 – Relação entre o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (P_f)	74
Figura 3.5 – Análise de confiabilidade com variáveis dependentes do tempo (Adaptado: GJØRV, 2015).....	75
Figura 3.6 – Representação da definição da função de desempenho para um sistema de duas variáveis	76
Figura 3.7 – Representação gráfica do método FORM (Adaptado: SAGRILO, 1994).....	77
Figura 3.8 – Modelo esquemático do método de simulação de Monte Carlo considerando-se duas variáveis de entrada (Adaptado: NOGUEIRA, 2006)	78
Figura 3.9 – Nuvens de pontos do problema.....	79
Figura 3.10 – Perfil de confiabilidade (Adaptado: THOFT-CHRISTENSEN, 2001)	82
Figura 3.11 – Função densidade probabilidade da vida útil e vida útil característica no ELS de um elemento de concreto armado sujeito à penetração de cloretos	85
Figura 3.12 – Concentração de cloretos na profundidade da armadura em função da idade a partir da qual uma probabilidade pré-estabelecida de falha é admitida ($P_f = F\%$)	85
Figura 4.1 – Resumo do processo metodológico adotado na elaboração do presente trabalho	89
Figura 4.2 – Representação gráfica do perfil de concentração de cloretos em relação ao cobrimento da armadura em um tempo t	91
Figura 4.3 – Localização geográfica das estruturas analisadas. (Adaptado: PANG e LI, 2016).	94
Figura 4.4 – Perfil representativo das estruturas analisadas (Adaptado: PANG e LI, 2016).	95

Figura 4.5 – Perfil de concentração de cloretos obtidos pelo modelo e dados experimentais do ponto HPW4.....	96
Figura 4.6 – Perfil de concentração de cloretos obtidos pelo modelo e dados experimentais do ponto HPW9.....	96
Figura 4.7 – Terminal de Contêineres, Superporto do Rio Grande (SUPRG, 2011).....	97
Figura 4.8 – Localização geográfica da estrutura analisada (Adaptado: SUPRG, 2011).	97
Figura 4.9 – Perfil da estrutura do cais e localização dos pontos de coleta (Adaptado: GUIMARÃES, 2000). PS – viga do paramento ponto superior; EI – estaca prancha ponto inferior; ES – estaca prancha ponto superior.	98
Figura 4.10 – Detalhamento da localização do ponto PS (Adaptado: GUIMARÃES, 2000). ..	98
Figura 4.11 – Altura média de respingo acima da maré alta para cada estação do ano obtida pelas medições diárias (Adaptado: BRETANHA, 2004).....	101
Figura 4.12 – Localização da estrutura portuária na Laguna dos Patos (GOOGLE MAPS, 2018).....	101
Figura 4.13 – Perfil de penetração de cloretos nos pontos analisados no cais do Tecon (Adaptado: GUIMARÃES, 2000).....	103
Figura 4.14 – Mudança de escala do perfil de penetração de cloretos para perfis com valor máximo no interior do elemento analisado (ANDRADE <i>et al.</i> , 2015).....	103
Figura 4.15 – Perfil experimental e obtido pelo modelo para o ponto PS-ZTN	104
Figura 4.16 - Perfil experimental e obtido pelo modelo para o ponto ES-ZPNRM.....	104
Figura 4.17 - Perfil experimental e obtido pelo modelo para o ponto EI-ZPRMN.....	105
Figura 4.18 – Calibração do parâmetro p da função Ψ_p	105
Figura 4.19 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto HPW4.....	106
Figura 4.20 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto HPW9.....	106
Figura 4.21 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto PS-ZTN	107
Figura 4.22 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto ES-ZPNRM.....	107
Figura 4.23 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto EI-ZPRMN.....	107
Figura 4.24 – Histograma da relação $r = R_{\text{exp}}/R_{\text{mod}}$ para os pontos de concentração de cloretos analisados e aderência à curva Normal	108

Figura 4.25 – Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função da resistência à compressão (MPa).....	110
Figura 4.26 – Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função do tempo para concreto da classe: C30, C40 e C50.....	110
Figura 4.27 – Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função de um ambiente agressivo onde prepondera o risco de penetração de cloretos (Helene, 1994).	111
Figura 4.28 – Histograma dos resultados de grau de saturação (GS) obtidos para o ponto PS – ZTN por Guimarães (2005).....	113
Figura 4.29 – Variação do coeficiente de correção (R_{GS}) devido à influência do grau de saturação do concreto para concretos com a/c: 0,4; 0,5 e 0,6	114
Figura 4.30 – Histograma das temperaturas diárias durante o período considerado.....	115
Figura 4.31 – Variação do coeficiente de correção devido à influência da temperatura ambiente (R_T) para concretos com a/c: 0,4; 0,5 e 0,6	116
Figura 4.32 – Posição da extração dos corpos de prova (Guimarães <i>et al.</i> , 1999).....	116
Figura 4.33 – Variação do coeficiente de correção devido à superfície exposta em relação à concretagem (R_{SC}).....	118
Figura 4.34 – Histograma da estimativa de erro do modelo numérico utilizado na estimativa de concentração de íons cloreto	121
Figura 4.35 – Convergência estatística do valor esperado da concentração de cloretos em diferentes profundidades para o ponto PS-ZTN na idade de 22 anos	123
Figura 4.36 - Convergência estatística do desvio padrão da concentração de cloretos em diferentes profundidades para o ponto PS-ZTN na idade de 22 anos	123
Figura 5.1 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (PS-ZTN, 22 anos).....	126
Figura 5.2 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (PS-ZTN, 50 anos).....	126
Figura 5.3 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (PS-ZTN, 100 anos).....	127
Figura 5.4 – Correlação entre a concentração de cloretos no interior do concreto e as variáveis aleatórias consideradas ($x = 50$ mm, PS-ZTN, 22 anos).....	128
Figura 5.5 – Análise de sensibilidade do índice de confiabilidade com respeito às principais variáveis aleatórias do problema (PS-ZTN; $x = 50$ mm)	129

Figura 5.6 – Influência do cobrimento da armadura no índice de confiabilidade (β) para o ponto PS-ZTN	131
Figura 5.7 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (ES-ZPNRM, 22 anos)	132
Figura 5.8 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (ES-ZPNRM, 50 anos)	132
Figura 5.9 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (ES-ZPNRM, 100 anos)	133
Figura 5.10 – Correlação entre a concentração de cloretos no interior do concreto e as variáveis aleatórias consideradas ($x = 50$ mm, ES-ZPNRM, 22 anos)	134
Figura 5.11 – Análise de sensibilidade do índice de confiabilidade com respeito às principais variáveis aleatórias do problema (ES-ZPNRM; $x = 50$ mm)	135
Figura 5.12 – Influência do cobrimento da armadura no índice de confiabilidade (β) para o ponto ES-ZPNRM	136
Figura 5.13 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (EI-ZPRMN, 22 anos)	137
Figura 5.14 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (EI-ZPRMN, 50 anos)	137
Figura 5.15 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (EI-ZPRMN, 100 anos)	138
Figura 5.16 – Correlação entre a concentração de cloretos no interior do concreto e as variáveis aleatórias consideradas ($x = 50$ mm, EI-ZPRMN, 22 anos)	139
Figura 5.17 – Análise de sensibilidade do índice de confiabilidade com respeito às principais variáveis aleatórias do problema (EI-ZPRMN; $x = 50$ mm)	140
Figura 5.18 – Influência do cobrimento da armadura no índice de confiabilidade (β) para o ponto EI-ZPRMN	141
Figura 5.19 – Relação entre o índice de confiabilidade dos diferentes microambientes analisados em relação à profundidade de armadura	142
Figura 5.20 – Relação entre o índice de confiabilidade e o cobrimento da armadura para cada idade considerada em cada microambiente	143
Figura 5.21 – Relação entre o índice de confiabilidade e a relação água/cimento do ponto PS - ZTN	144
Figura 5.22 – Influência da probabilidade de falha admitida na vida útil característica, considerando-se diferentes profundidades de armadura	144

Figura 5.23 – Índice de confiabilidade vs probabilidade de falha (PS- ZTN para $x = 50$ mm)	146
Figura 5.24 – Índice de confiabilidade vs probabilidade de falha (ES-ZPNRM para $x = 50$ mm)	146
Figura 5.25 – Índice de confiabilidade vs probabilidade de falha (EI-ZPRMN para $x = 50$ mm)	147
Figura 5.26 – Histograma de tempo para a despassivação da armadura do ponto PS-ZTN, considerando-se uma probabilidade de falha preestabelecida de 5 % e ajuste à curva LogNormal ($t_k \cong 60$ anos)	149
Figura 5.27 – Vida útil do ponto PS-ZTN versus probabilidade preestabelecida de falha ($P_f = 5$ %, $t_k \cong 60$ anos)	149
Figura 5.28 – Histograma de tempo para a despassivação da armadura do ponto ES-ZPNRM, considerando-se uma probabilidade de falha preestabelecida de 5 % e ajuste à curva LogNormal ($t_k \cong 39$ anos)	150
Figura 5.29 – Vida útil do ponto ES-ZPNRM versus probabilidade preestabelecida de falha ($P_f = 5$ %, $t_k \cong 39$ anos)	150
Figura 5.30 – Histograma de tempo para a despassivação da armadura do ponto EI-ZPRMN, considerando-se uma probabilidade de falha preestabelecida de 5 % e ajuste à curva LogNormal ($t_k \cong 64$ anos)	151
Figura 5.31 – Vida útil do ponto EI-ZPRMN versus probabilidade preestabelecida de falha ($P_f = 5$ %, $t_k \cong 64$ anos)	151
Figura 5.32 – Efeito do coeficiente de variação das variáveis de entrada na dispersão da concentração de cloretos de acordo com o modelo proposto	153
Figura 5.33 – Efeito do coeficiente de variação das variáveis de entrada na concentração de cloretos de acordo com o modelo proposto	153
Figura 5.34 – Influência do grau de saturação do concreto no modelo proposto	155
Figura 5.35 – Influência da temperatura ambiente no modelo proposto	155
Figura 5.36 – Influência do percentual de adição no modelo proposto	156
Figura 5.37 – Influência da posição da superfície exposta em relação à superfície de concretagem no modelo proposto	156
Figura 5.38 – Influência do grau de saturação do concreto na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto	157

Figura 5.39 – Influência da temperatura ambiente na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto 157

Figura 5.40 – Influência do percentual de adição na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto 158

Figura 5.41 – Influência da posição da superfície exposta em relação à superfície de concretagem na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto 158

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos materiais de construção mais utilizados no mundo, principalmente devido a sua versatilidade, presente nas mais diferentes obras de engenharia, possui relevante importância na composição dos custos da indústria da construção civil e na economia mundial. Entretanto, as manifestações patológicas inerentes ao ambiente onde o elemento estrutural encontra-se localizado representam um grande desafio para projetistas e construtores, influenciando diretamente na durabilidade das estruturas.

O termo durabilidade pode ser definido como a capacidade de determinado elemento estrutural, produto ou material permanecer útil após um período prolongado de tempo e de utilização (fib Model Code, 2010). Desta forma, o estado limite de utilização, ou de serviço, se caracteriza pela perda do desempenho do elemento estrutural em decorrência do processo de deterioração. Já o estado limite último, ou de ruína, representa a perda total da capacidade estrutural da peça, inviabilizando sua utilização. A definição de qual o estado limite deve ser considerado é uma das tarefas na avaliação da modelagem da vida útil de uma estrutura.

“O conceito de durabilidade evoluiu muito nos últimos anos. Passou de mera constatação daquilo que “vence” ao tempo, para algo que mantém seus aspectos funcionais e propriedades fundamentais ao longo do tempo. Deixou de ser um conceito qualitativo, algo que se conquista ao acaso ou por métodos empíricos, para algo palpável e mensurável, por meio da inserção do conceito de vida útil.”
(CASCUDO, 2015)

Inúmeros são os mecanismos de deterioração de estruturas de concreto que acarretam o surgimento de manifestações patológicas cuja solução em alguns casos pode ser extremamente complexa. A NBR 6118 (ABNT, 2014) divide os mecanismos de deterioração em três tipos: os relativos ao concreto, os relativos à armadura e os relativos ao elemento estrutural propriamente dito. O primeiro caso refere-se aos mecanismos de deterioração causados, entre outros, por processos químicos, como lixiviação, ataques por sulfatos, reações

alcalinas e trocas iônicas. Os mecanismos de deterioração relativos à armadura referem-se ao processo de corrosão das barras de aço no interior do concreto. Já os mecanismos de deterioração da estrutura como um todo, dizem respeito às ações mecânicas, amplitude térmica, fluência, retração, impactos, sismos, entre outros.

Dentre estes mecanismos de deterioração de estruturas de concreto armado, destaca-se a corrosão das armaduras. Esta manifestação patológica está entre as mais encontradas nos elementos estruturais, sendo muitas vezes causada por mecanismos de deterioração do concreto, como o caso da penetração de íons cloreto. A importância do estudo de estruturas sob ataque destes íons se baseia no fato de uma grande parte da população mundial, e conseqüentemente as grandes construções, estarem situadas em regiões litorâneas, locais com elevada agressividade provocada pela presença de cloretos.

No caso do Brasil não é diferente, com uma extensão territorial costeira de 7.367 km abrangendo 17 estados e mais de quatrocentos municípios, possui uma população estimada de cerca de 50,7 milhões de pessoas, ou seja, 26% do total da população do território brasileiro (IBGE, Censo 2010). Outro ponto de destaque sobre a importância dos estudos são os portos localizados na costa brasileira, estes são estratégicos e constituem uma das principais infraestruturas de apoio ao comércio exterior, sendo responsáveis por cerca de 95 % da balança comercial do Brasil. Além disso, o conjunto destas infraestruturas podem ser considerados como uma possibilidade para a análise do comportamento das estruturas de concreto, localizadas ao longo de uma costa que apresenta uma grande variabilidade nas condições ambientais.

Neste cenário, segundo Dotto (2012), as obras públicas brasileiras, principalmente terminais portuários, pontes e viadutos, são as mais expostas ao processo de corrosão. E os gastos governamentais para recuperar estruturas danificadas podem chegar ao valor de R\$ 800 milhões por ano. Ainda segundo a autora o que acontece é que normalmente não são realizadas as inspeções periódicas e nem o monitoramento das estruturas de concreto armado. Assim, as intervenções são realizadas somente quando a estrutura já está com um processo de corrosão avançado, o que eleva consideravelmente os custos para a reabilitação.

Conforme relatam Hackl e Kohler (2016), o BRIME (*Bridge management in Europe*) apresentou um relatório no ano 2001 com o percentual de pontes de concreto armado afetadas por processo de deterioração. Na França o índice alcançou o valor de 39 %, na Alemanha o

índice foi de 37 %, na Noruega de 26 % e no Reino Unido de 30 %. Já nos Estados Unidos existem 614.387 pontes, sendo que quase 4 em cada 10 possui 50 anos ou mais. No ano de 2016, 9,1 % ou seja, 56.007 das pontes do país eram estruturalmente deficientes. Sendo que a estimativa mais recente considerando os impactos aos usuários e as necessidades de reabilitação projetam um gasto de aproximadamente US\$ 123 bilhões (ASCE, 2017).

As pesquisas acerca da durabilidade de elementos estruturais de concreto armado cresceram de forma acelerada desde as últimas décadas do século passado. A partir deste período, foram publicados os primeiros trabalhos de diferentes pesquisadores (GJØRV e VENNESLAND, 1979; TUUTTI, 1982; HELENE, 1986; ANDRADE, 1992; THOFT-CHRISTENSEN, 1997; FRANGOPOL *et al.*, 1997; LIU e WEYERS, 1998; SATO, 1998 e IRASSAR *et al.*, 1999), objetivando prever a vida útil de estruturas. Estes estudos tinham como objetivo avaliar as condições das construções já executadas, bem como estabelecer critérios capazes de tornar novas estruturas duráveis em relação ao ambiente no qual seriam construídas.

Aualmente o tema apresenta uma importância relevante, pois a durabilidade e a previsão vida útil das estruturas de concreto armado ainda configuram um dos principais desafios enfrentados pela indústria da construção civil, principalmente em virtude da carência de abordagens úteis ao exercício profissional. Neste sentido diversos pesquisadores (VU e STEWART, 2000; MELCHERS E LAWANWISUT, 2008; ZHANG E CHEUNG, 2013; NERI, 2013; FLINT *et al.*, 2014; PELLIZZER, 2015; SAMARAKOON e SAELENSMINDE, 2015; GJØRV, 2015; HOMAN *et al.*, 2016; PANG e LI, 2016; YU *et al.*, 2017; VERA *et al.*, 2017; ZEYAD *et al.*, 2017; HYEOK-JUNG *et al.*, 2017 e ZUQUAN *et al.*, 2018) focam seus estudos principalmente na elaboração de modelos capazes de simular o processo de iniciação por ataque de cloretos para uma correta previsão da vida útil de estruturas de concreto.

As incertezas decorrentes do processo de deterioração das estruturas tendem a influenciar de forma decisiva a tomada de decisões acerca da probabilidade de falha e, conseqüente a confiabilidade das estruturas. Inferir sobre a vida útil em termos probabilísticos torna-se, portanto uma alternativa para a avaliação prévia de projetos estruturais, bem como para a inspeção de estruturas já executadas. Neste sentido, a estimativa do índice de confiabilidade, relacionado à probabilidade de falha de determinado elemento estrutural torna-se fundamental para a garantia as demandas modernas de longevidade, durabilidade e sustentabilidade das estruturas de concreto. Entretanto, a carência de bancos de dados ainda

constitui um dos principais fatores que restringem a avaliação da vida útil das estruturas de concreto apenas ao desenvolvimento de modelos puramente empíricos ou determinísticos.

Nesta linha, Bentz (2003) apresentou uma técnica baseada no método de Monte Carlo para a modelagem do processo de penetração de cloretos no concreto; contribuindo para o aumento do uso da abordagem probabilística para a determinação do tempo em que ocorre a despassivação das armaduras. Por considerar as incertezas envolvidas no processo, o autor conclui que os modelos probabilísticos são capazes de determinar resultados mais precisos do fenômeno estudado.

Da mesma forma, Lorensini (2006) demonstrou que, devido às incertezas envolvidas no processo de deterioração, uma estimativa da vida útil pode ser feita apenas em termos probabilísticos. Neste sentido, o autor definiu para efeito de projeto o conceito de vida útil característica; correspondente a uma determinada probabilidade de que esta vida útil não venha a ser alcançada.

Helene (2015 *apud* Gjörv, 2015) complementa, afirmando que uma das maiores dificuldades na atualidade da engenharia de estruturas de concreto é conseguir, com certa confiança, introduzir a durabilidade no projeto estrutural. Segundo o pesquisador, falta um banco de dados seguro, faltam ensaios coerentes, sejam eles acelerados ou de longa exposição, faltam informações consistentes de campo, obtidas de obras existentes, faltam exemplos didáticos. Além disso, afirma que, no caso de estruturas em ambientes de severa agressividade, nos quais a durabilidade é ainda mais crítica e decisiva, a carência de dados é ainda maior. Desta forma, o presente trabalho busca suprir parte desta lacuna, apresentando um modelo para a penetração de íons cloreto no concreto que permite a avaliação da durabilidade em termos probabilísticos. Alia-se também a apresentação de resultados de campo de alguns pesquisadores e a avaliação dos principais parâmetros envolvidos no mecanismo de deterioração por cloretos.

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

O processo de corrosão de uma estrutura de concreto armado é, geralmente, dividido em dois estágios – iniciação e propagação. A iniciação refere-se ao período de ingresso dos

íons até a chegada do momento em que o teor de cloretos passa ser igual ou superior à concentração considerada crítica e capaz de desencadear o processo de despassivação das armaduras. O período de propagação, por sua vez, diz respeito ao processo de corrosão e fissuração decorrentes da evolução do despassivação da armadura. Na comparação, o período de propagação é consideravelmente menor quando comparado ao período de iniciação, fato que justifica a importância dos estudos focados no período de iniciação (YU et al., 2017).

A norma de desempenho NBR 15575 (ABNT, 2013) considera que os elementos responsáveis pela estabilidade global das estruturas devem ser projetados e construídos de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizados conforme preconizado em projeto e submetidos a intervenções periódicas de manutenção e conservação, segundo instruções contidas no manual de operação, uso e manutenção, devem manter sua capacidade funcional durante toda a vida útil.

Os conceitos de durabilidade se estendem por uma série de mecanismos e fatores que relacionam a qualidade executiva empregada, o desempenho dos materiais utilizados, bem como das condições previamente fixadas de inspeção e manutenção preventiva, passando pelas condições ambientais de exposição da construção.

No entanto, uma das maiores dificuldades enfrentadas pelo projetista de estruturas é estabelecer um nível de segurança e durabilidade de forma precisa. Isto ocorre pela dificuldade de se estimar alguns parâmetros fundamentais, quando na fase de projeto. A durabilidade de um elemento estrutural depende, além das características da estrutura das condições ambientais a que esta será submetida.

A maioria dos modelos atuais de estimativa vida útil de estruturas de concreto armado submetidas ao ataque de cloretos produz apenas um único tempo determinístico para o início da corrosão. Bentz (2003) complementa afirmando que a desconsideração das modelagens probabilísticas do processo de deterioração por cloretos é, por vezes, devido à dificuldade de compreensão, além do fato de poder apresentar lentidão no processo de cálculo e de resultar em valores limitados devido à forte dependência dos parâmetros de entrada assumidos.

No caso das características da estrutura, as incertezas surgem em decorrência da variabilidade dos parâmetros mecânicos dos materiais, das variações dos carregamentos impostos, da imprecisão dos modelos matemáticos adotados, entre outros. No caso das

condições de exposição as dificuldades de estimativa são ainda maiores, uma vez que não se têm, na grande maioria dos casos, estudos prévios sobre os principais parâmetros ambientais.

O número elevado de variáveis que compõe o sistema de deterioração por corrosão de uma estrutura de concreto armado faz com que se torne praticamente impossível garantir, em um único projeto de pesquisa, a avaliação de todos os parâmetros. O maior limitante responsável por esta afirmação diz respeito à ausência de dados experimentais de estruturas reais nas quais uma grande quantidade de parâmetros pode ser calibrada e avaliada. Por exemplo, têm-se inúmeros trabalhos apresentando a variação da difusibilidade de cloretos devido à influência da adição de diversos tipos de materiais ao concreto (BAMFORTH, 1999; THOMAS e BAMFORTH, 1999; CHAN *et al.*, 2000; CHALEE *et al.*, 2009; LEHNER *et al.*, 2018; LI e YE, 2018). Outros apresentam resultados de análises envolvendo questões ligadas à composição do traço, características físicas e químicas do concreto ou às condições ambientais onde a estrutura está inserida (MARTYS, 1999; GUIMARÃES, 2000; PANG e LI, 2016; NGUYEN, *et al.*, 2017; YU *et al.*, 2017; WANG, *et al.*, 2018). Há ainda outros que buscam uma análise temporal do fenômeno, buscando apresentar dados de penetrações de cloretos em diferentes idades (NUNES, 2006; CHALEE *et al.*, 2009; AUDENAERT *et al.*, 2010; SILVA, 2010; PANG e LI, 2016). Ocorre que, obviamente pela complexidade de análise conjunta de todos os parâmetros, não se consegue estabelecer uma visão geral e completa do fenômeno e suas características. Além disso, embora fosse possível tal feito, ainda se teria dados vinculados a um único ambiente; necessitando, portanto de uma generalização dos dados para a análise em outras situações. Cascudo (2015) complementa afirmando que as abordagens da durabilidade, antes baseadas em avaliações sintomáticas, caminham para uma abordagem baseada no desempenho.

Pelo exposto, se estabelece a importância de estudos sistêmicos do processo de deterioração por penetração de íons cloreto no concreto, capazes de avaliar da forma mais precisa os fenômenos presentes no processo. Neste sentido a adoção de análise probabilísticas, considerando todas as variáveis envolvidas e suas variações, possui maior capacidade de representação realística da durabilidade de dada estrutura.

Existem quatro formas de estimar a vida útil de um determinado elemento estrutural: por fatores parciais de segurança, por métodos prescritivos, por meio de medidas protetivas adicionais ou por via probabilística (ISO 16204, 2012).

O princípio dos fatores de segurança é adotado no dimensionamento estrutural pela NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelecendo parâmetros de majoração ou minoração de variáveis solicitantes e resistentes (valores característicos), respectivamente, de acordo com uma probabilidade de falha previamente definida. Na durabilidade, no entanto não apresenta uso corrente. O processo prescritivo é adotado atualmente pela maioria dos referenciais normativos, inclusive a NBR 6118 (ABNT, 2014), através da especificação de a/c máximo, cobrimentos e resistências mecânicas mínimos, entre outros. A NBR 6118 (ABNT, 2014) também utiliza medidas protetivas adicionais como forma de garantir a vida útil. Esta norma trata isto como medidas especiais, especificando soluções como revestimentos, pinturas, proteções catódicas, entre outras.

O processo probabilístico de avaliação da durabilidade surge como uma alternativa aos métodos anteriores, permitindo uma análise mais abrangente das variações nas características dos agentes desencadeadores do processo de deterioração. Trata-se de uma metodologia capaz de representar de forma mais realística o complexo mecanismo de deterioração de uma estrutura de concreto (BENTZ, 2010; LI e YE, 2018).

1.2 QUESTÕES DE PESQUISA

Qual o efeito do processo de deterioração de uma estrutura de concreto armado sujeita ao ataque por íons cloreto sobre a probabilidade de falha e consequente índice de confiabilidade no estado limite de serviço? Quais os parâmetros decisivos na análise deste processo? Qual a contribuição proporcionada pela análise probabilística na avaliação da vida útil de estruturas de concreto armado?

1.3 OBJETIVOS DA PEQUISA

1.3.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo a proposição de um modelo do processo de iniciação da penetração de íons cloreto em concretos a partir do estudo dos parâmetros intervenientes e análise probabilística da vida útil no estado limite de serviço de estruturas de concreto armado sujeitas ao ataque por cloretos.

1.3.1 Objetivos Específicos

Entre os objetivos específicos busca-se: (1) propor um modelo de previsão do processo de iniciação e realizar a validação empregando dados experimentais de obras de infraestrutura portuária; (2) realizar uma análise paramétrica da influência das principais variáveis envolvidas no processo de iniciação; (3) apresentar uma análise da vida útil em termos probabilísticos, discutindo o conceito de vida útil característica.

1.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem como pressuposto que as incertezas decorrentes do processo de deterioração das estruturas tendem a influenciar de forma decisiva a tomada de decisões acerca da probabilidade de falha e, conseqüentemente, a confiabilidade das estruturas. Inferir sobre a vida útil em termos probabilísticos torna-se, portanto, uma alternativa para a avaliação prévia de projetos estruturais, bem como para a inspeção de estruturas já executadas. Neste sentido, a estimativa do índice de confiabilidade, relacionado à probabilidade de falha de determinado elemento estrutural torna-se fundamental para a garantia de qualidade e desempenho das construções.

1.5 DELIMITAÇÕES

Esta pesquisa apresenta como delimitação (1) a avaliação da fase de iniciação da penetração de íons cloreto em estruturas de concreto até o estado limite de serviço, não sendo considerados os efeitos decorrentes do processo de propagação da deterioração; (2) considerar o processo de difusão o mecanismo predominante do fenômeno. (3) toma-se como unidirecional o mecanismo de penetração de íons no concreto. (4) a não consideração dos fenômenos que podem ocorrer paralelamente ao ataque por cloretos, tais como a carbonatação e fissuração. Estes ações tendem a modificar a microestrutura do concreto, podendo ocasionar elevada influência na penetrabilidade de agentes agressivos; (5) em termos dos materiais, as considerações limitam-se aos concretos de classes de resistência pertencentes ao Grupo I. (6) foram analisadas somente obras de infraestrutura portuária.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente pesquisa está apresentada em seis capítulos, sendo este o primeiro, no qual são discutidas as considerações iniciais do tema, bem como os objetivos, limitações e a importância do projeto proposto.

No capítulo 2 são apresentados os principais fatores que influenciam no processo de penetração de íons cloreto no concreto. É realizada uma revisão dos trabalhos desenvolvidos por diferentes pesquisadores na temática estudada.

O terceiro capítulo apresenta questões relacionadas à análise de confiabilidade de elementos estruturais. São discutidos métodos de avaliação da probabilidade de falha, bem como apresentadas questões normativas que visam à durabilidade do concreto.

No quarto capítulo é exposta a metodologia adotada no presente trabalho. Apresenta-se o modelo de análise probabilística proposto, bem como as principais variáveis consideradas na avaliação e a distribuição de probabilidades admitidas para cada uma destas.

O capítulo 5 apresenta os principais resultados oriundos da avaliação de confiabilidade realizada, a aplicação do modelo proposto, assim como uma breve análise dos dados obtidos.

O sexto capítulo apresenta as principais conclusões obtidas com a realização do trabalho, além de perspectivas e sugestões para prosseguimento dos estudos.

Após, são apresentadas as referências utilizadas na construção do trabalho e, na sequência, têm-se a seção de Apêndices.

2 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL

A durabilidade do concreto armado está relacionada às propriedades dos materiais e à sua exposição ao longo do tempo, em um dado ambiente e depende de diferentes fatores ligados à fase de projeto, produção e caracterização dos insumos, preparação do concreto, execução da estrutura e manutenções preventiva e corretiva. Sendo fundamental para a vida útil de uma edificação (APOSTOLOPOULOS e PAPADAKIS, 2008; HACKL e KOHLER, 2016).

Segundo a ISO 13823 (2008), o conceito de durabilidade pode ser descrito como a capacidade de uma estrutura ou de seus componentes de satisfazer, com dada manutenção planejada, os requisitos de desempenho do projeto, por um período específico de tempo sob influência das ações ambientais, ou como resultado do processo de envelhecimento natural. Desta forma, a expectativa de durabilidade de uma estrutura concreto deve ser avaliada por meio da utilização de modelos que representem os processos de deterioração a qual está suscetível, de forma que, para garantias do projeto, requer-se a utilização de metodologias de previsão de vida útil (fib 53, 2010).

Neste contexto a estimativa do tempo decorrido até a depassivação da armadura é uma questão fundamental na prevenção da corrosão e para manutenção da vida útil das estruturas de concreto armado. Desta forma, apesar dos danos estruturais só se tornarem visíveis após certo desenvolvimento do processo de corrosão, a ocorrência de depassivação da armadura pode ser considerada como o evento marco para o fim da vida útil. Tal consideração pode ser assumida como uma abordagem conservadora, que pode ser interessante, por exemplo, na fase de projeto e na elaboração de cronogramas de vistorias e manutenção da estrutura (VERA *et al.*, 2017).

Os diferentes ambientes de construção das estruturas constituem um dos maiores desafios para a padronização e elaboração de modelos determinísticos ou probabilísticos.

Assim, uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos quanto à durabilidade, não sendo uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura e sim ao resultado da interação do concreto com o ambiente de exposição e as condições de uso (HELENE, 2015 *apud* GjØrv, 2015).

A abordagem e consideração da vida útil da estrutura na fase de projeto é um procedimento recente, tendo sido introduzida na década de 1990 na Europa e nos Estados Unidos e em 2003 no Brasil, com a publicação da ABNT NBR 6118. Posteriormente foi reforçada pela publicação, em 2013, da ABNT NBR 15575, que considera a durabilidade das estruturas de concreto como um dos critérios de desempenho das construções civis e define a vida útil como: uma medida temporal da durabilidade de um edifício ou de suas partes.

Pode-se destacar a contribuição de diversos documentos internacionais como o CEB-FIP Model Code 90, fib Model Code 2010, fib (CEB-FIP) Model Code 2006 for Service Life Design, ACI 201.1R-08, ACI 365.1R 00, ACI 222R-01, a norma europeia EN-206, publicações de especialistas no tema tais como Helene (1983), Andrade e Gonzalez (1988), Rostam (1993), Bertolini (2010) e GjØrv (2015), que nos últimos 20 anos, contribuem para introduzir e consolidar novos conceitos em defesa da durabilidade e do aumento da vida útil das estruturas de concreto.

2.1 AÇÃO DOS ÍONS CLORETO

2.1.1 Mecanismos de transporte

Os principais mecanismos de transporte que influenciam na durabilidade do concreto armado são: a permeabilidade, a absorção capilar, a migração, a convecção e a difusão.

a) Penetração por permeabilidade

A penetração por permeabilidade é um mecanismo de transporte de líquidos ou gases que ocorre em função de uma diferença de pressão. De acordo com Neville (2016), o escoamento em poros capilares pode ser expresso através da lei de Darcy. Considerando-se que o fluido presente nos capilares seja água em temperatura ambiente, pode-se escrever e aplicar a Lei de Darcy conforme equação (2.1):

$$V_p = k \cdot \frac{H}{x} = \frac{Q}{S} \quad (2.1)$$

Onde:

V_p = velocidade de percolação da água, em m/s;

k = coeficiente de permeabilidade da água no concreto, em m/s;

H = pressão de água, em m.c.a.;

x = espessura do concreto percolado pela água, em m;

Q = vazão de água percolada, em m³/s;

S = área da superfície confinada por onde percola a água, em m².

A equação (2.2) ainda pode ser escrita em função do tempo, assimilando-a a um processo de difusão acelerada, considerando-se o fluxo da água em estado estacionário e ausência de evaporação (HELENE, 1993), conforme apresentado na equação (2.2):

$$h = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{V \cdot r \cdot t}{n}} \quad (2.2)$$

Onde:

n = viscosidade da água, em kg.s/m² (13.10⁻⁵);

t = período de tempo para atingir a penetração h , em s;

r = raio do capilar, em m.

b) Absorção Capilar

Considerando-se que raramente teremos situações de materiais de construção saturados, a absorção capilar passa a ser um dos principais mecanismos de penetração de líquidos nas estruturas de concreto armado (NEPOMUCENO, 2005). Assim, Silva Filho (1994) ressalta que os espaços vazios que podem ser ocupados são os poros nos quais a água

consegue substituir o ar, e que em virtude disto devem ser interconectados e acessíveis. Na grande maioria dos casos, concretos com menores relações a/c tendem a apresentar poros menos interligados e acabam por dificultar este mecanismo de absorção capilar.

Segundo Helene (1993), a absorção capilar deve ser medida quando o processo de transporte atuante é o de penetração de água sob ação de uma pressão atmosférica normal, visto que a ocupação dos vazios ocorre sem o estímulo de um gradiente de pressão aplicado, para concretos saturados não ocorre absorção. A ascensão capilar pode ser dada pela lei de Jurin, representada pela equação (2.3):

$$h = \frac{2 \cdot \nu}{r \cdot \delta} \quad (2.3)$$

Onde:

h = altura ou penetração da água no capilar, em m;

ν = tensão superficial da água, em kg/m;

r = raio do capilar, em m;

δ = massa específica da água, em kg/m³.

Esta lei, porém, é de difícil aplicação direta, visto que os diâmetros dos capilares são muito variáveis no tempo, pois dependem de diversos fatores físicos e químicos, tais como composição química e grau de saturação do cimento, uso de adições e aditivos, relação a/c, entre outros. Mesmo que a absorção não seja usada como uma forma de medir a qualidade do concreto, afirma-se que, dentre os concretos de boa qualidade, a absorção sempre esteja abaixo de 10% em massa (NEVILLE, 2016).

c) Migração

A migração representada pela equação (2.4) é caracterizada pela movimentação de substâncias com carga elétrica devido à ação de um campo elétrico oriundo de uma diferença de potencial que ocasiona fluxo de íons. É utilizada com frequência para ensaios acelerados de permeabilidade de íons (NEPOMUCENO, 2005).

$$qm = -Dc \frac{z \cdot F}{R_g \cdot T} \frac{dV}{dx} \quad (2.4)$$

Onde:

D_c = coeficiente de difusão, em m^2/s ;

z = valência do íon;

V = voltagem, em V;

R_g = constante dos gases;

F = constante de Faraday (96,493 C);

T = temperatura absoluta;

qm = fluxo de íons.

Segundo Crauss (2010) a formação da pilha de corrosão eletroquímica é o agente impulsionador da migração de íons. A presença desses íons no concreto reduz a resistividade elétrica e aumenta a condutividade do eletrólito, favorecendo o aumento da corrosão. Assim, o mecanismo de migração iônica dos cloretos, um processo eletrolítico, é governado pela condutividade da solução dos poros, o que depende da concentração dos diversos íons presentes nesta solução. Os íons mais presentes neste processo condutivo são Na^+ , K^+ , Ca^{2+} e OH^- . Entretanto a condutividade dos íons Na^+ e K^+ é menor que a condutividade dos íons cloreto, e a participação do íon Ca^{2+} é bastante reduzida, visto que a concentração deste na solução dos poros é muito pequena. Porém a condutividade do íon OH^- é bastante alta quando comparada aos outros íons. Assim, a taxa de concentração de OH^- definirá a condutividade e o pH da solução dos poros, de forma que a elevação da concentração de OH^- aumenta a intensidade da corrente elétrica (PRINCE e GAGNÉ, 2001).

d) Convecção

O fluxo de uma substância que ocorre devido ao movimento do fluido que a contém recebe o nome de convecção. Segundo Nepomuceno (2005), a convecção pode ocorrer quando substâncias, como os íons cloreto e sulfato presentes na água, são introduzidos no interior do concreto não saturado por algum mecanismo de penetração de água. O fluxo da substância é dado pela equação (2.5):

$$qm = C \cdot q_{fluido} \quad (2.5)$$

Onde:

qm = fluxo da substância;

C = concentração da substância no fluido;

q_{fluido} = volume de fluxo do fluido.

e) Difusão

Segundo Tang (1999) a difusão é definida como o deslocamento de massa de uma região de alta concentração para uma região de baixa concentração, desencadeado por um gradiente de concentração ou diferença de potencial químico. A penetração de cloretos por difusão ocorre na rede de poros que estão preenchidos com água, não sendo necessário o deslocamento deste fluido para o estabelecimento do processo, mas a formação de um gradiente de concentração de íons entre o interior e parte superficial da estrutura de concreto.

Considerando-se que o fluxo de difusão não sofre mudança ao longo do tempo, pode ser afirmada a existência de uma condição de regime estacionário. Quando a concentração C é traçada em função da posição no interior do sólido, x . A curva resultante recebe o nome de perfil de concentração e a inclinação em um ponto particular dessa curva é o gradiente de concentração, como mostrado na Figura 2.1.

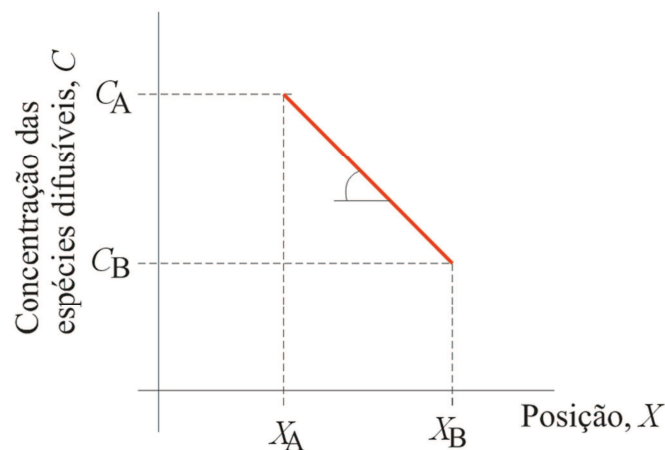


Figura 2.1 – Perfil de concentrações para o estado estacionário (JASTRZEBSKI, 1987 *apud* GUIMARÃES, 2000).

O coeficiente de difusão no estado estacionário pode ser obtido através da 1ª lei de Fick, que se verifica na equação (2.6):

$$J = -D \cdot \frac{dc}{dL} \quad (2.6)$$

Onde:

$\frac{dc}{dL}$ = gradiente de concentração, em kg/m^4 ou moles/m^4 ;

D = coeficiente de difusão, em m^2/s ;

J = velocidade de transporte de massa, em $\text{kg/m}^2.\text{s}$ ou $\text{moles/m}^2.\text{s}$;

L = espessura do elemento, em m.

O sinal negativo do parâmetro D revela que o fluxo ocorre do ponto de maior para o de menor concentração dentro do material analisado.

No caso de estruturas de concreto, a variação ocorre tanto no gradiente de concentração quanto no fluxo com o tempo, caracterizando uma situação de difusão no estado não estacionário. Como pode ser observado na Figura 2.2.

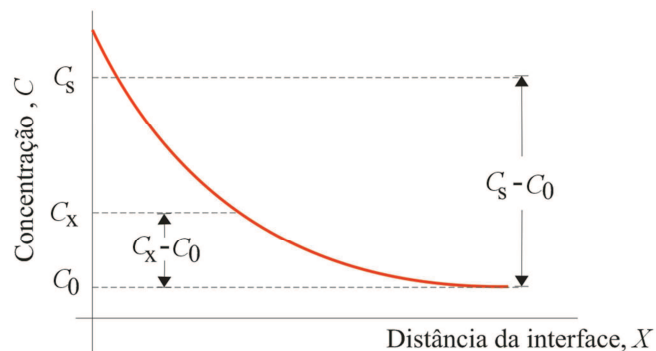


Figura 2.2 – Perfil de concentrações para o estado não estacionário (JASTRZEBSKI,1987 *apud* GUIMARÃES, 2000).

O modelo matemático da 2ª Lei de Fick é o mais utilizado para modelar o perfil de penetração de cloretos no regime não estacionário.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.7)$$

Onde:

C = concentração de soluto, em kmol/m^3 ;

D = coeficiente de difusão, em m^2/s ;

$x =$ é a distância a partir do ponto considerado, em geral a face externa do material, expresso em metros;

$t =$ tempo, em s.

2.1.2 Modelos de iniciação

A proposição de diferentes modelos matemáticos de deterioração por corrosão de armaduras induzida por cloretos, reforça a importância e a necessidade de estudos a cerca da durabilidade. Na Figura 2.3 são apresentados alguns destes modelos. Não se tem como objetivo apresentar detalhadamente todos os modelos propostos, porém busca-se apresentar a evolução do uso de procedimentos probabilísticos nesta avaliação.

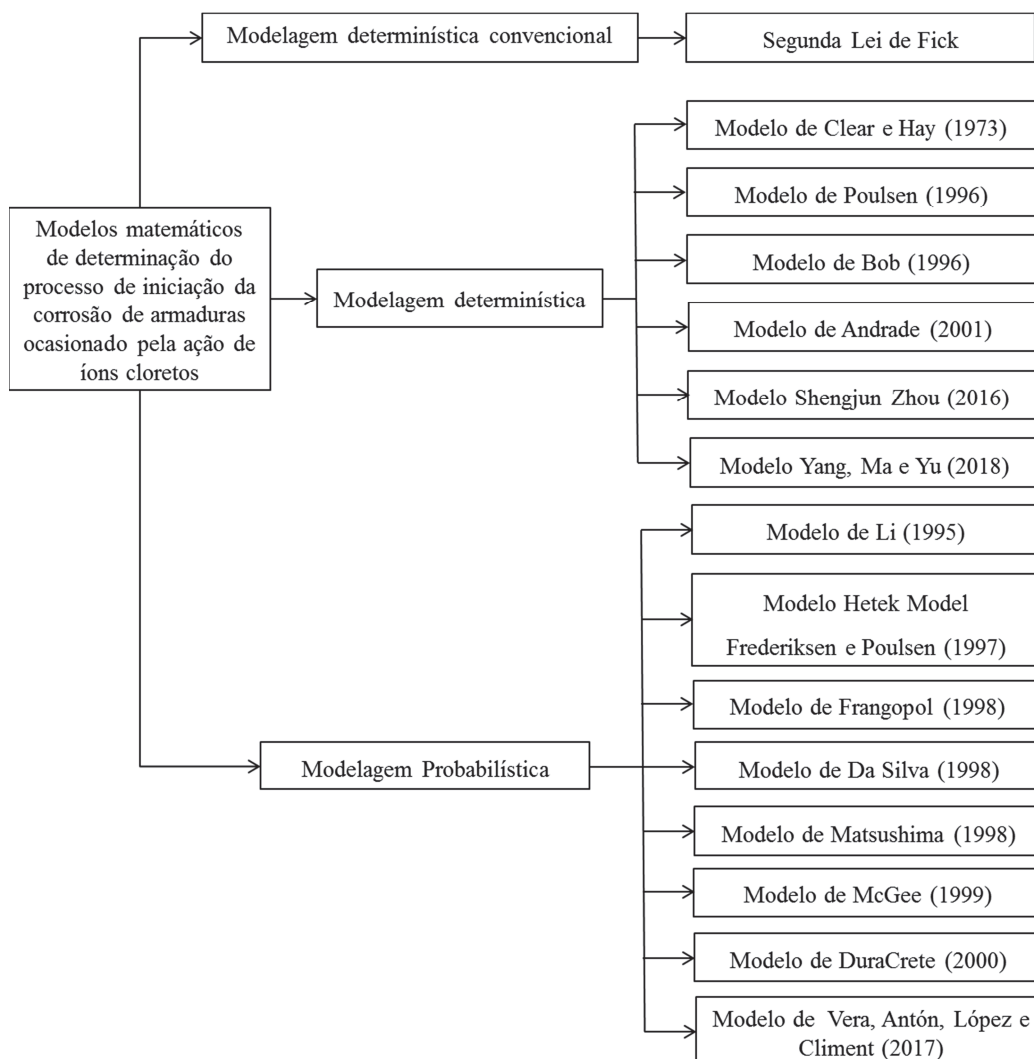


Figura 2.3 – Modelos matemáticos de determinação do processo de iniciação da corrosão de armaduras ocasionado pela ação de íons cloreto.

Em relação a modelagem determinística convencional o modelo mais utilizado é o da 2ª Lei de Fick. Este tem sido largamente empregado como base para diversos estudos referentes ao processo de iniciação, possibilitando a proposição de modelos determinísticos ou probabilísticos. Ressalta-se que embora alguns modelos apresentados na Figura 2.3 possuam origens determinísticas suas aplicações apresentam uma abordagem probabilística.

2.1.3 Difusão de íons cloreto

O mecanismo de transporte de íons cloreto no concreto é um fenômeno complexo e pode ocorrer de diversas formas, conforme apresentado no item 2.1.1. No entanto, o processo de difusão é frequentemente assumido como sendo o modo dominante de transporte de cloretos (YU *et al.*, 2017; Gjörv, 2015). A expressão matemática mais comumente empregada para descrever o ingresso de cloretos no concreto é baseada na 2ª Lei de Fick, que descreve a distribuição em um determinado tempo da concentração de cloretos em uma dada profundidade.

a) A solução da 2ª Lei de Fick

A solução da equação diferencial proposta pela 2ª Lei de Fick, equação (2.7), é amplamente difundida para as seguintes condições de contorno:

$$\begin{cases} C(0, t) = C_s(t) & \text{se } t > 0 \\ C(x, 0) = 0 & \text{se } x > 0 \end{cases} \quad (2.8)$$

Onde:

$C_s(t)$ é a concentração de cloretos na superfície do elemento analisado em um tempo t .

A apresentação resumida da solução da 2ª Lei de Fick nesta situação particular, considerando-se constantes o coeficiente de difusão (D) e a concentração superficial (C_s) é dada na forma da equação (2.9):

$$C(x, t) = C_0 + (C_s - C_0) \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{\sqrt{4Dt}}\right) \quad (2.9)$$

Onde:

$C(x, t)$ = concentração de íons cloreto em relação à massa de cimento na profundidade x a partir da superfície do concreto em um dado tempo t (%);

C_s = concentração superficial de cloretos admitida como constante (%);

C_0 = concentração inicial de íons cloreto no interior do concreto do componente estrutural (%);

x = profundidade de penetração de íons cloreto (cm);

D = coeficiente de difusão de cloretos (cm^2/ano), considerado constante;

t = tempo (anos);

$\text{erfc}(\)$ = complemento da função erro de Gauss

No entanto, conforme será discutido na seção 2.1.4, os parâmetros envolvidos na solução da 2ª Lei de Fick, variam ao longo do tempo. Esta consideração faz com que o mecanismo matemático utilizado na solução da equação (2.9) tenha que ser melhor analisado a fim de tornar mais preciso o modelo de penetração de íons cloreto. Mejlbro (1996) apresentou um modelo de solução (equação (2.10)) introduzindo uma função Ψ_p , dependente apenas da variável p . Esta função é, resumidamente, apresentada na seção a seguir; maiores detalhes podem ser obtidos em Mejlbro (1996), Poulsen e Mejlbro (2006) ou Frederiksen *et al.* (2008).

b) A função Ψ_p

A função Ψ_p é definida da forma:

$$\Psi_p(z) = \sum_{n=0}^{+\infty} \frac{p^{(n)}(2z)^{2n}}{(2n)!} - \frac{\Gamma(p+1)}{\Gamma(p+0,5)} \sum_{n=0}^{+\infty} \frac{(p-0,5)^{(n)}(2z)^{2n+1}}{(2n+1)!} \quad (2.10)$$

onde $\Gamma(y)$ é a função Gamma definida por:

$$\Gamma(y) = \int_0^{+\infty} u^{y-1} e^{-u} du \quad (2.11)$$

e $p^{(n)}$ é definido por:

$$p^{(0)} = 1; \quad p^{(1)} = p; \quad p^{(2)} = p(p-1); \quad \dots; \quad p^{(n)} = p(p-1)(p-2) \dots (p-n+1) \quad (2.12)$$

Sendo que $p^{(n)}$ possui $n \geq 1$ fatores decrescentes. O valor de p é o mesmo adotado na descrição do comportamento da concentração superficial de cloretos que está definida na sequência pela da equação (2.19).

Para o caso particular em que $p = 0$, ou seja, no qual a concentração superficial não varia ao longo do tempo, tem-se a solução trivial apresentada pela equação (2.13).

$$\Psi_0(z) = \operatorname{erfc}(z) \quad (2.13)$$

Com a introdução da função Ψ_p , pode-se escrever a solução da 2ª Lei de Fick, admitindo-se a variação temporal da concentração superficial do concreto, bem como a variação da difusibilidade, expressa em termos de coeficiente de difusão, na forma:

$$C(x, t) = C_{s,p}(t) \cdot \Psi_p \left(\frac{x}{2\sqrt{D(t_0; t) \cdot t}} \right) \quad (2.14)$$

Onde:

$C(x, t)$ = concentração de íons cloreto em relação à massa de cimento na profundidade x a partir da superfície do concreto em um dado tempo t (%);

$C_{s,p}(t)$ = concentração superficial de cloretos (%), variável em função do tempo e de p ;

x = profundidade de penetração de íons cloreto (cm);

t_0 = idade de início da exposição (anos);

$D(t_0, t)$ = coeficiente de difusão de cloretos (cm^2 /ano), variável em função da idade inicial de exposição e do tempo;

t = tempo (anos);

2.1.4 Principais fatores que influenciam no processo de difusão

a) Concentração superficial de cloretos

No ambiente construtivo, as principais fontes de cloretos solúveis são a água do mar e os sais descongelantes utilizados em pontes e autoestradas (DYER, 2015). No caso do Brasil, onde não há problemas recorrentes de congelamentos de rodovias, a maior preocupação com a exposição a ambientes contaminados pelo íon recai sobre as áreas de atmosfera marinha.

Em atmosferas com presença de cloretos, ocorre a gradativa deposição de íons na superfície do concreto, sendo estes íons então transportados para o interior do material. A concentração de cloretos na superfície do concreto (C_S) surge, portanto, como um fator fundamental na avaliação da vida útil ou durabilidade de estruturas.

Yang *et al.* (2017) relatam que a concentração superficial de cloretos, embora não seja o único fator, é uma importante forma de inferir sobre a agressividade do ambiente no qual a estrutura está inserida. Conforme os autores, o conhecimento do valor de C_S é uma importante condição para a estimativa ou previsão da vida útil de uma dada estrutura. Castro *et al.* (2001) e Rincón *et al.* (2004) complementam, afirmando que a deposição dos íons na superfície desempenha um papel de indicador ambiental da vida útil de estruturas em ambientes marinhos.

Diversos são os fatores que tendem a influenciar no valor de C_S . Dentre os fatores ambientais, podem ser citados: a distância em relação à costa; a altura em relação ao nível médio da maré; as características de relevo do local; a velocidade, frequência e direção predominante dos ventos da região e o tempo de exposição do concreto. No que se referem às questões do concreto podem, dentre outros, serem citados: o consumo e o tipo de cimento; a utilização de adições e a relação água/cimento (GJØRV, 2015).

Em virtude da grande variabilidade de fatores que afetam na concentração superficial de cloretos, há uma grande dificuldade de se realizar uma estimativa precisa do valor. Além disso, diversos destes fatores tem características ou influências variáveis ao longo do tempo; tornando, desta forma, o valor de C_S também variável no tempo, ou seja, $C_S(t)$.

Diversos pesquisadores (McGEE, 1999; CASTRO, 2000; CASTRO *et al.*, 2001; RINCÓN *et al.*, 2004; NUNES, 2006; GUIMARÃES *et al.*, 2007; FREDERIKSEN *et al.*, 2008; SAASSOUH e LOUNIS, 2012 e YANG *et al.* 2017), vêm realizando análises dos principais parâmetros de influência do valor de C_S . Fato é que este valor oscila de uma região para outra; segundo Saassouh e Lounis (2012) a concentração superficial pode variar entre 0 kg/m^3 e 25 kg/m^3 .

Em geral, a concentração de cloretos na superfície do concreto está diretamente relacionada ao denominado efeito aerossol (BORBA JR., 2011). Este efeito caracteriza-se pela formação de névoas com a água do mar e é muito relacionado ao estado de agitação das

correntes marinhas, bem como à formação de ondas nas regiões próximas à costa e ao regime de ventos da região.

Na análise em relação à distância da linha do mar, Yang *et al.* (2017) realizaram um levantamento de pesquisas de diversos autores de diferentes regiões geográficas. Baseados nos resultados coletados da relação entre a distância da costa e a concentração superficial de cloretos (Figura 2.4), foi proposto um modelo obtido através de regressão não linear descrito pela equação (2.15).

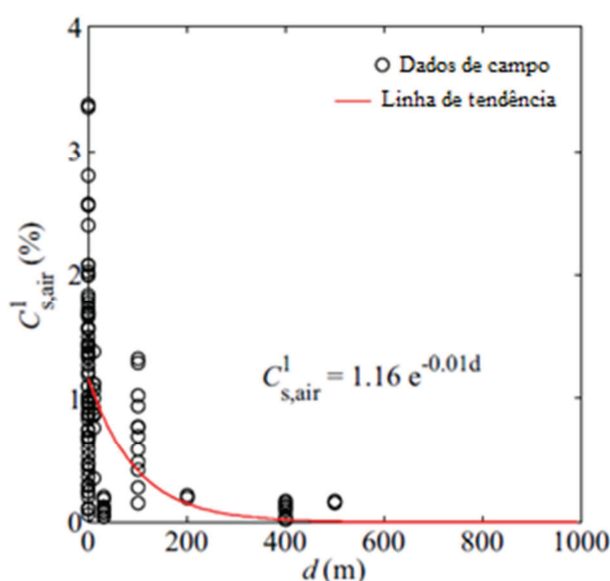


Figura 2.4 – Influência da distância em relação à costa na concentração superficial de cloretos (YANG *et al.*, 2017)

$$C^1_{S,air}(d) = 1,16. e^{-0,01d} \quad (2.15)$$

Onde:

$C^1_{S,air}$ = concentração superficial aparente de cloretos (% em relação à massa de cimento);

d = distância do elemento analisado em relação à costa (metros).

McGee (1999) apresentou um grande levantamento de dados de concentrações superficiais de cloretos de 1158 pontes em zona de atmosfera marinha e clima temperado do estado da Tasmânia – ilha ao sudeste do território da Austrália. Como conclusão, o autor sugeriu a consideração de concentração superficial de cloretos em função da distância da costa (d em km) conforme apresentado na equação (2.16):

$$\begin{aligned}
 C_S &= 2,95 \text{ kg/m}^3 & d < 0,1 \text{ km} \\
 C_S &= 1,15 - 1,81 \cdot \log_{10}(d) \text{ kg/m}^3 & 0,1 < d < 2,84 \text{ km} \\
 C_S &= 0,03 \text{ kg/m}^3 & d > 2,84 \text{ km}
 \end{aligned}
 \tag{2.16}$$

Castro (2000) realizou a exposição de cilindros de concretos em diferentes distâncias em relação ao mar de Progreso em Yucatán (México) e após 24 meses concluiu que quanto menor à distância do mar, maiores são os teores de cloreto na superfície do concreto (C_S). Neste estudo verificou-se que a redução da distância do concreto em relação ao mar de 100 para 50 m resultou na ampliação de C_S de 0,5 % para 1,5 % em relação à massa de cimento. Este evidência a existência de variabilidade dentro de uma mesma faixa de distância apresentada através da equação (2.16).

Nunes (2006) realizou estudo que determinou o teor de cloretos nas camadas externas de estruturas de concreto localizadas em três diferentes distâncias do mar na cidade de Rio Grande/RS, ou seja, na mesma região geográfica utilizada como base no presente trabalho.

As distâncias em relação à linha da costa analisadas por Nunes (2006) foram de 630 m, 160 m e 0 m. Os resultados da concentração superficial de cloretos obtidos foram, respectivamente, 0,6 %, 1,1 % e 3,1 %. A Figura 2.5 representa graficamente a variação de concentração que diminui à medida que a estrutura analisada fica mais afastada do mar.

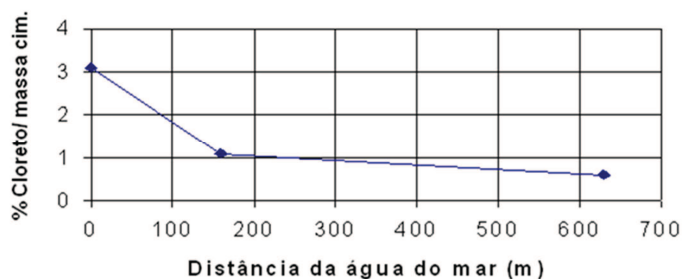


Figura 2.5 – Teor de cloretos nas camadas mais externas de estruturas de concreto em relação à distância da água do mar em Rio Grande – RS (NUNES, 2006).

No que se refere à posição vertical do elemento estrutural em relação ao nível do mar, Guimarães *et al.* (2007), através de método de regressão utilizando dados de Castro *et al.* (2001), obtiveram valores de C_S de 3,2 %, 2,26 %, 0,64 % e 0,44 % de cloreto em relação à massa de cimento, respectivamente para alturas de 2,5 m; 4,7 m; 7,5 m e 8,2 m em relação à água do Lago de Maracaibo. Esta avaliação, realizada no noroeste do território venezuelano,

evidência que com o aumento da altura do elemento analisado ocorre redução da concentração de cloretos na superfície. A apresentação gráfica desta análise está exposta na Figura 2.6.

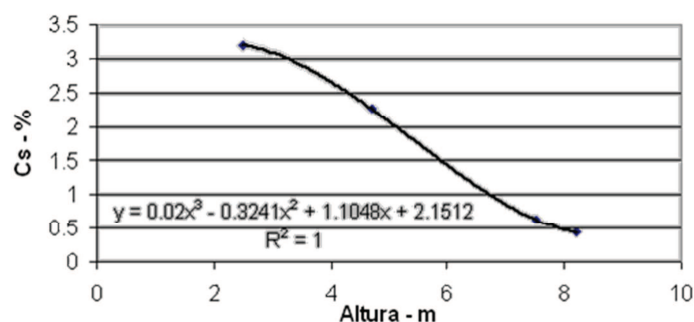


Figura 2.6 – Modelo da influência da altura em relação ao nível do mar sobre o valor de C_s (GUIMARÃES *et al.*, 2007).

A atuação dos ventos também é outro fator fundamental no processo de deposição de íons cloreto nas estruturas e, conseqüentemente, na caracterização da agressividade do ambiente analisado. Os ventos atuam como mecanismo de transporte das partículas de sal. Fatores como a velocidade e a direção predominante dos ventos podem, no entanto, modificar de forma bastante complexa a avaliação de C_s .

Yang *et al.* (2017) apresentaram um levantamento de uma série de pesquisas sobre a influência da velocidade do vento na concentração superficial de cloretos (Figura 2.7). Através de um modelo de regressão não linear, os autores propuseram o modelo descrito pela equação (2.17).

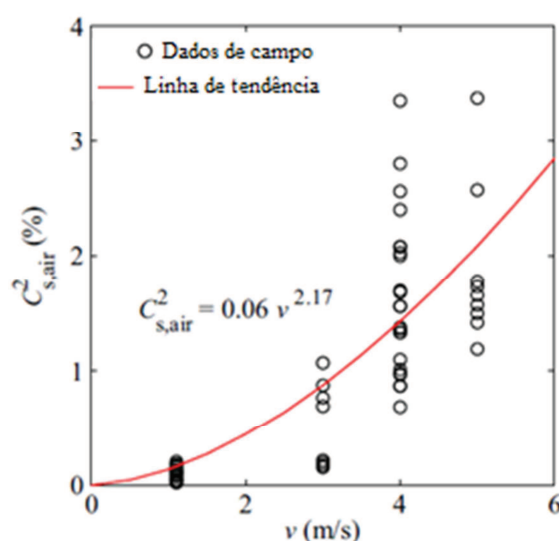


Figura 2.7 – Influência da velocidade do vento na concentração superficial de cloretos (YANG *et al.*, 2017)

$$C_{S,air}^2(v) = 0,06 \cdot v^{2,17} \quad (2.17)$$

Onde:

$C_{S,air}^2$ = concentração superficial aparente de cloretos (% em relação à massa de cimento);

v = velocidade do vento medido a uma altura de 2 metros do nível do mar (m/s).

Cabe ressaltar que a direção predominante do vento é um fator tão importante quanto a sua intensidade. Situações de ventos cuja direção predomina da costa para o continente tendem a produzir efeitos consideravelmente mais agressivos. Ventos na direção contrária, por sua vez, podem produzir uma barreira à névoa salina, reduzindo consideravelmente a deposição de íons.

No que se refere à previsão de vida útil de um determinado elemento estrutural, um fator fundamental é o conhecimento da variação encontrada na concentração superficial de cloretos à medida que se passa o tempo. Swamy *et al.* (1994) *apud* Andrade (2001) apresentaram o resultado de uma pesquisa realizada em estruturas de concreto em ambientes marinhos do território japonês. Foram consideradas diferentes condições de exposição e a representação gráfica dos resultados está apresentada na Figura 2.8.

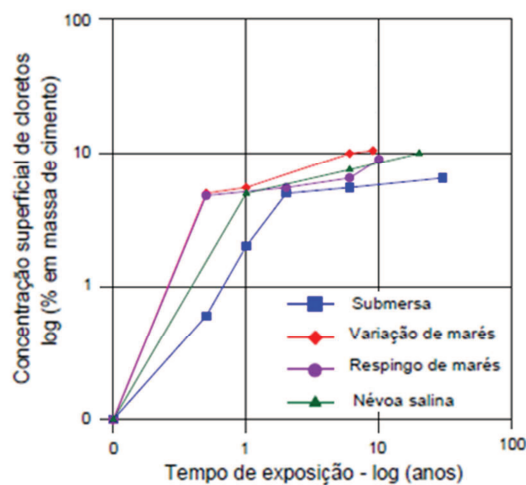


Figura 2.8 – Relação entre a concentração superficial de cloretos e o tempo de exposição para diferentes ambientes (SWAMY *et al.*, 1994 *apud* ANDRADE, 2001)

Frederiksen *et al.* (2008) apresentam o modelo de consideração da variação de C_S no tempo proposta por Uji *et al.* (1990) representada pela equação (2.18):

$$C_S(t) = S \cdot \sqrt{t} \quad (2.18)$$

Onde:

S é um coeficiente relacionado à concentração superficial de cloretos.

Shengjun (2016) e Silva e Guimarães (2014) também utilizaram este modelo em suas pesquisas. A relação entre a concentração superficial de cloretos e o tempo de serviço ou exposição da estrutura está apresentada na Figura 2.9, onde também se apresenta os valores de S para cada condição de exposição considerada.

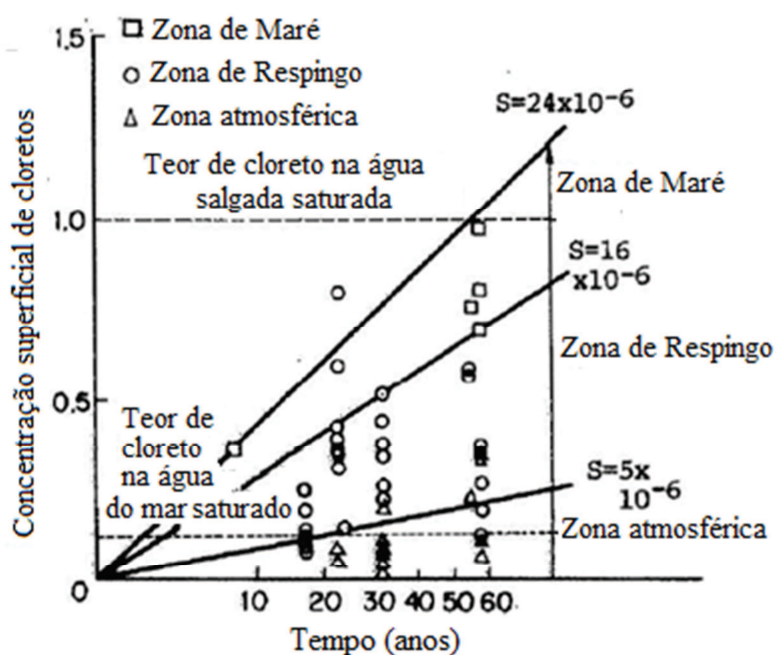


Figura 2.9 – Relação entre a concentração superficial de cloretos e o tempo de exposição da estrutura (UJI *et al.*, 1990 *apud* FREDERIKSEN *et al.*, 2008)

Baseados nos resultados experimentais de Swamy *et al.* (1994), Costa e Appleton (1999) concluíram que, para concretos não submersos e expostos a ambientes salinos, o aumento do valor de C_S tende a ser atenuado com o passar do tempo. Desta forma, sugerem o uso da equação (2.19) para descrever este comportamento.

$$C_S(t) = C_1 \cdot t^p \quad (2.19)$$

Onde:

C_1 é a concentração superficial de cloretos medida ao final do primeiro ano de exposição;

t é o tempo de exposição medido em anos

p é um coeficiente definido de forma empírica.

A Figura 2.10 apresenta uma série de resultados experimentais para diferentes condições de exposição e o ajuste baseado na equação (2.19) proposto por Costa e Appleton (1999).

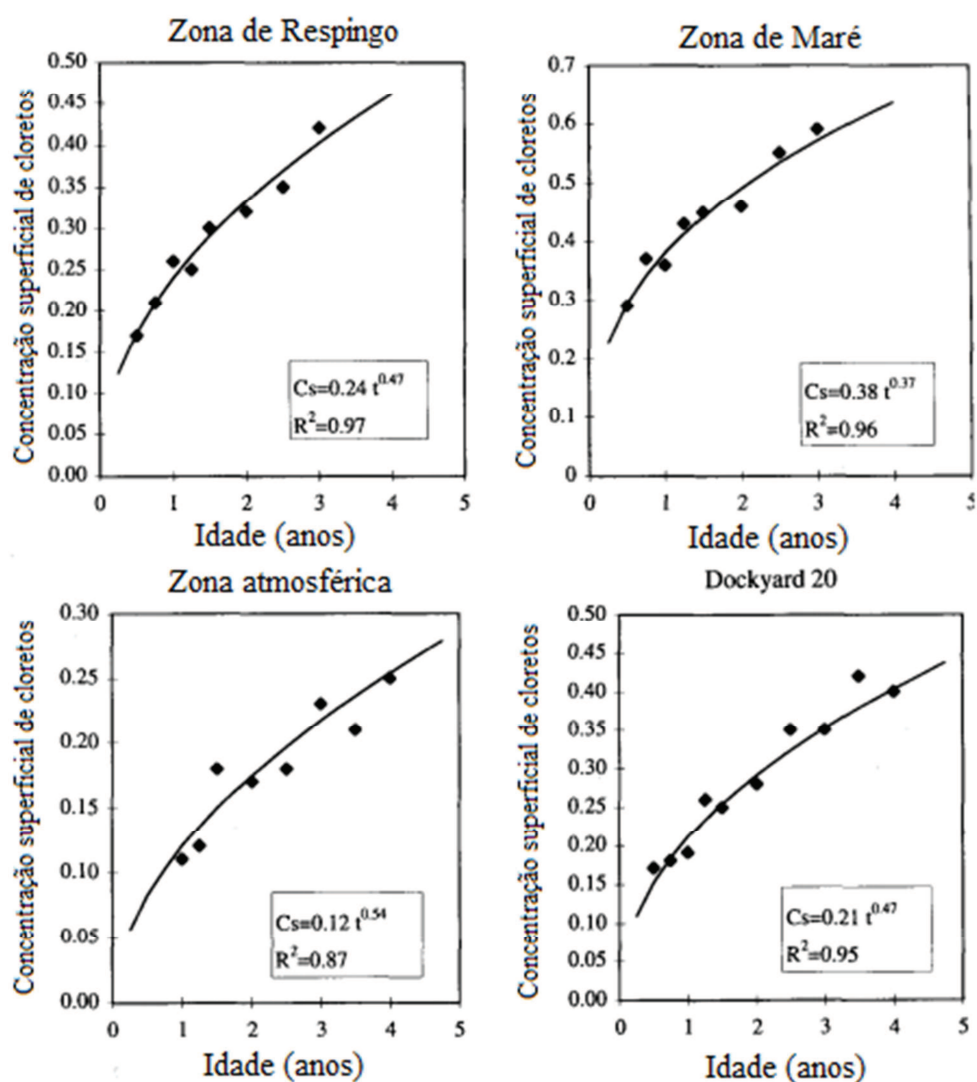


Figura 2.10 – Variação da concentração superficial de cloretos no tempo em diferentes condições de exposição (COSTA e APPLETON, 1999)

Percebe-se que, com a exceção da análise em zona de maré, o modelo de Costa e Appleton (1999) é bastante similar ao proposto por Frederiksen *et al.* (2008) e Uji *et al.* (1990).

Segundo Gjorv (2015), para todas as estruturas de concreto, a concentração superficial de cloretos acumulada tipicamente exhibe uma alta dispersão e variabilidade, assim para uma análise de durabilidade torna-se fundamental estimar e selecionar um valor apropriado de concentração superficial (C_s), e que este seja tão representativo quanto possível das partes mais expostas e mais cruciais da estrutura. Em alguns casos é mais apropriado eleger diferentes concentrações de cloreto para diferentes partes da estrutura e logo após realizar diferentes cálculos de probabilidade para essas partes (SAASSOUH E LOUNIS, 2012). Esta é uma das formas de se considerar a variação das microzonas que ocorrem dentro de um mesmo ambiente, conforme será discutido na seção 3.1.2.

Pellizzer (2015) apresentou uma série de resultados de pesquisadores sobre a avaliação do nível de concentração superficial de cloretos em estruturas expostas a ambientes marinhos. O agrupamento de resultados apresenta as propriedades de média e dispersão obtidas nas pesquisas, conforme observado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Concentração superficial de cloretos na superfície do concreto
(Adaptado: DUPRAT 2004 e 2007 *apud* PELLIZZER, 2015)

Autor	Região	Concentração média (kg/m³)	Coefficiente de variação	Amostragem
Uji <i>et al.</i> , (1990)	Japão	2,16	0,83	Pilares de pontes
Wood <i>et al.</i> , (1997)	Escócia	1,52	0,63	Ponte
Cramer <i>et al.</i> , (2002)	EUA	9,75	0,51	3 pontes

Fato que deve ser sempre observado em qualquer análise que envolva fatores ambientais difíceis de serem previstos é que modelos que atendam bem determinados casos podem não ser indicados para representar situações específicas. Isto decorre das variações apresentadas entre situações distintas de exposição da estrutura. Um exemplo desta situação pode ser apresentado através da pesquisa de Borba Jr. (2011), na qual, contrariando a grande maioria das pesquisas envolvendo o valor de C_s , foi verificada a redução dos níveis de concentração superficial de cloretos com o decorrer do tempo de exposição do concreto. Estes resultados podem ser observados de forma gráfica através da Figura 2.11. Após sua análise, o

autor chegou a conclusão que tal fato decorreu dos altos níveis pluviométricos da região no período compreendido entre as duas campanhas de medição. O alto valor de precipitação pode ter causado uma lavagem na superfície do concreto, que carrega consigo as partículas de cloreto. Essa queda é mais acentuada nos concretos mais porosos e mais próximos ao mar.

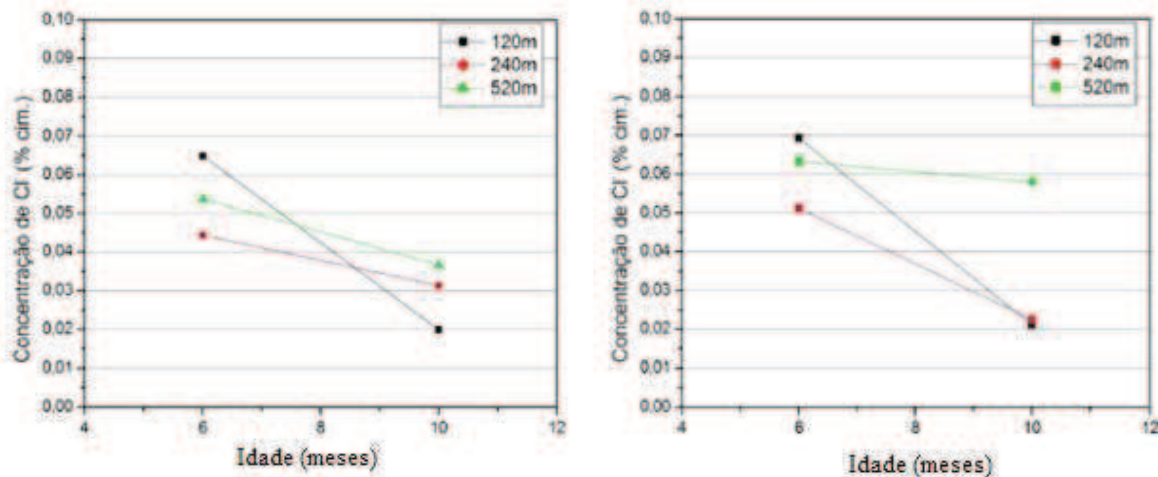


Figura 2.11 – Concentração superficial de cloretos ao longo de um período de 1 ano para diferentes traços e distâncias da costa (BORBA JR., 2011)

b) Coeficiente de difusão de cloretos

O coeficiente de difusão de cloretos (D) apresenta-se como um parâmetro fundamental na análise da difusibilidade de um determinado concreto. Este coeficiente apresenta variação em função das características dos materiais envolvidos, bem como de fatores ambientais da região onde o elemento estrutural encontra-se inserido.

Um dos fatores que exerce influência no valor de D é a temperatura. O processo de difusão é função do estado de agitação molecular, na qual a temperatura exerce considerável influência. A variação do coeficiente de difusão proporcionada pela temperatura é dada pela equação de Arrhenius (OLLIVIER e TORRENTI, 2014):

$$D_T = D_0 \cdot e^{\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad (2.20)$$

D_T = difusividade efetiva à temperatura T ;

D_0 = difusividade efetiva à temperatura T_0 ;

R = constante dos gases perfeitos;

E_a = energia aparente de ativação;

T, T_0 = temperaturas em Kelvin.

Outro fator que influencia na difusibilidade do concreto é a posição da superfície de concretagem em relação à superfície de exposição. Vigas e pilares, por exemplo, possuem faces de exposição dispostas perpendicularmente ao plano de concretagem. Lajes, por sua vez, possuem estas faces paralelas. O efeito deste processo pode ser medido através de ensaios de carga passante ou migração de cloretos, como por exemplo, os modelos adotados pelas normas ASTM C1202 (1994) e NT BUILD 492 (1999).

A condição de umidade na qual se encontra o concreto analisado é outro fator fundamental para uma correta avaliação do processo de difusão de íons cloreto. Uma forma de se estimar a condição de umidade do concreto é através da medição do grau de saturação (GS). Na prática, a medida do GS estima o percentual de poros do concreto ocupados por água.

Guimarães (2000) constatou que o grau de saturação (GS) é o fator mais decisivo na intensidade de penetração de íons cloreto do que o teor de umidade, assim como a interligação dos poros é mais importante que o teor total de vazios no concreto.

Conforme estabelece a NBR 9778 (ABNT, 1987) o grau de saturação pode ser caracterizado como o percentual de teor de umidade no concreto em relação à absorção de água após imersão e fervura, ou seja:

$$GS = \frac{A_d}{A_{max}} \times 100 \quad (2.21)$$

Onde:

$$A_d = \left(\frac{M_d - M_s}{M_s} \right) \times 100 \quad (2.22)$$

Sendo:

A_d = absorção de água em relação à massa seca do testemunho (%);

A_{max} = absorção máxima (%), conforme NBR 9778 (ABNT, 1987);

M_d = massa total obtida na pesagem do testemunho (g);

M_s = massa seca do testemunho (g), conforme NBR 9778 (ABNT, 1987).

A influência do grau de saturação do concreto sobre o coeficiente de difusibilidade foi analisada por Mercado-Mendoza *et al.* (2013). Conforme pode ser observado na Figura 2.12, à medida que o GS aumenta, também é elevado o coeficiente de difusão do concreto.

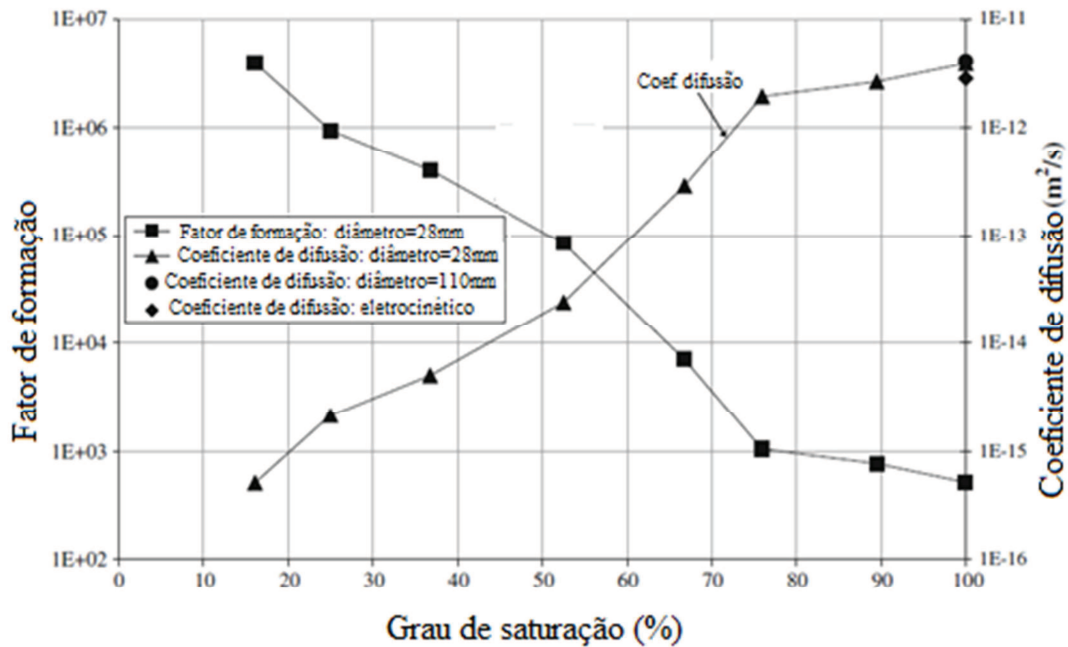


Figura 2.12 – Relação entre o grau de saturação e o coeficiente de difusão do concreto (MERCADO-MENDOZA *et al.*, 2013)

A influência do grau de saturação no coeficiente de difusão é, por vezes, apresentada em termos relativos na comparação com a situação saturação (GS = 100 %) do concreto analisado. O gráfico da Figura 2.13 apresenta a variação do coeficiente de difusão na comparação relativa ao coeficiente de difusão na situação de saturação total da pasta (D/D_{SAT}) obtida por Martys (1999).

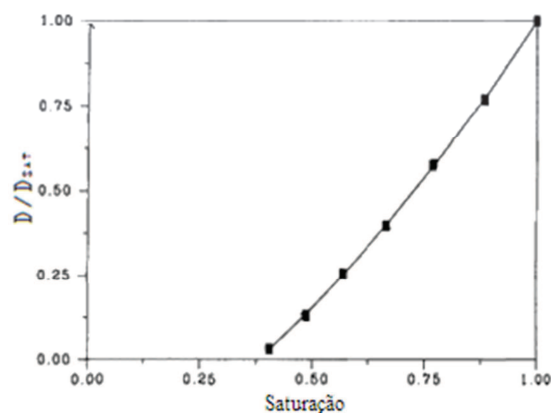


Figura 2.13 – Relação entre o grau de saturação do concreto (saturation) e o coeficiente de difusão relativo ao coeficiente de difusão da pasta saturada – D/D_{SAT} (Adaptado: MARTYS, 1999).

Guimarães (2000) também realizou pesquisa evidenciando a influência do grau de saturação do concreto na difusibilidade de cloretos. O gráfico da Figura 2.14 apresenta esta relação, tanto em valores absolutos de D , quanto na apresentação relativa à condição de saturação (D/D_{SAT}).

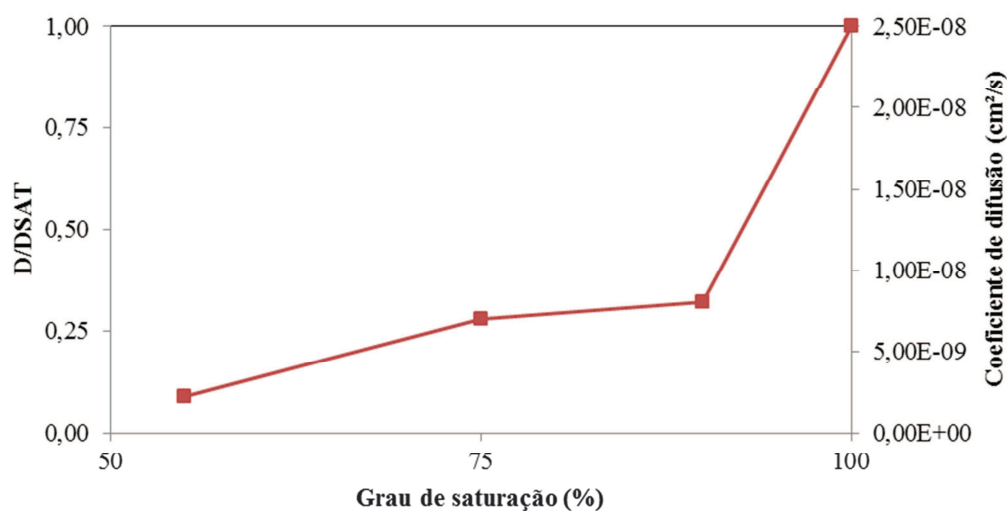


Figura 2.14 – Correlação entre o grau de saturação e o coeficiente de difusão de cloretos (Adaptado: GUIMARÃES, 2000)

A relação água/cimento é outro fator que contribui na resistência à penetração dos agentes agressivos, uma vez que este é um fator que determina as características de porosidade, capacidade de absorção e permeabilidade da pasta hidratada. A quantidade de água influencia diretamente na interconexão dos poros, que determina a porosidade aberta que possibilita o transporte das substâncias e caracteriza a permeabilidade da pasta; por sua vez, o tamanho dos poros interfere na velocidade de transporte (CASCUDO, 1997; BERTOLINI, 2010; HELENE, 1993).

Macdonald e Northwood (1995) apresentaram de forma quantitativa a influência da relação água/cimento na difusão de íons cloretos em pasta de cimento. A Figura 2.15 mostra a tendência da elevação do coeficiente de difusão de cloretos conforme o aumento da relação água/cimento. Sato (1998) demonstrou experimentalmente uma redução de aproximadamente 65 % no ingresso íons cloreto nos concretos produzidos com a diminuição da relação água/cimento de 0,76 para 0,44. Irassar *et al.* (1999) observaram o acréscimo de cerca de 25 % na penetração de cloretos a medida que a relação água/cimento foi elevada de 0,4 para 0,6, em concretos com diferentes tipos de cimentos, este comportamento foi justificado pelos autores devido à maior porosidade.

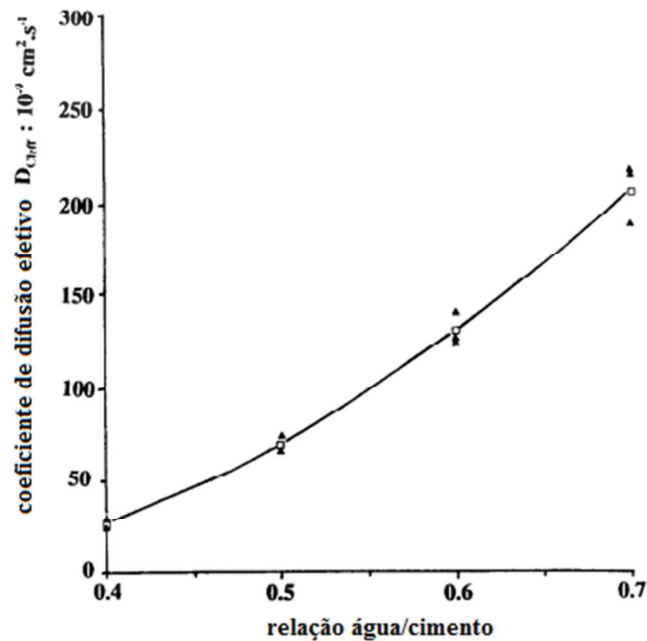


Figura 2.15 – Influência da relação água/cimento no coeficiente efetivo de difusão de cloretos em pastas de cimentos (MADONALD e NORTHWOOD, 1995)

Uma das formas mais evidentes de se estimar as características microestruturais de um determinado concreto é através da estimativa da resistência à compressão do material. Mehta e Monteiro (2008) e Neville (2016) complementam afirmando que quanto maior a resistência à compressão de um concreto, melhor o seu desempenho em relação à penetração dos íons cloreto. Isso ocorre em função da menor porosidade do material associada principalmente com a redução da relação água/cimento e consequente diminuição da intercomunicabilidade dos poros.

Pode-se compreender a influência do esqueleto granular do concreto, sobretudo do grau de saturação, na difusibilidade de íons cloreto, através da análise da Figura 2.16. Nesta, se observa que, na condição de saturação (GS = 100 %), todos os poros acima de um dado diâmetro encontram-se preenchidos de água. Este fato torna mais fácil o processo de difusão. Com a redução do GS, ocorre redução da quantidade de água dentro dos poros, reduzindo o potencial de difusão. Na medida em que o grau de saturação do concreto se reduz ainda mais, a diminuição da difusibilidade se dá de forma menos intensa. Guimarães e Helene (2001) consideram esta menor intensidade, decorrente do início da perda de água nos poros menores que o diâmetro crítico, poros esses com menor influência no transporte de massa.

Considera-se diâmetro crítico o menor tamanho de poro a partir do qual se estabelece uma rede de poros mais interligada, permitindo uma maior facilidade no transporte de massa

através de um elemento. Este diâmetro é influenciado diretamente pelas características do traço utilizado, bem como das condições gerais de lançamento. Concretos compactos, dosados com adições minerais, com baixa relação água/cimento e conseqüentemente com boa resistência mecânica tendem a possuir uma rede de poros de menor diâmetro e menos interligados.

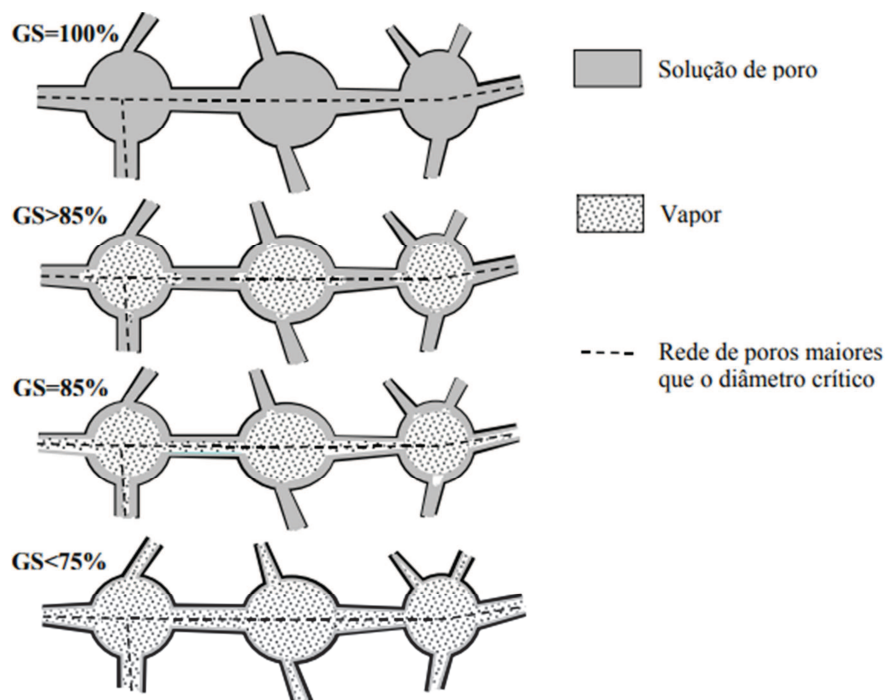


Figura 2.16 – Rede de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes graus de saturação (GUIMARÃES, 2000)

Uma forma quantitativa de exemplificar este fenômeno é através da pesquisa de Climent *et al.* (2002), onde foram calculados os coeficientes de difusão com GS's de 32,6 %, 44,0 %, 56,7 % e 68,6 %. A partir dos resultados, ficou evidente que o coeficiente de difusão aumentou com o aumento da umidade relativa, o qual ocasionou um aumento no grau de saturação.

Outro fator importante na estimativa de difusibilidade de determinado concreto é a característica ou composição dos materiais cimentícios e das adições utilizadas. A composição química dos cimentos tem grande influência na penetração de cloretos, sendo que geralmente cimentos com maiores teores de silicato tricálcico (C_3A) e ferro aluminato de cálcio (C_4AF) apresentam uma maior capacidade de fixação de íons cloretos, reduzindo a quantidade de cloretos livres na solução dos poros do concreto, através da formação de cloro aluminatos (PAGE *et al.*, 1986; HELENE, 1997; RASHEEDUZZAFAR *et al.*, 1990).

A influência do teor de C_3A do cimento no processo de deterioração de uma estrutura de concreto armado foi demonstrada na pesquisa de Rasheeduzzafar *et al.* (1990), conforme apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Quantidade de cloretos em relação a diversos teores de C_3A (Adaptado: RASHEEDUZZAFAR *et al.*, 1990)

Teor de C_3A	% de cloretos livres	Acréscimo de tempo para iniciar a corrosão
2 %	86 %	Referência
9 %	58 %	1,75 vezes
11 %	51 %	1,93 vezes
14 %	33 %	2,45 vezes

Conforme Mehta e Monteiro (2008), para que o cimento tenha capacidade de fixação de íons cloretos o teor de C_3A deve ser superior a 8 %. Cabe, no entanto, ressaltar que a elevação dos teores de C_3A no cimento pode resultar no aumento de fenômenos patológicos relacionados ao ataque de sulfatos e a reação álcali-agregado.

A presença de adições minerais, como: sílica ativa, cinza de casca de arroz, cinza volante, metacaulim e escória granulada de alto forno, além de contribuir para a redução de consumo de clínquer, reduzindo desta forma o consumo de recursos não renováveis e a emissão de gases causadores do efeito estufa, minimiza sensivelmente a penetração de agentes agressivos no concreto. Isto ocorre devido à elevação da resistividade elétrica do concreto e a diminuição do tamanho dos poros (MEHTA e MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 2016).

Al-Amoudi *et al.* (1992) apresentaram o resultado de estudo comparando diversos cimentos quanto ao desenvolvimento da corrosão por íons cloretos e concluíram que os cimentos com adição de escória de alto forno e sílica ativa tiveram o melhor desempenho sendo que o cimento com escória apresentou uma intensidade de corrosão 10 vezes menor que o cimento sem escória. Conforme Thomas *et al.* (1999), concretos com substituição de parte do cimento por cinzas volante e por escória de alto forno apresentaram diferença significativa no coeficiente de difusão de cloretos.

Segundo Page *et al.* (1986) e Bauer (1995) a presença de escória de alto forno, reduz consideravelmente o coeficiente de difusão de íons cloretos, tanto pelo efeito ocasionado na alteração da porosidade como pela maior capacidade de fixação dos íons. Meira (2004)

descreve a influência do tipo de cimento e da adição no coeficiente de difusão dos cloretos, através dos resultados apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Coeficiente de difusão de cloretos (Adaptado: MEIRA, 2004).

Tipo de cimento	Coeficiente de difusão x 10⁻⁹ (cm²/s)
Cimento com 65 % de escória	4,1
Cimento com 30 % de cinza volante	14,7
Cimento Portland comum	44,7
Cimento resistente a sulfatos (baixo teor de C ₃ A)	100

Baseado nos fatores elencados ao longo desta seção, Guimarães (2000) propôs um modelo de avaliação do coeficiente de difusão, adotando coeficientes de correção, conforme equação (2.23)(2.1).

$$D_1 = D_0 \cdot R_C \cdot R_{GS} \cdot R_T \cdot R_{SC} \quad (2.23)$$

Onde:

D_1 é o coeficiente de difusão do concreto corrigido (cm²/ano);

D_0 é o coeficiente de difusão do concreto, obtido na condição saturada com referência à idade t_0 (cm²/ano);

R_C é o coeficiente de correção devido à influência do cimento utilizado;

R_{GS} é o coeficiente de correção devido à influência do grau de saturação do concreto;

R_T é o coeficiente de correção devido à influência da temperatura ambiente;

R_{SC} é o coeficiente de correção devido à influência da superfície exposta em relação à concretagem.

Além da influência das condições ambientais e dos materiais considerados através do modelo da equação (2.23), ocorre a variação temporal da difusibilidade do concreto. Esta variação temporal do coeficiente de difusão surge da natural modificação ao longo do tempo das características gerais do esqueleto granular do concreto. Diversos autores (TAKEWAKA e MATSUMOTO, 1988; POULSEN, 1993; COSTA e APPLETON, 1999; TANG E GULIKERS, 2007; AUDENAERT *et al.*, 2010; SONG *et al.*, 2013; GJORV, 2015; YANG *et*

al., 2018) apresentam pesquisas acerca da redução do coeficiente de difusão ao longo do tempo. Assim como ocorre com as características do concreto, a variação da difusibilidade também é maior logo nas primeiras idades, sendo seu efeito menos percebido com idades mais avançadas. O modelo mais amplamente adotado para a representação deste fenômeno proposto por Takewaka e Matsumoto (1988) e Poulsen (1993) é o apresentado pela equação (2.24)(2.2).

$$D = D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (2.24)$$

Onde:

D é o coeficiente de difusão do concreto (cm^2/anos), considerando-se as condições de exposição no microambiente na idade de análise;

D_0 é o coeficiente de difusão do concreto, obtido na condição saturada com referência à idade t_0 (cm^2/ano);

t_0 é a idade do início da exposição (anos);

t é a idade considerada na análise (anos);

$n > 0$ é um fator de influência da idade do concreto.

c) Concentração inicial de cloretos

A concentração inicial de cloretos tem origem na própria composição do concreto, através da utilização de água amassamento e ou agregados contaminados e aditivos aceleradores de pega que contenham CaCl_2 e na ausência de um controle tecnológico efetivo na fase de elaboração do concreto. Segundo Magalhães (2014) este controle tem se limitado, basicamente, ao atendimento da resistência à compressão do material entregue; sendo esta a propriedade mais valorizada pelos projetistas no momento de decidir sobre a metodologia de verificação da qualidade do concreto.

d) Concentração crítica de cloretos

O teor de cloretos necessários para que ocorra a despassivação pode ser expresso de duas maneiras: a relação Cl^-/OH^- da solução de poros e a quantidade de cloretos por unidade de cimento ou concreto (ANDRADE, 2001). Entretanto a determinação do valor crítico da relação Cl^-/OH^- ainda é difícil, em função do grande número de fatores

envolvidos em todo o sistema, além da variabilidade verificada no momento da medição do mesmo concreto.

Desta forma, torna-se mais prática a determinação da quantidade limite de cloretos necessários para a despassivação das armaduras em relação à massa de cimento ou de concreto. Mesmo assim, ainda acontecem divergências quanto ao valor padrão que deve ser utilizado para considerar a despassivação das armaduras, devido ao elevado número de variáveis que influenciam nos fenômenos de ingresso destes íons no concreto, tais como a dosagem, a temperatura, a umidade relativa, o pH da solução de poros, o teor de cloretos solúveis, a quantidade de C_3A do cimento, a fonte de cloretos e as características metalúrgicas da armadura atingida (ALONSO *et al.*, 1997). A Tabela 2.4 apresenta os limites para o teor máximo de cloretos normatizados em diversos países.

Tabela 2.4 – Teores limites de cloretos para diversas normas (Adaptado: FIGUEIREDO, 2011)

Norma	País	Ano	Teor de cloretos recomendado
NBR 12655	Brasil	2016	$\leq 0,15$ % em relação à massa de cimento, em ambiente com cloretos
			$\leq 0,30$ % em relação à massa de cimento, em ambiente sem cloretos
			$\leq 0,40$ % em relação à massa de cimento, em ambiente seco ou protegido da umidade
			$\leq 0,05$ % em relação à massa de cimento, em concreto protendido
ACI 318S-05	USA	2005	$\leq 0,15$ % em relação à massa de cimento, em ambiente com cloretos
			$\leq 0,30$ % em relação à massa de cimento, em ambiente normal
			$\leq 1,00$ % em relação à massa de cimento, em ambiente seco
			$\leq 0,60$ % em relação à massa de cimento, em concreto protendido
CEB	Europa	1991	0,40 % em relação à massa de cimento
NP EM 206-1	Portugal	2007	
BS 8110:1	Inglaterra	1985	
JCSE-SP2	Japão	1986	
			$\leq 0,60$ kg/m ³ de concreto

O conteúdo crítico de íons cloretos sofre variação em função da qualidade do concreto e da umidade relativa do ambiente, levando em conta se o concreto está ou não carbonatado, de acordo com o esquema apresentado na Figura 2.17. Desta maneira a espessura da camada de cobrimento e a qualidade do concreto vão impedir ou minimizar a penetração do cloreto para o interior do elemento estrutural. A exigência de procedimentos de qualidade quanto à permeabilidade da camada de cobrimento deve ser estendida ao controle do fator água cimento e procedimentos de cura do elemento estrutural, pois é a camada de cobrimento que vai garantir a qualidade do concreto quanto à expectativa de vida útil da estrutura.

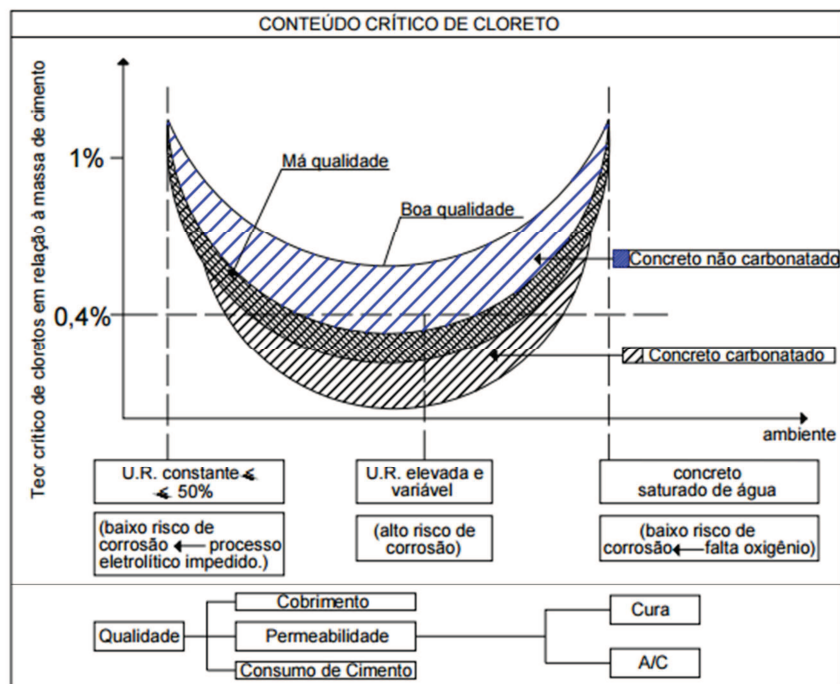


Figura 2.17 – Esquema de variação do teor de cloretos em função da qualidade do concreto e a umidade ambiente (CEB – FIB, Bulletin 183,1992)

Com base na literatura, (HELENE, 1993; ANDRADE, 1998; GUIMARÃES, 2000), encontra-se a recomendação de que um percentual mínimo de 0,4 % de cloretos, em relação à massa de cimento, pode iniciar o processo de corrosão em peças de concreto armado.

3 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Neste capítulo serão evidenciados os critérios normativos que visam a durabilidade das estruturas e abordados os conceitos de confiabilidade estrutural com a apresentação dos métodos de avaliação da confiabilidade, obtenção do índice de confiabilidade, confiabilidade aplicada à previsão de vida útil de elementos estruturais e o conceitos de vida útil característica.

3.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS QUE VISAM A DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS

Os métodos de dimensionamento de estruturas de concreto armado estabelecem parâmetros que tem por objetivo garantir o projeto e execução de elementos que apresentem segurança, bom desempenho em serviço e durabilidade. As normas usam métodos prescritivos no tratamento do problema da durabilidade das estruturas em concreto armado (DINIZ, 2006).

Omissa até então, a versão de 2003 da norma brasileira NBR 6118 passou a estabelecer requisitos mínimos para garantir a durabilidade de estruturas de concreto. Este foi um passo fundamental para a melhoria da qualidade das construções brasileiras, tendo sido o primeiro mecanismo normativo brasileiro a estabelecer diferenciação de condições técnicas de garantia de durabilidade em relação ao ambiente no qual a construção será executada.

Para este processo a NBR 6118 (ABNT, 2014) define a agressividade do ambiente como uma condição relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre uma estrutura de concreto, independentemente das solicitações mecânicas, térmicas ou hidráulicas consideradas no projeto. A partir do conceito de agressividade do ambiente, são estabelecidas as denominadas Classes de Agressividade Ambiental (CAA), apresentadas na Tabela 3.1, e

cuja função é classificar os ambientes de acordo com o risco que apresentam às estruturas de concreto.

Tabela 3.1 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA) (Adaptado: NBR 6118, 2014)

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural, Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha, Industrial	Grande
IV	Muito Forte	Industrial, Respingos de marés	Elevado

Partindo da definição da classe de agressividade do ambiente onde a estrutura projetada será construída, são estabelecidos parâmetros e requisitos mínimos que visam a durabilidade. Além disso, sistemas de drenagem e de prevenção ao acúmulo de água devem ser previstos e formas estruturais que facilitem o acesso para inspeção e manutenção são requeridas.

No entanto, os principais requisitos estabelecidos em termos de durabilidade estão relacionados ao cobrimento das armaduras e à qualidade do concreto aplicado. Baseado no fato de que a relação água/cimento do traço e a resistência à compressão do concreto são fortemente ligadas à durabilidade do material, são estabelecidos os parâmetros mínimos apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (Adaptado: NBR 12655, 2015)

Concreto	Tipo	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe do concreto conforme NBR 8953	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto kg/m^3	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

Além da qualidade do concreto aplicado na execução da estrutura, para garantia da durabilidade faz-se fundamental a definição do cobrimento da armadura. O cobrimento se caracteriza como um mecanismo de proteção química e física proporcionado pelo concreto para inibir o processo de corrosão do aço. Quanto maior a camada protetora, melhores são as condições de durabilidade do elemento estrutural. Desta forma, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece uma elevação dos valores mínimos da camada de cobrimento à medida que a classe de agressividade do ambiente no qual a estrutura será executada se eleva. A Tabela 3.3 apresenta as correspondências estabelecidas para cada componente ou elemento estrutural.

Tabela 3.3 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal do concreto para $\Delta_C = 10$ mm (Adaptado: NBR 6118, 2014)

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto Protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Em relação ao ataque de cloretos, a NBR 12655 (ABNT, 2015) apresenta os valores limites da concentração de íons no concreto. Considerando-se todas as contribuições dos componentes do concreto no aporte de cloretos, os teores máximos não devem exceder os valores da Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Teor máximo de íons cloreto para a proteção das armaduras de concreto (NBR 12655, 2015)

Classe de Agressividade Ambiental	Condições de serviço da estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl) no concreto % / massa de cimento
I, II, III e IV	Concreto protendido	0,05
III e IV	Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
II	Concreto armado não exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,30
I	Concreto armado em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40

As recomendações normativas norte-americanas, estabelecidas através do código ACI 318 (2014), também definem categorias e classes baseadas no tipo de ambiente no qual a estrutura será construída. Em virtude das características climáticas da região, a referência norte-americana é mais completa, incluindo situações de gelo e degelo que, obviamente, não fazem parte do escopo brasileiro. A Tabela 3.5 apresenta algumas das categorias de exposição e as correspondentes classes estabelecidas pelo ACI 318 (2014).

Tabela 3.5 – Categorias e classes de exposição das estruturas (Adaptado: ACI 318, 2014)

Categoria	Agressividade	Classe	Condição	
			Sulfato solúvel em água, % em massa	Sulfato dissolvido em água, ppm
S (sulfatos)	n/a	S0	$SO_4 < 0,10$	$SO_4 < 150$
	Moderada	S1	$0,10 \leq SO_4 < 0,20$	$150 \leq SO_4 < 1500$
	Severa	S2	$0,20 \leq SO_4 \leq 2,00$	$1500 \leq SO_4 \leq 10000$
	Muito severa	S3	$SO_4 > 2,00$	$SO_4 > 10000$
P (Baixa permeabilidade)	n/a	P0	Em contato com água quando não se requer baixa permeabilidade	
	Requerida	P1	Em contato com água onde se requer baixa permeabilidade	

continua

Tabela 3.5 – Categorias e classes de exposição das estruturas (Adaptado: ACI 318, 2014)

continuação

Categoria	Agressividade	Classe	Condição
C (Proteção contra a corrosão das armaduras)	n/a	C0	Concreto seco ou protegido de umidade
	Moderada	C1	Concreto exposto a umidade, porém sem exposição a cloretos externos
	Severa	C2	Concreto exposto a umidade e agentes agressivos externos de fontes de cloretos, degelo, químicos, sais, águas salgadas ou respingos.

n/a – não aplicável

Baseado na classificação dos ambientes, a norma norte-americana apresenta requisitos mínimos para os concretos (Tabela 3.6) com vistas a garantia da qualidade. Em relação à durabilidade referente ao ataque de cloretos, a norma faz referência ao máximo teor de íons cloreto solúveis em água em relação ao percentual de cimento, em massa. Estabelece os valores de 1,00; 0,30 e 0,15 % para as classes C0, C1 e C2, respectivamente.

Tabela 3.6 – Requisitos mínimos em função da classe de exposição (Adaptado: ACI 318, 2014)

Classe de exposição	Relação água/cimento	Resistência à compressão (MPa)
S0	n/a	17,24
S1	$\leq 0,50$	27,58
S2	$\leq 0,45$	31,00
S3	$\leq 0,45$	31,00
P0	n/a	17,24
P1	$\leq 0,50$	27,58
C0	n/a	17,24
C1	n/a	17,24
C2	$\leq 0,40$	34,47

n/a – não aplicável

O boletim CEB/FIB nº 55 (2010) também apresenta uma classificação em termos das condições ambientais na qual a estrutura será inserida. No caso específico do ataque por íons cloreto, as classes são estabelecidas de acordo com o apresentado na Tabela 3.7 e os requisitos mínimos em função da classe de exposição conforme Tabela 3.8.

Tabela 3.7 – Classes de exposição relacionadas com as condições ambientais (Adaptado: CEB *fib* Model Code 2010)

Classe	Condição ambiental e exemplos
Corrosão induzida por cloretos com exceção dos oriundos da água do mar	
XD1	Exposição a umidade e a cloretos não oriundos de águas do mar. Ex. superfícies expostas a névoas com presença de cloretos.
XD2	Exposição a ciclos de secagem e raras situações de molhagem com águas não oriundas do mar.
XD3	Exposição a ciclos de molhagem e secagem com águas não oriundas do mar. Ex. pavimentos, pisos e componentes expostos a cloretos.
Corrosão induzida por cloretos oriundos da água do mar	
XS1	Exposição a sais em suspensão sem contato direto com a água do mar. Ex. regiões litorâneas.
XS2	Saturação permanente com água do mar. Ex. estruturas portuárias que permanecem submersas em água do mar.
XS3	Regiões de maré ou respingos de água do mar. Ex. componentes de estruturas marítimas.

Tabela 3.8 – Requisitos mínimos em função da classe de exposição (Adaptado: CEB *fib* Model Code 2010)

Classe ambiental			XC2	XC4	XD1	XD2	XD3
	X0	XC1	XC3		XS1	XS2	XS3
Concreto armado	10	15	25	30	35	40	45
Concreto protendido	10	25	35	40	45	50	55

As demais normas sobre estruturas de concreto ao redor do mundo, tais como a BS 8110 (1997), DIN 1045 (2008) e a EHE (1999), utilizam mecanismos similares para a garantia da qualidade dos materiais e métodos construtivos com o intuito de promover a durabilidade das estruturas.

Estes são procedimentos de caráter prescritivos, determinados pelas exigências previamente estabelecidas, baseados na condição ambiental, porém independente da característica da construção que está sendo executada. Ferreira (2006) complementa, afirmando que a aplicação dos requisitos resulta em uma vida útil satisfatória para a estrutura, sem, no entanto, quantificá-la.

Para Diniz (2006), devido ao grande número de incertezas envolvidas no processo de deterioração do concreto armado, uma estimativa da vida útil deve ser feita em termos probabilísticos. A autora cita como exemplo os procedimentos propostos por Thoft-Christensen (2001) e Tikalsky *et al.* (2005) e complementa:

“Os procedimentos apresentados em Lorenzini e Diniz (2005), baseados em métodos probabilísticos, formam um arcabouço racional para a estimativa da vida útil para uma dada estrutura. Ademais, tais procedimentos devolvem ao projetista a capacidade de avaliar as implicações de diversas decisões a serem tomadas (relação água-cimento, espessura do cobrimento, controle de qualidade no processo construtivo) na estimativa da vida útil da estrutura para condições específicas do ambiente no qual ela estará inserida.”

3.1.2 Microambientes dentro de uma mesma classe de agressividade ambiental

Embora se utilize, conforme detalhado anteriormente, classificações gerais acerca da agressividade ambiental, existem variações das características internas a um mesmo ambiente analisado. Estas variações das características decorrem das mudanças de microambientes que tendem a ocorrer entre pontos distintos de uma mesma estrutura. No caso de ambientes nas proximidades de regiões litorâneas, classificados como CAA-IV (NBR 12655, 2015) os diferentes níveis de exposição caracterizados como microambientes ou microzonas estão apresentados através do Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Características das microzonas em ambiente marítimo (Adaptado: HELENE, 1993; MEHTA e MONTEIRO, 2008; BALESTRA *et al.* 2017; BRETANHA, 2004; SOUZA, 2005)

Microzonas	Características
Zona de Névoa	O concreto não entra em contato com a água, porém recebe a névoa salina. A agressividade da microzona depende de características como a proximidade da água, predominância de ventos, entre outros.
Zona de Respingo	O concreto é constantemente atingido por respingos de água do mar.
Zona de Maré	O concreto é submetido a ciclos de molhagem e secagem ao longo do tempo. Agressividade depende das características sazonais e da escala de variação da tábua de marés.
Zona Submersa	O concreto fica permanentemente abaixo do nível d'água. Neste caso o material fica com bom grau de proteção.

Segundo Helene (1993) e Pang e Li (2016), o ataque dos cloretos em ambiente marítimo, normalmente, é maior na zona de respingos que na zona de névoa e é maior na zona de maré do que em zona submersa. Na Figura 3.1 pode ser observado as diferentes zonas.

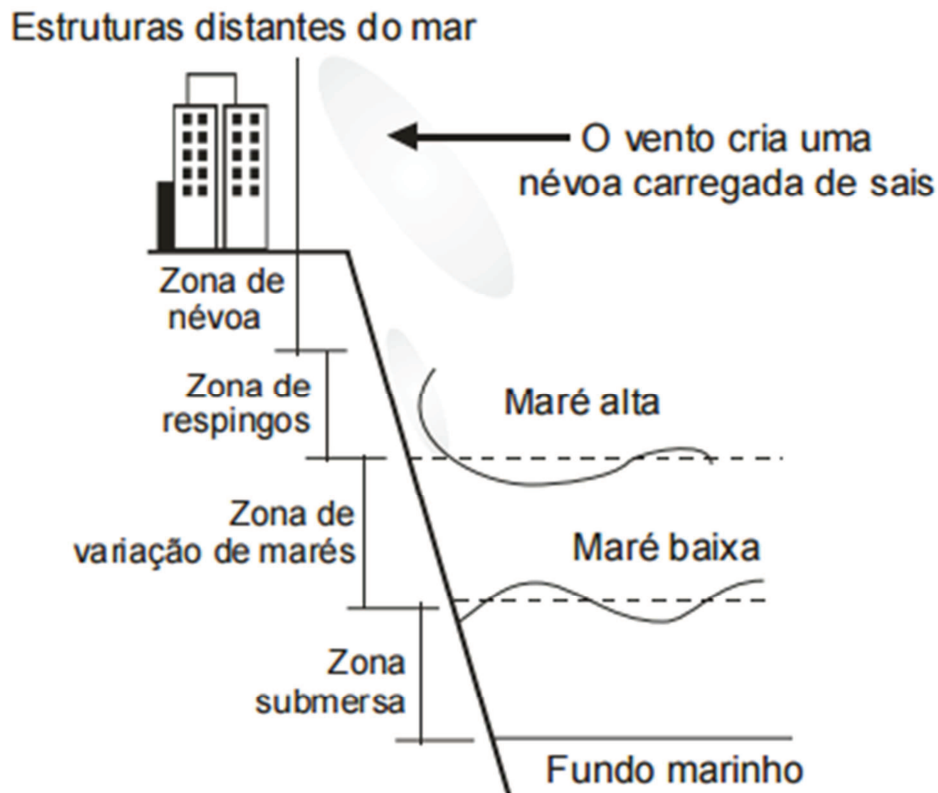


Figura 3.1 – Representação esquemática das zonas de agressividade marinha. (Adaptado DURACRETE, 1999).

Os principais tipos de deterioração, associados aos diferentes níveis de exposição de uma estrutura inserida em uma atmosfera marinha, estão mostrados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Correspondência entre a localização da estrutura de concreto e o tipo de deterioração observado (CEB, 1992, HELENE, 1993; MEHTA E MONTEIRO, 2008; GUIMARÃES, 2000 e ANDRADE, 2001)

Área	Características	Tipos de deterioração
Zona de névoa salina	O concreto nunca está diretamente em contato com a água do mar, porém é atingido pela névoa salina que vem do oceano. O nível de cloretos normalmente cai à medida que as construções se afastam do mar, mas, em alguns casos, dependendo do tipo da costa e da direção preferencial dos ventos, a névoa salina pode penetrar até muitos quilômetros do litoral (com baixos teores).	Corrosão da armadura induzida por cloretos Danos causados pelo efeito do congelamento e degelo
Zona da variação das marés	O concreto está submetido à ação dos ciclos de molhagem / secagem, onde há uma combinação dos mecanismos absorção e difusão de íons no concreto, retendo uma grande quantidade de cloretos no interior do material. Além disso, existe o efeito físico do choque das ondas e partículas em suspensão, que podem causar lascamentos das camadas superficiais do material.	Corrosão da armadura induzida por cloretos Abrasão pela ação das ondas, gelo ou outros objetos. Ataque biológico causado por microorganismos Ataque químico ao concreto
Zona submersa	O processo de difusão é o único mecanismo de transporte atuante. Contudo, o concreto pode estar sujeito à ação de ataques químicos, principalmente por íons magnésio ou sulfato, normalmente com baixa intensidade quando utilizados cimentos resistentes à sulfetos.	Ataque biológico causado por microorganismos Ataque químico ao concreto

3.2 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A estimativa de confiabilidade de um determinado elemento estrutural caracteriza-se como uma forma de mensurar sua segurança através de mecanismos probabilísticos. Na realidade, o processo de dimensionamento e de avaliação do comportamento de uma estrutura baseia-se em uma série de parâmetros cujo valor exato é de difícil determinação. Nestes

casos, o uso de métodos probabilísticos permite uma avaliação mais satisfatória das variáveis aleatórias envolvidas e do consequente julgamento das condições de segurança do elemento analisado.

Melchers e Beck (2018) definem as incertezas envolvidas no processo de análise estrutural. Estas incertezas, avaliadas sob a ótica da avaliação da durabilidade de dado elemento é apresentada no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Incertezas no processo de avaliação da confiabilidade (Adaptado: MELCHERS e BECK, 2018)

Incerteza	Descrição
Decisão	Caracteriza-se quanto à verificação de que determinado estado limite foi alcançado. Define a ocorrência ou não do fenômeno analisado.
Fenomenológicas	Diz respeito a situações não previstas e/ou não corretamente mensuradas.
Modelo	Consequência das aproximações teóricas do comportamento real do fenômeno através de modelos teóricos.
Previsão	Envolve a previsão de um determinado estado do elemento analisado em um tempo futuro
Físicas	Refere-se à aleatoriedade dos materiais, geometria e dimensões dos elementos e à avaliação das solicitações impostas.
Fatores Humanos	Decorrente de falhas ocorridas nas fases de projeto, execução ou utilização da estrutura.
Estatísticas	Associadas ao processo de previsão da distribuição de probabilidades das variáveis aleatórias envolvidas.

Dentro do espectro de variáveis envolvidas no dimensionamento de um elemento estrutural de concreto armado, podem ser destacadas as variações decorrentes do processo de execução, as diferenças entre os modelos teóricos de projeto e a estrutura real, as incertezas na previsão dos carregamentos e a variabilidade das condições ambientais às quais o mesmo será exposto. Utilizando-se todas estas variáveis, as estruturas são dimensionadas para atenderem de forma satisfatória requisitos de segurança, desempenho e durabilidade. Quando um ou mais destes requisitos deixa de ser atendido, define-se como atingido um estado limite.

A violação de um estado limite pode ser definida como a obtenção de uma condição indesejável para a estrutura. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) considera três diferentes estados limites para uma estrutura:

- Estado Limite Último (ELU): processo relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

- Estado Limite de Serviço (ELS): podem indicar a recomendação de não utilização da estrutura, mesmo que não tenha sido esgotada a sua capacidade resistente. É o caso de deformações excessivas, excesso de fissuras ou vibrações, entre outros.

- Estado Limite de Fadiga (ELF): relacionado com o acúmulo de danos à estrutura devido à atuação de cargas cíclicas que geram um mecanismo que envolve a formação e a propagação de fissuras até o colapso da estrutura.

O caso específico do ELS relacionado à abertura de fissuras está diretamente relacionado ao ciclo de vida útil da estrutura, uma vez que possibilita a penetração de agentes externos e o início do processo de corrosão das armaduras.

Dentre estes estados limites podem ser destacadas as situações apresentadas no Quadro 3.4 (MELCHERS e BECK, 2018).

Quadro 3.4 – Estados limites típicos para estruturas (Adaptado: MELCHERS e BECK, 2018)

Estado Limite	Descrição	Exemplos
Último	Colapso estrutural	Deslizamentos, ruptura, colapso progressivo instabilidade, corrosão, fadiga, deterioração, fogo.
Serviço	Prejuízo à utilização da estrutura	Fissuração excessiva ou prematura, deformação excessiva, deflexão excessiva, vibrações, rupturas locais, etc.

3.2.1 Conceitos de confiabilidade estrutural

Uma análise baseada nos conceitos de confiabilidade permite inferir sobre a probabilidade de que determinado estado limite seja atingido. Os padrões e requisitos de dimensionamento previstos nos textos normativos baseiam-se em uma probabilidade pré-estabelecida de vida útil de cada elemento estrutural. Este mecanismo se fundamenta em uma

probabilidade pré-estabelecida de falha, considerando-se uma estimativa de agressão do ambiente e um nível aceitável de durabilidade.

Ferreira (2006) relata que a análise de durabilidade se baseia na determinação da probabilidade de ocorrência de um dado acontecimento, por exemplo, do acontecimento que marca o fim da vida útil da estrutura. Este acontecimento pode ser descrito como uma função estado limite $G(x, t)$ em que x representa o vetor das variáveis básicas do problema e t o tempo

O critério de falha para a avaliação de um estado limite em relação à durabilidade pode ser descrito, de forma simplificada através da (3.1):

$$G(x, t) = R(x, t) - S(t) \quad (3.1)$$

Onde a função $R(x, t)$ representa o conjunto de mecanismos que garantem a capacidade resistente do elemento estrutural frente a uma determinada solicitação e $S(t)$ representa o conjunto de solicitações ou elementos capazes de levar a estrutura a atingir determinado estado limite. Matematicamente, esta função é positiva quando o sistema estrutural atende às solicitações de forma adequada ($R > S$).

No caso de uma análise de durabilidade frente ao ataque de cloretos e consequente estimativa da vida útil de determinado elemento estrutural, o vetor $R(x, t)$ representa a resistência à penetração de cloretos quando a análise está concentrada na determinação do tempo para a despassivação. Quando uma avaliação da perda de capacidade do elemento estrutural é necessária, o vetor R passa a incorporar outras características capazes de manter a estrutura em segurança.

Esta resistência é função tanto da qualidade do concreto aplicado, quanto da medida do cobrimento. Estes parâmetros caracterizam-se pelo caráter aleatório, sendo de difícil precisão. Dentre os motivos, podem ser citadas, entre outros:

- a) A resistência mecânica do concreto utilizado, representada pela resistência à compressão, na grande maioria das vezes, apresenta dispersão considerável entre diferentes amassadas e até mesmo dentro de uma mesma mistura (MARTINS, 2008; MAGALHÃES *et. al*; 2013; LARROSSA *et. al*, 2014; PACHECO e HELENE, 2013; PEREIRA, 2008).
- b) A posição real das armaduras dentro das fôrmas e a consequente proteção física proporcionada pelo concreto em termos de cobrimento. Este é um parâmetro que varia

de acordo com a qualidade executiva e o nível de treinamento proporcionado aos envolvidos na execução da obra. Diversos autores apresentam estudos buscando determinar os modelos comportamentais da variação das propriedades geométricas, dentre estas o cobrimento. Mirza e McGregor (1979) recomendam a adoção da distribuição normal de probabilidades como modelo de representação das variações geométricas dos elementos estruturais moldados *in loco*. Udoeyo e Ugbem (1995) apresentam uma análise das dimensões de pilares de concreto armado, mensurando a variação e o desvio padrão dos resultados obtidos. Estas variações nas dimensões gerais dos elementos de concreto armado demonstram a existência de variabilidade na camada de cobrimento das barras de aço. Resultados podem ser obtidos através de equipamentos específicos, como é o caso da utilização de pacômetro digital equipamento eletrônico que localiza as armaduras através da tecnologia magnética de indução de pulso capaz de gerar um campo magnético que pela diferença de tensões resulta uma medição. Este fornece a espessura cobrimento com uma precisão de 3 mm em uma faixa de profundidade de 60 mm (MARAN *et. al*; 2015). Entretanto devem ser consideradas as possíveis variabilidades e incertezas que caracterizam o processo de medição.

O vetor de esforços solicitantes $S(t)$ que levam ao colapso da estrutura, em termos de durabilidade, representa o efeito combinado das ações dos cloretos com as condições ambientais na qual o elemento estrutural está inserido. Estas também são variáveis aleatórias, como o caso das condições ambientais, onde por exemplo: prever a média de temperaturas de uma determinada região e como estas se comportarão em relação às estações do ano é uma tarefa de difícil precisão, além de ser quase impossível prevê-la durante toda a vida útil da estrutura.

Diante da variabilidade e dispersão dos parâmetros que compõem os vetores R e S , a análise de confiabilidade, cujo intuito é garantir a condição $R > S$, só é possível em termos de probabilidade, ou seja, $P(R > S)$. Outra forma de se avaliar o sistema é através da probabilidade de falha, na forma, $P(R < S)$.

Na medida em que os parâmetros envolvidos são conhecidos, bem como a distribuição de probabilidade destes, pode-se definir a probabilidade de falha ($P_f = P(R < S)$), conforme definido por Ang e Tang (2007), através da equação (3.2); desde que R e S sejam funções contínuas e estatisticamente independentes.

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(s) \cdot f_S(s) ds \quad (3.2)$$

Onde:

F_R é a função de distribuição acumulada de R ;

f_S é a função densidade de probabilidade de S .

Para a avaliação da confiabilidade do sistema para as variáveis R e S , define-se uma função da diferença entre a capacidade resistente (R) e as solicitações (S) a qual a estrutura é submetida. Esta função, denominada *margem de segurança* (M) do sistema, é matematicamente expressa conforme a equação (3.3).

$$M = R - S \quad (3.3)$$

Admitindo-se contínuas, com distribuição de probabilidades Normal e estatisticamente independentes as variáveis R e S , pode-se definir o valor esperado da margem de segurança (μ_M) através da equação (3.4), conforme apresentado esquematicamente na Figura 3.2. A equação (3.5) apresenta o desvio padrão da margem de segurança (σ_M).

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (3.4)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.5)$$

Onde: σ_R e σ_S representam o desvio padrão da capacidade resistente e das ações, respectivamente.

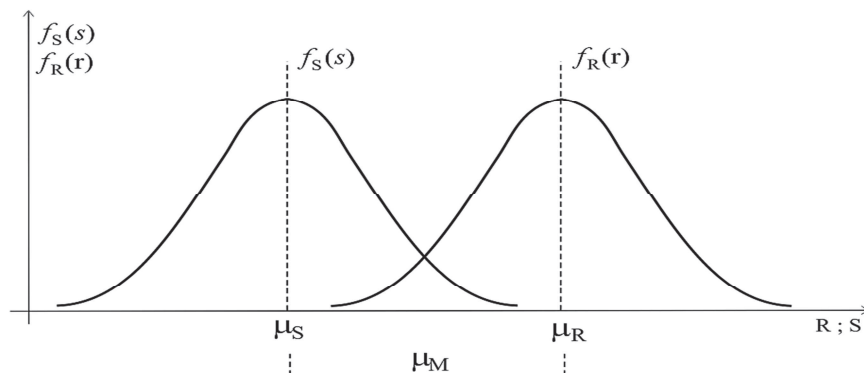


Figura 3.2 – Função densidade de probabilidade da capacidade resistente (R) e dos esforços solicitantes (S) (Adaptado: Ang e Tang, 2007)

Se as variáveis aleatórias R e S , possuem distribuição Normal de probabilidade, a variável M também terá distribuição Normal, conforme apresentado Figura 3.3.

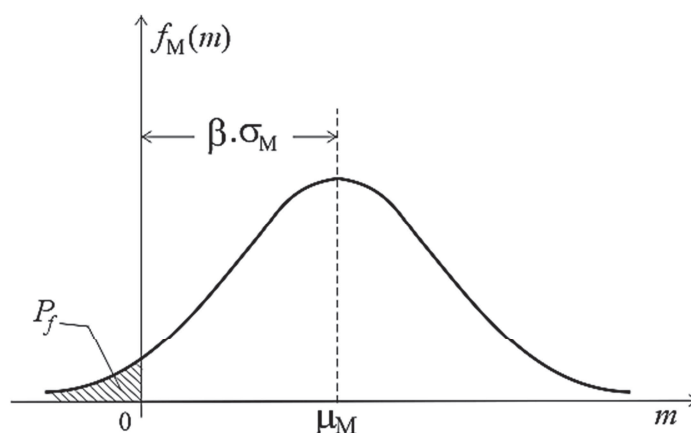


Figura 3.3 – Função de densidade de probabilidades f_M da margem de segurança (Adaptado: Ang e Tang, 2007)

Através da análise da Figura 3.3 pode-se verificar que:

$$\mu_M = 0 + \beta \cdot \sigma_M \quad (3.6)$$

Onde:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (3.7)$$

Onde:

β representa o índice de confiabilidade.

Tomando-se como Normal a distribuição de probabilidades acumulada (Φ) da margem de segurança, pode-se determinar a probabilidade de falha de uma estrutura, conforme apresentado na Figura 3.4, através da equação (3.8).

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.8)$$

Uma análise geral permite verificar a não linearidade da relação entre a probabilidade de falha (representada pela área hachurada) e o índice de confiabilidade (β) de determinado sistema. Pequenos decréscimos no valor do índice de confiabilidade resultam em um incremento considerável em termos de probabilidade de falha (Figura 3.4).

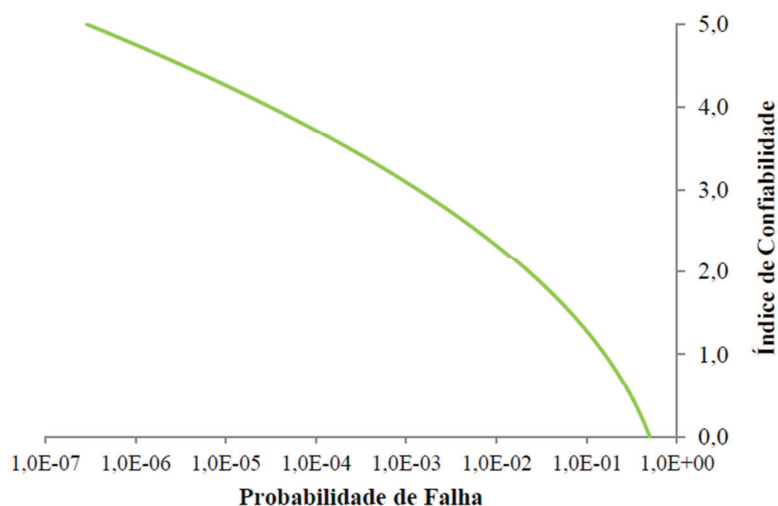


Figura 3.4 – Relação entre o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (P_f)

Em uma avaliação da confiabilidade em termos de durabilidade de determinado elemento estrutural, no entanto, as condições gerais do sistema tendem a se alterar em função do tempo. Isto ocorre porque, à medida que a estrutura entra em operação ou começa a ser solicitada, se desencadeia uma série de mecanismos que modificam a interação entre a capacidade resistente e os esforços solicitantes.

Quando uma obra é bem planejada e executada, logo após sua conclusão, as relações entre os esforços resistentes e solicitantes em termos de durabilidade se apresentam de forma bastante segura. Neste caso, a margem de segurança (μ_M) em relação ao atingimento de um estado limite do sistema é grande; tornando reduzida a possibilidade de falha por este motivo. A Figura 3.5 mostra que à medida que o tempo passa, as variáveis que compõe os vetores R e S sofrem alterações. A capacidade de impedir a entrada de agentes agressivos do concreto ou o cobrimento da camada passivadora da armadura tendem a se reduzir com o período de exposição aos agentes agressivos. A concentração de agentes agressivos sobre ou mesmo dentro do elemento estrutural também aumenta, uma vez que o período de exposição influencia diretamente neste quesito. Desta forma, em valores médios absolutos, existe a tendência de aproximação dos conjuntos de variáveis R e S , conforme apresentado na Figura 3.5. Esta aproximação acarreta na redução da margem de segurança do sistema, cuja tendência, caso nenhuma intervenção em termos de manutenção seja feita, é que um nível inaceitável de probabilidade de falha ou um estado limite atingido. A estimativa do tempo necessário para que o t_{ELS} seja atingido caracteriza-se como a estimativa da vida útil do elemento estrutural.

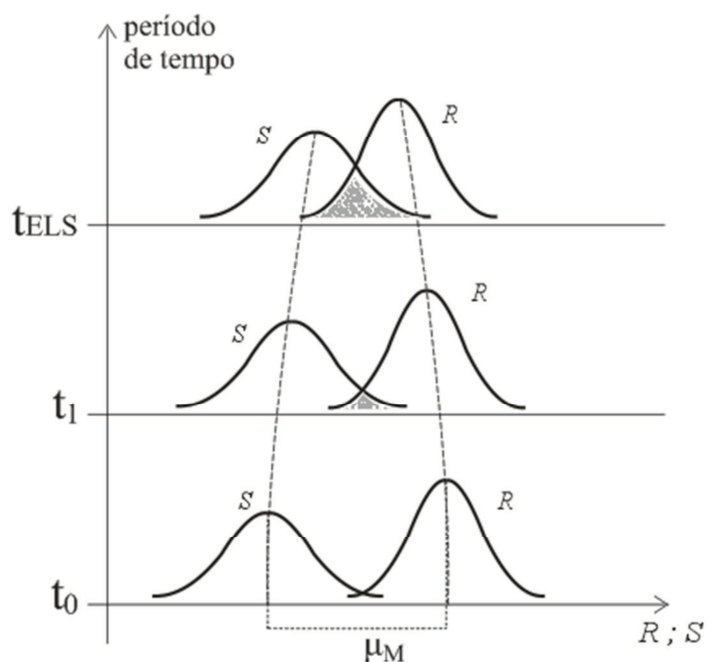


Figura 3.5 – Análise de confiabilidade com variáveis dependentes do tempo (Adaptado: GJØRV, 2015)

No caso da durabilidade de estruturas de concreto armado, quase sempre a falha está ligada ao ponto em que o concreto deixa de fornecer às armaduras a proteção física ou química necessária para evitar a corrosão. A partir do momento em que a camada passivadora é rompida, seja por ataque de cloretos, seja por carbonatação ou por qualquer outro mecanismo de agressão, a estrutura passa a ter uma contagem regressiva de vida útil. Trata-se de um processo que tende a ser acelerado e cuja reversão ou intervenção é extremamente complexa. Desta forma, a grande maioria dos mecanismos de avaliação da confiabilidade de determinada estrutura em termos de durabilidade, se baseia em critérios teóricos de probabilidade de corrosão, a partir da extrapolação de um valor limite preestabelecido.

3.2.2 Obtenção do índice de confiabilidade

Para a determinação da probabilidade de falha e consequente índice de confiabilidade de determinado sistema faz-se necessário conhecer as características das variáveis envolvidas no processo. Inúmeras técnicas foram desenvolvidas para obter a solução da probabilidade de falha, estando estas divididas em Métodos Analíticos e Métodos de Simulação. Nesta seção são apresentados alguns conceitos acerca das principais metodologias. O objetivo desta seção é apresentar uma visão geral dos métodos posteriormente utilizados; mais detalhamentos

sobre estes podem ser obtidos em Ang e Tang (2007), Haldar e Mahadevan (2000) e Melchers e Beck (2018).

a) Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

O método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) é um procedimento utilizado para a análise de confiabilidade de sistemas nos quais se admite conhecida a distribuição de frequência das variáveis envolvidas.

Definindo-se uma função de desempenho para um determinado estado limite conforme a equação (3.9):

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.9)$$

Onde $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ é o vetor de todas as variáveis básicas envolvidas na análise.

Pode-se definir o estado limite do sistema ou superfície de falha como $g(\mathbf{X}) = 0$. Esta superfície define a separação dos domínios de falha ($g(\mathbf{X}) < 0$) e de segurança ($g(\mathbf{X}) > 0$). A Figura 3.6 apresenta uma representação gráfica da definição da função de desempenho considerando-se um problema de duas variáveis, X_1 e X_2 .

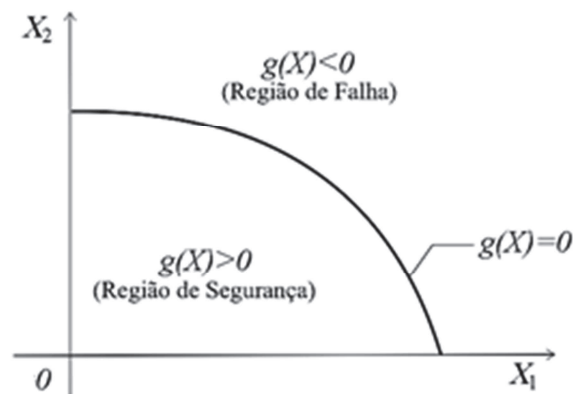


Figura 3.6 – Representação da definição da função de desempenho para um sistema de duas variáveis

Resumidamente, a obtenção do índice de confiabilidade pelo método FORM concentra-se na determinação da distância mínima D , em relação à origem, do hiperplano de

variáveis previamente padronizadas. A Figura 3.7 apresenta graficamente esta relação para uma função de duas variáveis.

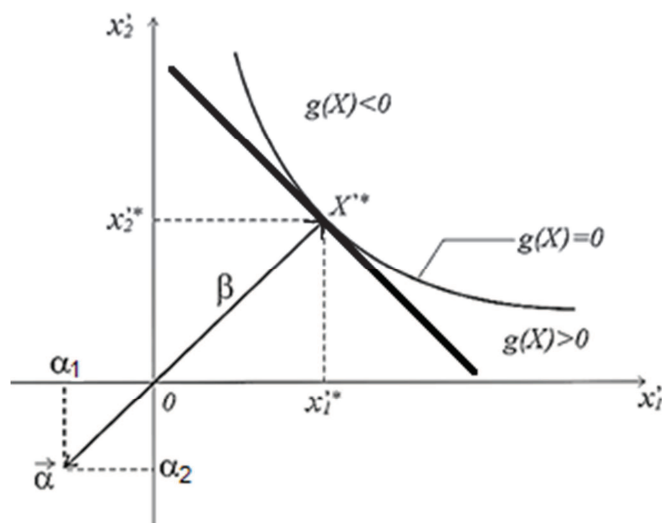


Figura 3.7 – Representação gráfica do método FORM (Adaptado: SAGRILLO, 1994)

O processo para a obtenção desta distância mínima – e conseqüentemente de β – utiliza o método de multiplicadores de Lagrange (Ang e Tang, 1974). Mais detalhamento dos algoritmos utilizados para a solução deste problema de minimização pode ser obtido, entre outros, em Sagrilo (1994), Gomes (2001) e Magalhães (2014).

Outro ponto importante referente ao método FORM é a possibilidade de avaliação das variáveis de maior importância para o resultado do processo analisado através dos cossenos diretores (α). Esta é uma importante ferramenta para atribuir a ordem de relevância de cada um dos parâmetros envolvidos, permitindo uma maior compreensão do processo e a definição dos principais fatores a serem observados para a garantia da confiabilidade requerida.

b) Método de Simulação de Monte Carlo (MCS)

O método de simulação de Monte Carlo caracteriza-se como uma das mais utilizadas ferramentas de estimativa de probabilidade de falha de determinado sistema. Este fato pode ser atribuído a funcionalidade do método na análise de problemas que envolvem variáveis aleatórias com distribuição de frequência conhecida ou assumida.

Em termos práticos, o método de Monte Carlo caracteriza-se pela realização de um número consideravelmente grande de simulações de um fenômeno (ou função estado limite considerada) baseado em um conjunto de parâmetros de entrada gerados a partir da

distribuição de frequência das variáveis envolvidas no processo. Em outras palavras variáveis aleatórias dos dados de entrada são geradas em cada simulação, gerando resultados diferentes em cada uma das análises (SAASSOUH *et al.*; 2012). O número de situações de sucesso ou insucesso obtidas do total de simulações realizadas representa a probabilidade de segurança ou de falha para o fenômeno que está sendo estudado. Real (2000) complementa afirmando que, sendo função de diversas variáveis aleatórias que afetam seu comportamento, a própria resposta da estrutura será também uma variável aleatória.

A Figura 3.8 apresenta um modelo esquemático do processo de simulação de Monte Carlo onde a função de falha é definida pela função $g(X) = 0$. Cada resposta das simulações realizadas é representada pelos pontos apresentados. Os pontos que se encontram no domínio de falha representam situações de não atendimento da função estado limite. A probabilidade de falha é definida somando-se as situações de falha e relacionando-os com a população total de eventos simulados.

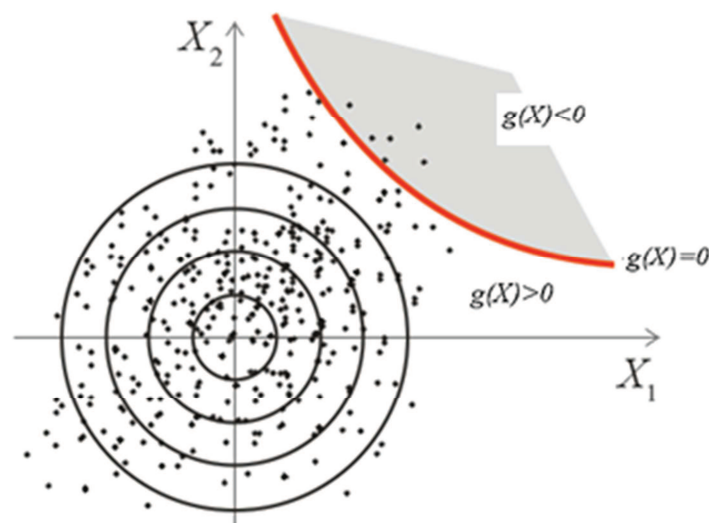


Figura 3.8 – Modelo esquemático do método de simulação de Monte Carlo considerando-se duas variáveis de entrada (Adaptado: NOGUEIRA, 2006)

Entre as desvantagens do método de Monte Carlo pode-se relacionar o número excessivo de simulações que podem ser necessárias para estimar de forma precisa a probabilidade de falha do sistema que está sendo analisado.

Haldar e Mahadevan (2000) apresentam um modelo que correlaciona o nível de probabilidade de falha esperado com o número de simulações de Monte Carlo necessárias

para expressar precisamente o fenômeno estudado. Este modelo é descrito pela equação (3.10).

$$e\% = \sqrt{\frac{(1 - P_f)}{(N \cdot P_f)}} \cdot 200\% \quad (3.10)$$

Onde:

N é o número de simulações;

P_f é a probabilidade de falha;

$e\%$ é o percentual admitido de erro.

c) Amostragem por importância aplicada ao Método de Simulação de Monte Carlo (MCS)

Com o objetivo de acelerar a convergência da simulação pode ser empregado o método de amostragem por importância. Esta técnica consiste em transladar os pontos de amostragem para a região do domínio de falha (Figura 3.9). Para deslocar os pontos de amostragem, os mesmos foram gerados a partir de uma função de amostragem $h(x)$, onde os valores médios das variáveis de importância são os pontos mais prováveis de falha obtidos pelo método FORM.

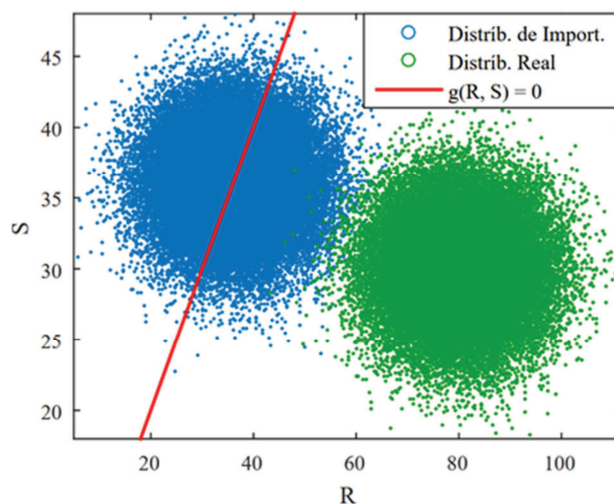


Figura 3.9 – Nuvens de pontos do problema

Ao multiplicar e dividir a equação (3.2) por $h(x)$, obtém-se a equação (3.11) e de forma semelhante a equação (3.12).

$$P_f = \int_0^{\infty} \left[F_R(S) \frac{f_S(S)}{h(x)} \right] h(x) d(x) \quad (3.11)$$

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N F_R(S_i) \frac{f_S(S_i)}{h(x_i)} \quad (3.12)$$

Onde $f_S(S)$ é a função densidade de probabilidade conjunta das distribuições originais do sistema e $h(x)$ é a função densidade de probabilidade conjunta das distribuições de importância. Para variáveis não correlacionadas a função densidade de probabilidade conjunta é dada pela equação (3.13).

$$f_{S_1, S_2, \dots, S_n}(S_1, S_2, \dots, S_n) = \prod_{i=1}^n f_{S_i}(S_i) \quad (3.13)$$

Desta forma, considerando as distribuições de probabilidade conjuntas originais e de importância do sistema, o cálculo da probabilidade de falha deve seguir o seguinte procedimento:

- a) Gerar valores aleatórios para todas as variáveis conforme distribuições de importância selecionadas.
- b) Determinar a densidade de probabilidade conjunta dos valores gerados no passo anterior para as distribuições original e de importância.
- c) Aplicar os valores determinados nos passos anteriores na equação (3.12) repetindo até que seja atingida a convergência.

3.3 A CONFIABILIDADE APLICADA À PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Nesta seção são apresentados os métodos de confiabilidade aplicados na análise de durabilidade de estruturas de concreto armado. Discute-se o critério de falha da análise de iniciação, bem como os índices de confiabilidade considerados alvo por pesquisadores e referenciais normativos.

3.3.1 Critérios de Falha

Em decorrência da aleatoriedade dos parâmetros envolvidos no processo de deterioração por corrosão de uma estrutura, os modelos determinísticos acabam apresentando falhas na representação correta do fenômeno. Desta forma, o uso de modelos probabilísticos faz-se fundamental para uma avaliação mais precisa dos mecanismos e processos que estabelecem a deterioração das estruturas de concreto armado.

Diferente de análises de confiabilidade que envolvem o atingimento de um estado limite último (ELU), como no caso da probabilidade de falha de um pilar ou viga decorrente do incremento da carga, as análises de durabilidade requerem a definição mais subjetiva do critério de falha a ser adotado. O critério de falha é, portanto, uma incerteza de decisão na análise da confiabilidade.

Em teoria, o processo de deterioração da estrutura se inicia no momento em que os agentes agressivos, no caso de cloretos, por exemplo, atingem um teor crítico dentro do concreto do elemento analisado. Na prática, porém, os efeitos deste mecanismo de entrada de íons cloreto só será sentido no momento em que a camada passivadora que protege a armadura for rompida, iniciando a etapa de corrosão. No entanto, o exato ponto em que esta situação ocorre, bem como o nível de comprometimento considerado como limite para a armadura, são fatores divergentes entre pesquisadores e referenciais normativos do tema.

Lorensini (2006) define a modelagem do processo de corrosão como uma atividade bastante complexa, uma vez que depende de vários parâmetros como a concentração de cloretos na superfície do elemento analisado, o coeficiente de difusão do cloreto no concreto, a espessura do revestimento das armaduras, entre outros. O autor ainda identifica as diversas fases nas quais pode ser dividido o processo de deterioração, sendo estas: (1) penetração do cloreto no concreto; (2) início da corrosão da armadura; (3) evolução da corrosão da armadura; (4) fissuração inicial do concreto; (5) evolução das fissuras; (6) deslocamento do concreto. A Figura 3.10, proposta por Thoft-Christensen (2001) resume esquematicamente as etapas citadas.

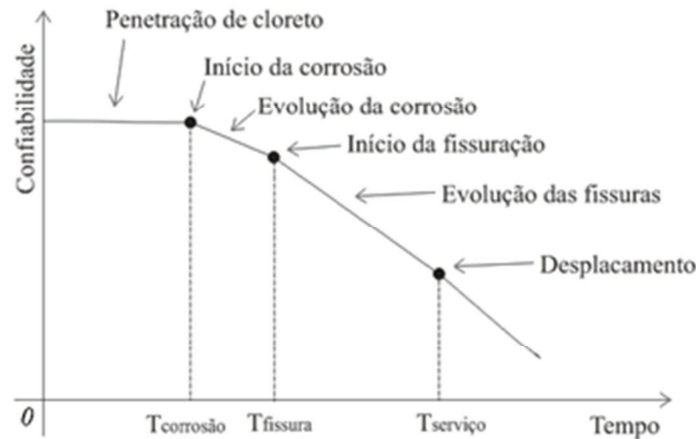


Figura 3.10 – Perfil de confiabilidade (Adaptado: THOFT-CHRISTENSEN, 2001)

A verificação de um adiantado processo de deterioração indica, sob a ótica da grande maioria dos pesquisadores, que está atingido o estado limite de utilização ou serviço (ELS) e, portanto, o fim da vida útil de serviço do elemento estrutural. Em termos de análise estrutural, no entanto, muitas vezes se faz necessária uma avaliação posterior das condições da estrutura. Esta análise pós ELS é fundamental para a avaliação da confiabilidade de uma estrutura cujo processo de intervenção não é realizado e cujo uso não foi cessado. Dentre outras, podem ser citadas as estruturas de pontes rodoviárias e as estruturas portuárias como exemplos de elementos estruturais que costumam apresentar processos de deterioração e cujo plano de manutenção no Brasil é insuficiente. Nestes casos, a avaliação do comprometimento estrutural pós-fissuração deve ser realizada para estimar o comportamento estrutural, baseada na perda de aderência e de seção transversal do metal. Resumidamente:

“A definição da vida útil de uma estrutura torna-se, portanto, dependente do estado limite a ser tratado, ou seja, se de serviço (utilização) ou de ruína (último). No estado limite de utilização, o elemento de controle deve ser a abertura de fissuras causadas pela corrosão, já no estado limite último, o elemento de controle é a redução da resistência do componente estrutural via redução da seção transversal da armadura induzida pela corrosão.”
(LORENSINI, 2006)

Para a avaliação da confiabilidade do elemento estrutural em termos de estado limite de serviço (ELS) quanto da entrada de agentes agressivos no concreto será adotada a função estado limite da equação (3.14):

$$G(x, t) = C_{crit} - C(x, t) \quad (3.14)$$

Onde C_{crit} representa a concentração crítica de cloretos considerada limite para dar início ao processo de corrosão e $C(x, t)$ representa a concentração de cloretos na armadura considerando-se um cobrimento x e um tempo t .

3.3.2 Índice de confiabilidade alvo e a probabilidade de falha em termos de durabilidade

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define vida útil de projeto como o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

O nível de desempenho relacionado à durabilidade de estruturas de concreto amado caracteriza-se como um grande desafio na calibração das normas de dimensionamento. A correta definição das condições ambientais, dos materiais e do processo construtivo e de manutenções a que a estrutura será submetida torna difícil a calibração das normas de projeto.

A EN 1990 (2002) apresenta valores diferenciados de índice de confiabilidade alvo considerando-se a idade de construção da estrutura, conforme apresentado na Tabela 3.9. Estes têm sido os índices de confiabilidade alvos adotados desde então pelos principais referenciais normativos.

Tabela 3.9 – Índice de confiabilidade alvo de acordo com a idade da estrutura considerando-se consequências de média gravidade (Adaptado: EN 1990, 2002)

Estado Limite	Índice de confiabilidade alvo	
	1 ano	50 anos
Último (ELU)	4,7	3,8
De Serviço (ELS)	2,9	1,5

Andrade, (2001) atribuiu em sua pesquisa um índice de confiabilidade alvo no ELS de 0,84, valor correspondente a uma probabilidade de falha igual a 0,2. O autor, justificando o reduzido valor na comparação com os referenciais normativos, considera o fato de que o processo de propagação da corrosão só ocorre quando a concentração crítica de cloretos atinge as proximidades da armadura. Admite-se, portanto, que existe tempo suficiente para que sejam realizadas atividades de manutenção antes do completo comprometimento da armadura. Gjorv (2015) considera uma probabilidade de falha de 10 %, como parâmetro para analisar a obtenção de um estado limite de serviço.

3.3.3 Conceitos de vida útil característica

Considerando-se um modelo de análise de vida útil baseado em parâmetros probabilísticos, surge a necessidade de se analisar o tempo de vida total (ou residual) de um elemento estrutural também sob a ótica da probabilidade. Esta afirmação surge do fato de que, baseada na aleatoriedade dos parâmetros envolvidos no processo, tenha-se uma consequente variabilidade no tempo necessário para que se atinja o estado limite definido.

A resistência mecânica dos materiais utilizados nas estruturas é sempre avaliada em termos de uma probabilidade preestabelecida de falha. No caso do concreto, o conceito probabilístico é introduzido através da definição da resistência característica à compressão (f_{ck}). Esta resistência característica representa um valor com uma probabilidade previamente definida de não ser atendido. A vida útil de determinada estrutura é, portanto, o tempo a partir do qual uma estrutura passa a apresentar uma probabilidade de falha superior à preestabelecida (Figura 3.11). Por outro lado, pode-se definir vida útil característica como a idade a partir da qual apenas um percentual previamente estabelecido de falha é admitido, conforme pode ser analisado esquematicamente através da Figura 3.12.

A Figura 3.11 apresenta graficamente, uma função densidade probabilidade (CDF) hipotética do tempo necessário para que seja atingido o estado limite último, ou seja, as idades obtidas por simulação probabilística em que a função estado limite (3.1) é igual a zero. O valor $t_{médio}$ representa a média destes resultados e o valor t_k representa a idade a partir da qual um número maior do que o admitido de falha ocorre – vida útil característica. Esta análise é similar à utilizada para a avaliação da resistência à compressão do concreto, considerando-se as resistências (f_{ck}) característica e média (f_{cm}).

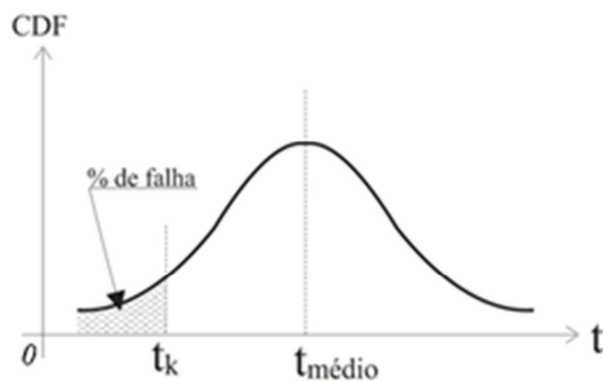


Figura 3.11 – Função densidade probabilística da vida útil e vida útil característica no ELS de um elemento de concreto armado sujeito à penetração de cloretos

Na Figura 3.12 apresenta-se um perfil de concentração de cloretos na profundidade igual a profundidade da camada de cobrimento em relação ao tempo. Os valores de tempo são referentes à idade na qual probabilisticamente, ocorreu um percentual de $F\%$ de falha. Ou seja, o gráfico mostra as idades nas quais a probabilidade preestabelecida de falha foi atingida. Desta forma, t_k , referente ao tempo no qual $F\%$ dos resultados da função estado limite é negativo, define um valor característico de tempo, a partir do qual um percentual de falha maior do que o limite ocorre.

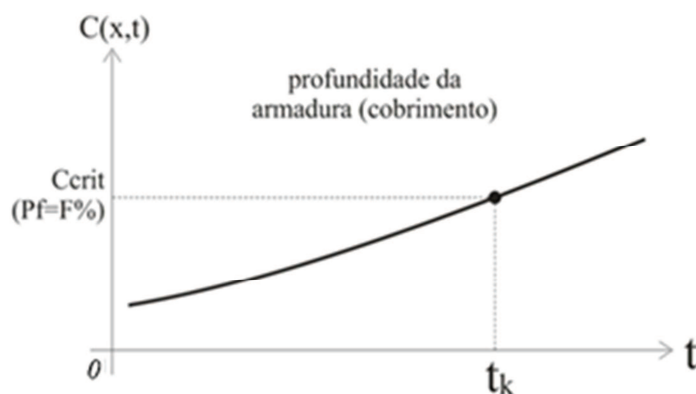


Figura 3.12 – Concentração de cloretos na profundidade da armadura em função da idade a partir da qual uma probabilidade pré-estabelecida de falha é admitida ($P_f = F\%$)

3.3.4 Aplicações da teoria da confiabilidade à durabilidade

Diferentes autores desenvolvem suas pesquisas focadas na aplicação da teoria da confiabilidade relacionada à durabilidade das estruturas de concreto armado. Lorensini (2006) realizou uma modelagem em termos probabilísticos do processo de deterioração de

elementos estruturais de concretos sujeitos ao ataque de cloretos através da aplicação do método de Monte Carlo. O autor adotou um estudo paramétrico, analisando a influência de cada um dos parâmetros envolvido no processo. Na avaliação do período de iniciação foram consideradas as descrições probabilísticas do comportamento do coeficiente de difusão do concreto, dependente da temperatura ambiente e da relação água/cimento do concreto.

Kong et al. (2002) apresentaram uma análise da confiabilidade da penetração de cloretos em concretos na condição saturada. Os autores consideraram aleatórios os principais fatores influentes no caso a relação água/cimento e tempo de cura. Para o primeiro parâmetro foram testadas as distribuições de probabilidades Triangular e Uniforme; enquanto que o tempo de cura foi considerado como obedecendo a uma distribuição Normal. Foram utilizadas simulações de Monte Carlo para a obtenção dos resultados.

Srividya et al. (2008) também aplicaram uma metodologia probabilística para a avaliação do tempo de iniciação por cloretos no concreto. Neste caso, os autores utilizaram dados meteorológicos da região de Maharashtra (Índia) para a introdução das variáveis ambientais na modelagem proposta.

Dimitri e Trapper (2008) apresentaram uma avaliação probabilística do processo de penetração de íons cloreto no concreto. Foram considerados parâmetros ambientais (umidade relativa) e do potencial de fixação de cloretos dos materiais cimentantes usados. Além disso, os autores demonstraram a importância da adoção de modelagens 2 - D na avaliação da penetração de cloretos em pilares de concreto armado. Esta modelagem em 2 - D analisou a penetração de cloretos simultaneamente nas diferentes faces do elemento estrutural, diferentemente da grande maioria das análises que simplificam o fenômeno tomando-o como unidirecional.

O caso de concretos autoadensáveis foi estudado por Ryan e O'Connor (2013). Na pesquisa foram comparadas metodologias probabilísticas com resultados experimentais. Os autores utilizaram os dados de campo para estimar o comportamento estatístico dos parâmetros de entrada de um modelo probabilístico baseado na segunda Lei de Fick.

Vera *et al.* (2017) realizaram uma avaliação em termos probabilísticos de três diferentes modelos de estimativa da penetração de íons cloreto no concreto. Os resultados

mostram a importância da consideração da variabilidade dos parâmetros envolvidos no processo.

Yu et al. (2017) apresentaram uma avaliação probabilística do processo de penetração de íons cloreto no concreto, destacando uma avaliação paramétrica. Foram consideradas as influências das condições ambientais, dos materiais e da execução. Os autores adotaram o modelo proposto pelo Duracrete (1999) e utilizaram os métodos FORM e MCS para a solução numérica.

Comum a grande maioria das pesquisas é a dificuldade de serem obtidas estimativas precisas dos fatores considerados como principais influentes na estimativa do processo de penetração de íons cloretos. Também a ausência de dados experimentais que contemplem uma avaliação em termos temporais; permitindo uma verificação mais fiel dos perfis de penetração em idades mais avançadas.

4 PROCEDIMENTO METODOLOGICO

Com o objetivo de contextualizar e ordenar o processo de investigação deste trabalho, este foi dividido em cinco fases conforme descrito a seguir:

- Fase 1 – constituída pela proposição de um modelo do período de iniciação da corrosão ocasionada pela influência da penetração de íons cloreto no concreto armado, considerando a variabilidade da concentração superficial de cloretos, a redução da difusibilidade ao longo da vida da estrutura, bem como: a influência do tipo de cimento, da temperatura média anual, do grau de saturação do concreto e da direção da concretagem.
- Fase 2 – nesta etapa foram realizados estudos de validação do modelo proposto através da análise comparativa dos resultados oriundos de ensaios experimentais realizados por diferentes pesquisadores em infraestrutura portuárias localizadas no Brasil e na China.
- Fase 3 – apresenta os principais parâmetros que influenciam no processo de deterioração das estruturas de concreto armado sujeitas ao ataque de íons cloreto, adotando-se os parâmetros obtidos na região do estudo de caso, além da definição dos modelos de distribuição de probabilidade das variáveis em questão.
- Fase 4 – esta etapa contempla a análise probabilística do processo de penetração de cloretos, e tem como objetivo determinar a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade dos pontos analisados, assim foi desenvolvido um algoritmo com base no modelo proposto, considerando a estimativa do ponto de falha, a amostragem por importância e a correção através da estimativa de erro do modelo, sendo utilizadas ferramentas de simulação: FORM e MCS. Para as simulações de MCS foi utilizado o programa Matlab[®] R2016a e para execução do FORM o Microsoft Excel 2010.
- Fase 5 – consiste na avaliação da probabilidade de falha considerando o estado limite de serviço (ELS) através da vida útil característica, a partir da determinação da idade na qual apenas um percentual previamente estabelecido de falha é admitido.

- Fase 6 – apresentar a influência de cada uma das variáveis básicas consideradas no modelo proposto. Busca-se evidenciar a importância de cada componente no resultado final de cada simulação realizada.

A metodologia proposta no presente trabalho pode, resumidamente, ser representado através do fluxograma da Figura 4.1.

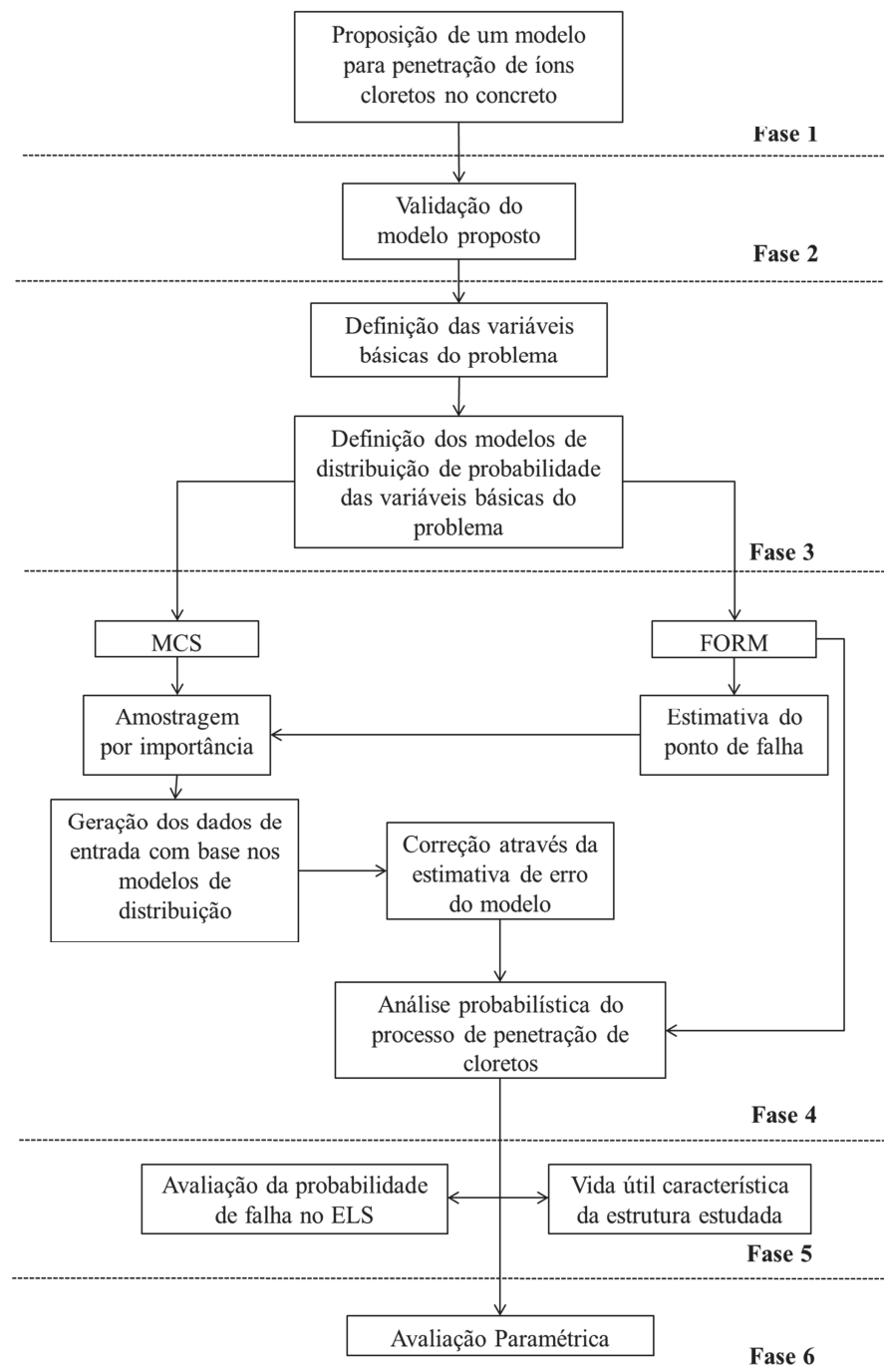


Figura 4.1 – Resumo do processo metodológico adotado na elaboração do presente trabalho

4.1 FASE 1: MODELAGEM DO PROBLEMA

No presente trabalho foi adotada a difusão de cloretos como a principal forma de entrada de agentes agressivos no interior do concreto. Embora existam outras formulações para a modelagem da penetração de agentes agressivos, a solução da 2ª Lei de Fick continua sendo a mais amplamente utilizada. Além disso, diversas pesquisas (ANDRADE, 2001, GUIMARÃES, 2000, YU *et al.*, 2017, SILVESTRO e DAL MOLIN, 2018) demonstram a precisão do modelo na avaliação deste fenômeno.

O modelo da solução da 2ª Lei de Fick é utilizado para determinar o momento em que o teor de íons cloreto passa a ser igual ou superior à concentração considerada crítica e capaz de desencadear o processo de despassivação da armadura. Em termos de confiabilidade, este é o período de tempo no qual não é observada nenhuma perda na capacidade resistente da estrutura. Ocorrendo, no entanto, a deterioração dos mecanismos de proteção do elemento estrutural. Desta forma, para a avaliação da confiabilidade do elemento estrutural em termos de estado limite de serviço (ELS) quanto à entrada de agentes agressivos no concreto foi adotada a função estado limite da equação (4.1):

$$G(x, t) = C_{crit} - C(x, t) \quad (4.1)$$

Onde C_{crit} representa a concentração crítica de cloretos capaz de desencadear o processo de despassivação da armadura e $C(x, t)$ refere-se à concentração de cloretos em uma profundidade x num dado tempo t .

Conforme o critério de falha adotado pode-se ter diferentes estimativas da vida útil de uma estrutura de concreto armado. Diversos autores (TUUTTI, 1982; HELENE, 1986; UJI *et al.*, 1990; MEJLBRO 1996; FRANGOPOL *et al.*, 1997 e THOFT- CHRISTENSEN, 1997) definem o alcance do teor crítico de cloretos nas proximidades da armadura como o fim da vida útil de serviço.

Graficamente, o processo analisado por ser visualizado através da Figura 4.2. Percebe-se que, para um determinado tempo t , a concentração de cloretos atinge um valor crítico nas margens da armadura, desencadeando a despassivação das barras.

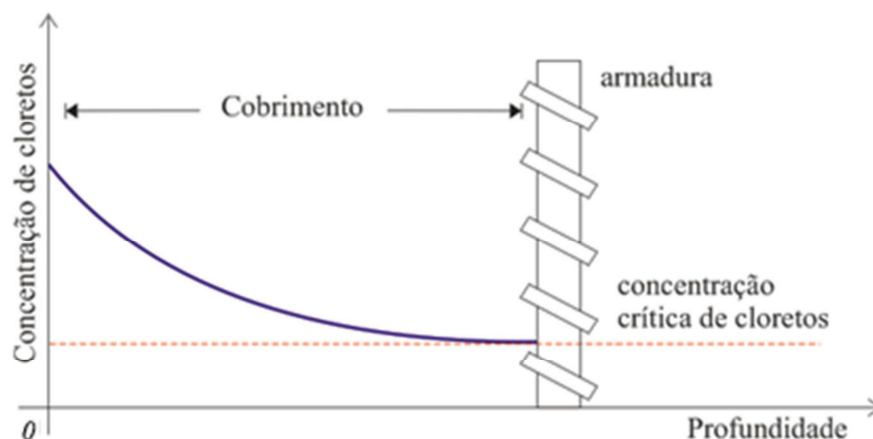


Figura 4.2 – Representação gráfica do perfil de concentração de cloretos em relação ao cobrimento da armadura em um tempo t

A solução da 2ª Lei de Fick apresentada na equação (2.9) onde são considerados constantes o coeficiente de difusão (D) e a concentração superficial (C_s) foi utilizada como base para a proposição do modelo apresentado neste trabalho. Para introdução da variabilidade da concentração superficial de cloretos e o coeficiente de difusão do concreto com o tempo no modelo, fez-se uso da função Ψ_p de Mejlbro (1996), detalhada na seção 2.1.3 e representada pela equação (4.2):

$$\Psi_p(z) = \sum_{n=0}^{+\infty} \frac{p^{(n)}(2z)^{2n}}{(2n)!} - \frac{\Gamma(p+1)}{\Gamma(p+0,5)} \sum_{n=0}^{+\infty} \frac{(p-0,5)^{(n)}(2z)^{2n+1}}{(2n+1)!} \quad (4.2)$$

Em relação a redução da difusibilidade esperada em função do aumento da idade do concreto, foi adotado o conceito apresentado por Takewaka e Matsumoto (1988), Poulsen (1993) e Tang e Gulikers (2007), através da equação (4.3) e admitida a variação da concentração superficial adotando-se o conceito de aumento da deposição de cloretos na superfície de concreto ao longo do tempo apresentado por Uji *et al.* (1990), através da equação (4.4), ambos os conceitos foram detalhados na seção 2.1.4.

$$D = D_0 \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (4.3)$$

Onde:

D é o coeficiente de difusão do concreto (cm^2/anos), considerando-se as condições de exposição no microambiente na idade de análise;

D_0 é o coeficiente de difusão do concreto, obtido na condição saturada com referência à idade t_0 (cm^2/ano);

t_0 é a idade do início da exposição (anos);

t é a idade considerada na análise (anos);

$n > 0$ é um fator de influência da idade do concreto.

$$C_s(t) = S \cdot \sqrt{t} \quad (4.4)$$

Onde:

$S\sqrt{t}$ é a concentração superficial de cloretos em função do tempo.

Desma forma, a solução parcial do modelo proposto pode ser descrito através da equação (4.5):

$$C(x, t) = S\sqrt{t} \cdot \Psi_p \left(\frac{x}{2\sqrt{D_0 \cdot (t_0/t)^n \cdot t}} \right) \quad (4.5)$$

Com objetivo de considerar a influência das condições ambientais e dos materiais empregados na elaboração do concreto foi introduzido ao modelo proposto os fatores de correção do coeficiente de difusão apresentados por Guimarães (2000), conforme descrito na equação (4.7):

$$D_1 = D_0 \cdot R_C \cdot R_{GS} \cdot R_T \cdot R_{SC} \quad (4.6)$$

Onde:

D_0 é o coeficiente de difusão do concreto, obtido na condição saturada com referência à idade t_0 (cm^2/ano);

R_C é o coeficiente de correção devido à influência do cimento utilizado;

R_{GS} é o coeficiente de correção devido à influência do grau de saturação do concreto;

R_T é o coeficiente de correção devido à influência da temperatura ambiente;

R_{SC} é o coeficiente de correção devido à influência da superfície exposta em relação à concretagem.

O fator de correção R_C relaciona-se à redução da difusibilidade do concreto devido à utilização de aglomerantes com adição de cinza volante. O fator R_{GS} diz respeito às diferenças no mecanismo de difusão da situação saturada em relação à condição não saturada. O coeficiente R_T utiliza como base a equação de Arrhenius e leva em consideração a influência da temperatura no estado de agitação molecular e por consequência na difusibilidade. O coeficiente de correção R_{SC} está relacionado com as diferenças da rede de poros do concreto, considerando a superfície exposta em relação à direção da concretagem. Todos estes fatores influentes foram discutidos na seção 2.1.4. O processo de obtenção de cada um é mais detalhadamente apresentado na seção 4.3.3.

Exposto isto, o modelo de perfil de cloretos $C(x,t)$ proposto pode ser descrito matematicamente através da equação (4.7).

$$C(x, t) = S\sqrt{t} \cdot \Psi_p \left(\frac{x}{2\sqrt{R_C \cdot R_{GS} \cdot R_T \cdot R_{SC} \cdot D_0 \cdot (t_0/t)^n \cdot t}} \right) \quad (4.7)$$

Onde:

$S\sqrt{t}$ é a concentração superficial de cloretos em função do tempo;

Ψ_p é a função definida através da equação (4.2);

R_C é o coeficiente de correção devido à influência do cimento utilizado;

R_{GS} é o coeficiente de correção devido à influência do grau de saturação do concreto;

R_T é o coeficiente de correção devido à influência da temperatura ambiente;

R_{SC} é o coeficiente de correção devido à influência da superfície exposta em relação à concretagem;

t_0 é a idade do início da exposição (anos);

n é um fator de influência da idade do concreto;

D_0 é o coeficiente de difusão do concreto com referência à idade t_0 (cm^2/anos);

x é a profundidade de penetração de íons cloreto (cm).

4.2 FASE 2: DETALHAMENTO DOS AMBIENTES ANALISADOS E VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

Para a validação do modelo proposto foram realizadas análises comparativas dos resultados experimentais oriundos de duas importantes obras de infraestrutura portuária, a primeira localizada na costa sul da China e a segunda no extremo sul do Brasil. Esta etapa

visa demonstrar a capacidade do modelo utilizado na análise do comportamento da penetração de cloretos.

4.2.1 Estrutura Analisada por Pang e Li (2016)

Pang e Li (2016) apresentaram um estudo de investigação de campo em diferentes infraestruturas portuárias de concreto armado, localizadas próximo ao paralelo $22^{\circ} 15' 00''$ N, na costa sul da China (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Localização geográfica das estruturas analisadas. (Adaptado: PANG e LI, 2016).

A Figura 4.4 representa o perfil das estruturas analisadas sendo que os pontos estudados estão localizados em zona de respingo.

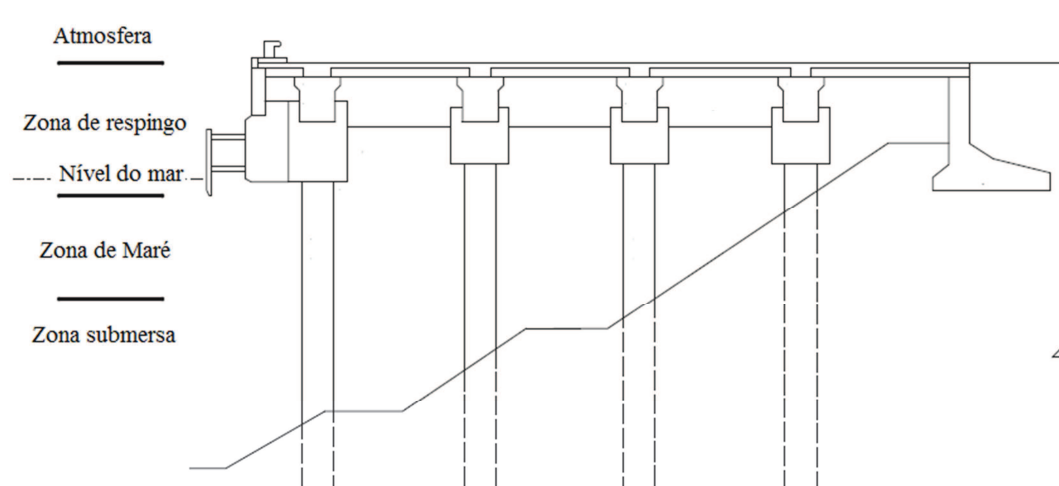


Figura 4.4 – Perfil representativo das estruturas analisadas (Adaptado: PANG e LI, 2016).

A Tabela 4.1 apresenta os traços empregados na concretagem de cada elemento avaliadas por Pang e Li (2016).

Tabela 4.1 – Traços dos concretos avaliados (PANG e LI, 2016).

Pontos	Ano da concretagem	Traço					a/c	f_{ck} (MPa)
		Cimento	Cinza volante	Sílica	Agregado miúdo	Agregado graúdo		
HPW4	2000	0,72	0,25	0,03	1,74	2,40	0,40	45
HPW9	1986	1	-	-	2,56	4,36	0,45	30

Em relação ao ambiente, segundo as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318 (2014) pode se considerar que as estruturas estão localizadas em zona de severa agressividade, inseridas em atmosfera marinha. Sendo a região de clima subtropical com temperaturas média anual ente 21,3°C e 23,4°C. A umidade relativa do ar possui média anual entre 78 e 85% com grande variação sazonal, podendo atingir 100% nas estações da primavera e verão e cair para 15% no inverno.

O primeiro caso utilizado para a validação refere-se ao ponto denominado HPW4. Este ponto caracteriza-se por um elemento de cais que apresentava 12 anos de idade no momento da análise experimental. A classe de resistência do concreto adotada foi C45 e relação água/cimento igual a 0,40. Na Figura 4.5 pode ser observada a comparação entre o perfil de cloretos obtidos pelo modelo proposto e os dados experimentais apresentados pelos autores.

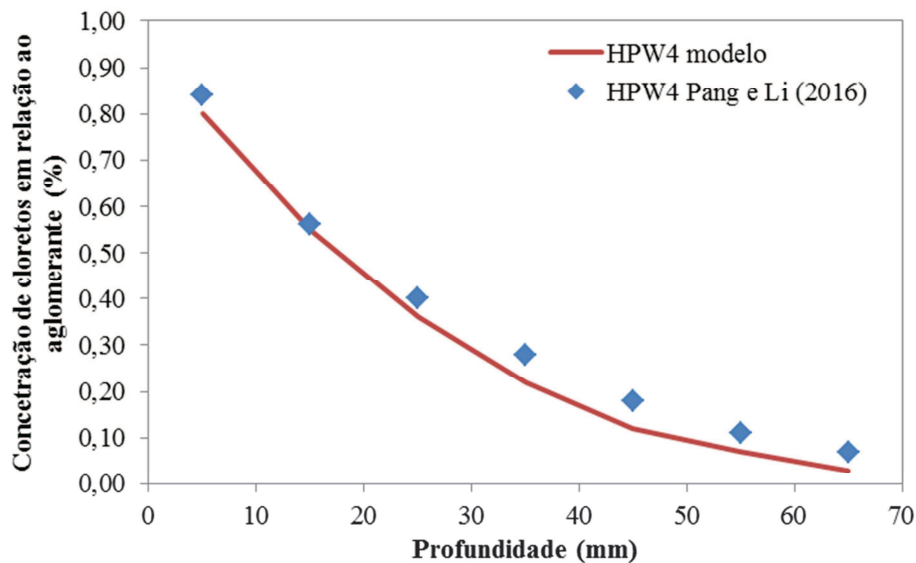


Figura 4.5 – Perfil de concentração de cloretos obtidos pelo modelo e dados experimentais do ponto HPW4

O ponto HPW9 foi o outro elemento considerado para validação do modelo. Sua escolha ocorreu por este aliar idade elevada com um concreto de resistência mínima de 30 MPa. Conforme Pang e Li (2016), este elemento possui relação água/cimento de 0,45, classe C30 e 26 anos de idade no momento da análise experimental.

A análise comparativa dos resultados numéricos com os experimentais, apresentada pela Figura 4.6, evidencia uma correlação ainda mais precisa dos dados, quando comparado com o ponto HPW4.

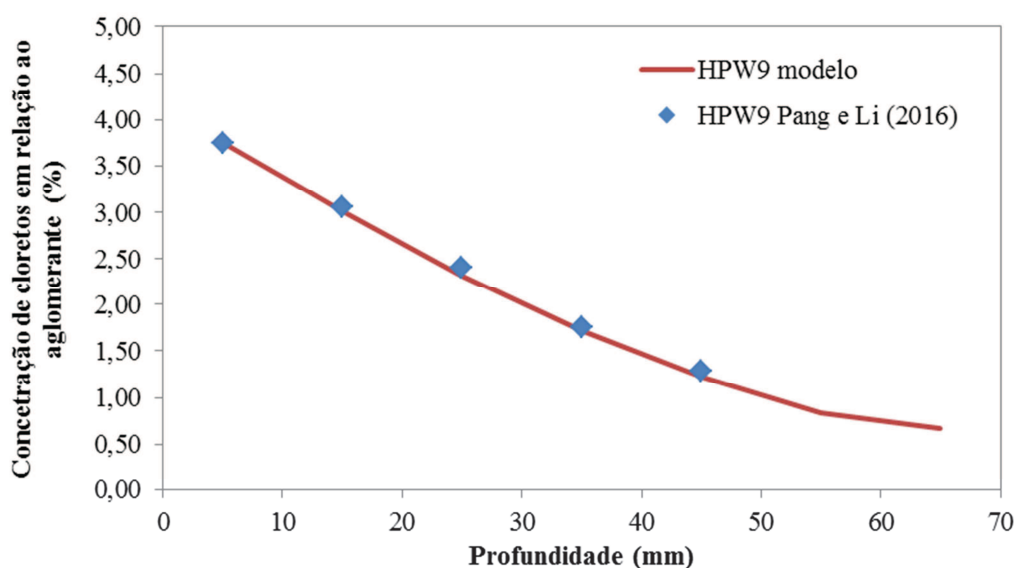


Figura 4.6 – Perfil de concentração de cloretos obtidos pelo modelo e dados experimentais do ponto HPW9

4.2.2 Estrutura Analisada por Guimarães (2000)

Guimarães (2000) apresentou investigação realizada na estrutura de concreto armado que compõe o cais marítimo do Terminal de Contêineres (Figura 4.7), localizado no complexo portuário do Rio Grande, no extremo sul do Estado do Rio Grande do Sul (Figura 4.8).



Figura 4.7 – Terminal de Contêineres, Superporto do Rio Grande (SUPRG, 2011).



Figura 4.8 – Localização geográfica da estrutura analisada (Adaptado: SUPRG, 2011).

Constituída (à época) por um cais de 6 trechos de 50 m cada um, com um comprimento total de 300 m. Cada trecho possui uma laje de 50 m de comprimento, 22,8 m de largura e 0,80 m de espessura. Sobre a laje existia uma viga com 1,30 m de altura e 0,80 m de largura, formando o paramento. As estacas pranchas eram elementos pré-moldados com 0,50 m de largura, 0,37 m de espessura e 17,30 m de comprimento, que foram cravadas na parte posterior do cais, engastadas na laje (PORTOBRAS, 1997 *apud* GUIMARÃES, 2000). A Figura 4.9 e a Figura 4.10 apresentam o perfil e detalhamento do cais do terminal, bem como a localização dos pontos de realização da amostragem referente ao processo de penetração de íons cloreto e suas respectivas cotas. As extrações das amostras do concreto foram realizadas após 22 anos da construção do cais.

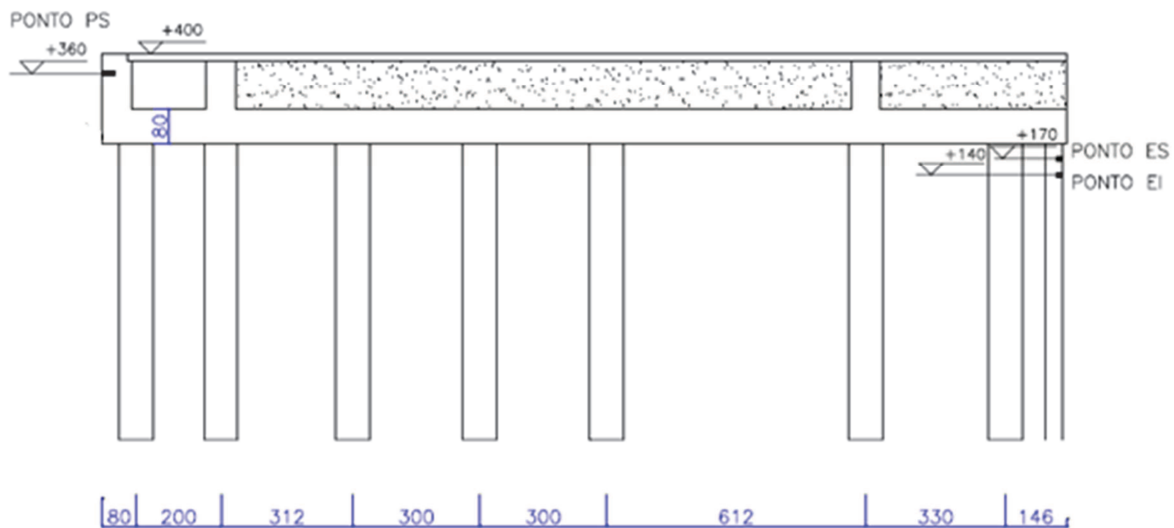


Figura 4.9 – Perfil da estrutura do cais e localização dos pontos de coleta (Adaptado: GUIMARÃES, 2000). **PS** – viga do paramento ponto superior; **EI** – estaca prancha ponto inferior; **ES** – estaca prancha ponto superior.

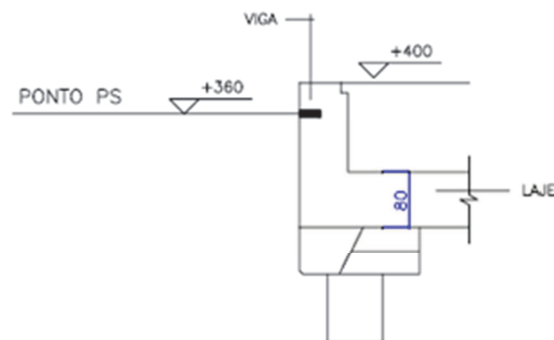


Figura 4.10 – Detalhamento da localização do ponto PS (Adaptado: GUIMARÃES, 2000).

O controle tecnológico da obra foi realizado pela ECISA – Engenharia Comércio e Indústria S/A, empresa responsável também pela emissão de relatórios e pareceres dos materiais utilizados. A caracterização dos agregados utilizados esta apresentada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Caracterização dos agregados (ECISA *apud* GUIMARÃES, 2000).

	Agregado miúdo	Agregado graúdo	
Origem	Pelotas (RS)		
Tipo	Areia quartzosa	Pedra britada granítica	
Massa específica absoluta (kg/dm ³)	2,62	2,70	2,70
Massa unitária (kg/dm ³)	1,56	1,38	1,36
Módulo de finura	2,65	6,75	7,83
Dimensão máxima característica (mm)	2,4	19 - 25	38
Classificação	Areia média	Brita 1	Brita 2

Para execução da obra foram utilizados dois aglomerantes. Na laje e na viga do cais o cimento pozolânico com 34 % de cinza volante (CP IV-32) e para as estacas o cimento pozolânico CP IV-25. As principais características do cimento CP IV-32 encontram-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades do cimento CP IV-32 (ECISA e DIAS (1996) *apud* GUIMARÃES, 2000).

Propriedades		Nº de ensaios	Mínimo	Máximo	Média
Resistência à compressão do cimento (MPa)	3 dias	6	9,1	14,4	-
	7 dias	6	16,3	21,6	-
	28 dias	6	26,4	34,3	-
Início de pega (min)		6	180	280	225
Finura retida #200 (%)		6	2,00	5,60	3,15
Teor de cinza volante		-	34	40	-
Teor de C ₃ A (%)		-	-	-	6

A Tabela 4.4 apresenta os traços empregados na concretagem de cada ponto avaliado por Guimarães (2000). Ressalta-se que a diferença entre a resistência das estacas pranchas para os demais elementos com o mesmo traço, tende a ser devido à mudança do tipo de cimento, tendo sido reduzida a relação a/c e utilizado aditivo superplastificante a fim de obter os níveis de resistência desejados.

Tabela 4.4 – Traços dos concretos avaliados (GUIMARÃES, 2000).

Pontos	Data de concretagem	Traço	a/c	C (kg/m ³)	Absorção (%)	f_{ck}^a (MPa)	Abatimento (mm)
PS	02/76 – 03/76	1 : 1,6 : 0,7 : 2,2	0,44	403	4,95	23	80
ES/EI	03/76 – 04/76	1 : 1,6 : 0,7 : 2,2	0,42	400	5,91	19	80

^a Valor estimado através do procedimento descrito em GUIMARÃES (2000)

Em relação ao ambiente, pode-se considerar o terminal portuário como inserido na atmosfera marinha, conforme descrito pelos autores. A umidade relativa do ar possuía média anual superior a 80 %, tendo redução deste valor poucas vezes ao ano e por pequenos períodos de tempo. Não há relatos de problemas de congelamento na região, uma vez que as temperaturas negativas ocorrem de forma bastante esporádica limitando-se a períodos de apenas poucas horas. Já em relação às temperaturas fornecidas pela Estação Meteorológica da Fundação Universidade do Rio Grande durante os anos de 1993 e 1994, observa-se a média de 25 °C.

A despeito da análise do ambiente, faz fundamental uma abordagem mais precisa em termos de classificação das microzonas envolvidas. Neste sentido, Bretanha (2004) realizou uma série de medições diárias das condições gerais de maré e do grau de saturação do concreto em cada um dos pontos considerados na estrutura do Porto de Rio Grande. Esta análise permitiu classificar com maior precisão os microclimas da estrutura, distinguindo pontos submersos, sujeitos a respingos de maré, ciclos de molhagem e secagem e névoa. Também possibilitou analisar as variações nas microzonas durante as diferentes épocas do ano, como se pode verificar pela Figura 4.11. Percebe-se que durante o inverno há maior incidência de respingos acima da altura de maré. Esta é uma estação de maior ocorrência de precipitações, bem como apresenta ventos de maior intensidade.

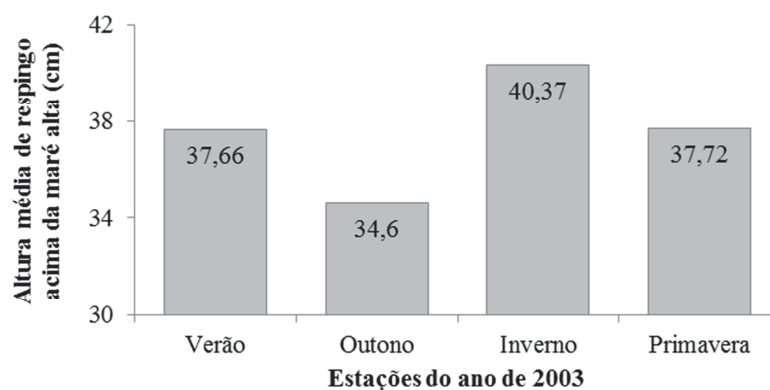


Figura 4.11 – Altura média de respingo acima da maré alta para cada estação do ano obtida pelas medições diárias (Adaptado: BRETANHA, 2004)

Salienta-se que os resultados apresentados são obtidos na região do estuário da Laguna dos Patos. Este é um ambiente como pode ser observado na Figura 4.12 é mais abrigado, resultando em amplitudes de ondas e aspensão de águas menores, quando comparado com locais de mar aberto.



Figura 4.12 – Localização da estrutura portuária na Laguna dos Patos (GOOGLE MAPS, 2018)

De posse dos resultados do gráfico da Figura 4.11 e das informações do marégrafo da Marinha do Brasil na região do estuário, Bretanha (2004) classificou diariamente cada um dos pontos de análise da estrutura do cais, explicitando o percentual de dias correspondente a cada condição ambiental. Esta análise permitiu a classificação dos diferentes microambientes

dentro do ambiente marinho/industrial do terminal portuário, conforme apresentado no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Microambientes identificados na análise (BRETANHA, 2004).

Ponto	Sigla	Condições ambientais predominantes
PS	ZTN	Zona sujeita a névoa durante todos os dias do ano (100 %); não há ciclos de molhagem e secagem devido à variação de maré.
ES	ZPNRM	Zona com predomínio de névoa (50 %) e respingo (45 %) durante os dias do ano. Ciclos de molhagem e secagem (variação de maré) durante pequeno período de tempo (5 %).
EI	ZPRMN	Zona com predomínio de respingo (58 %) e ciclos de molhagem e secagem (35 %). Sujeito a névoa salina durante pequeno período de tempo (7 %).

O processo de coleta de amostras realizado por Guimarães (2000), utilizou furadeira manual. As amostras foram retiradas em forma de pó a cada 5 mm de profundidade. A avaliação do teor de cloretos solúveis foi realizada pelo Laboratório de Química dos Materiais do Instituto de pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT). Os teores de cloretos em relação à massa de cimento obtidos na investigação são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Teores de íons cloretos (%) em relação à massa de cimento (GUIMARÃES, 2000).

Profundidade de extração (mm)	Teor de cloretos solúveis em água (%) - ASTM C1218/92		
	PS	ES	EI
0 a 5	2,07	1,29	0,09
5 a 10	1,81	2,74	2,24
10 a 15	1,47	3,28	2,19
15 a 20	0,68	2,57	1,70
20 a 25	0,56	1,92	0,88
25 a 30	0,28	1,15	0,28
30 a 35	0,23	0,71	0,55
35 a 40	0,06	0,60	0,22
40 a 45	-	0,44	-
45 a 50	-	0,22	-

Os perfis de penetração de cloretos resultantes para todos os pontos avaliados são apresentados na Figura 4.13.

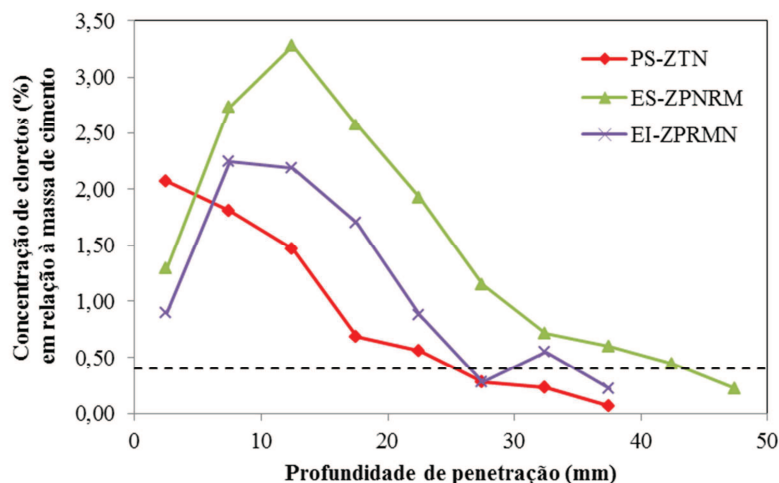


Figura 4.13 – Perfil de penetração de cloretos nos pontos analisados no cais do Tecon (Adaptado: GUIMARÃES, 2000).

Assim, com a utilização dos perfis de cloretos apresentados foram calibrados os parâmetros de entrada do modelo. O ponto PS-ZTN apresentou perfil com valor máximo de concentração coincidente com a superfície do concreto ($C(0,t) = C_{\text{máx}}$). Nos demais casos, o valor máximo ocorreu no interior do elemento analisado. Para a utilização do modelo proposto, foi adotado o procedimento matemático apresentado por Andrade *et al.* (2015). Resumidamente, este procedimento desconsidera a camada mais externa do elemento analisado e determina um valor de “concentração superficial aparente”, que se refere ao valor máximo de concentração medido. Não se trata simplesmente de “mover” o eixo das ordenadas para o ponto de máxima concentração. O processo é representado matematicamente através da Figura 4.14 e mais detalhes podem ser obtidos em Andrade *et al.* (2015).

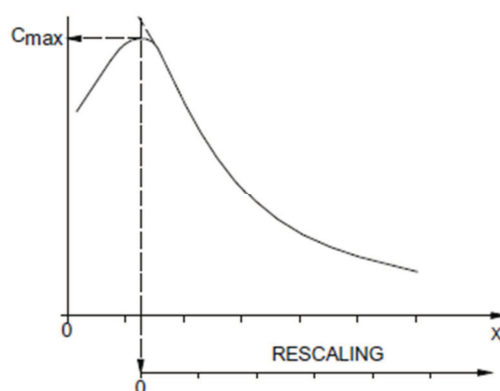


Figura 4.14 – Mudança de escala do perfil de penetração de cloretos para perfis com valor máximo no interior do elemento analisado (ANDRADE *et al.*, 2015)

As Figura 4.15, Figura 4.16 e Figura 4.17 apresentam, de forma gráfica, a comparação entre os perfis experimentais e os obtidos de forma numérica na idade da realização da obtenção dos dados experimentais aos 22 anos da estrutura.

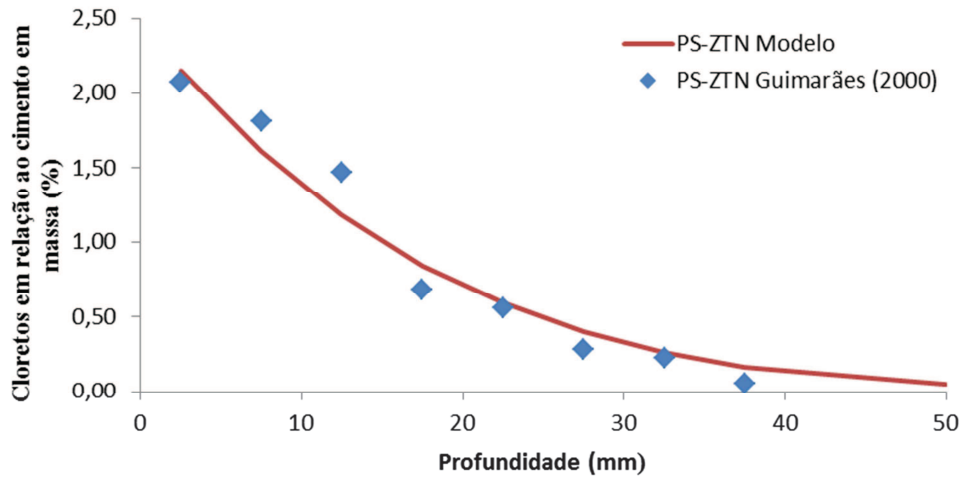


Figura 4.15 – Perfil experimental e obtido pelo modelo para o ponto PS-ZTN

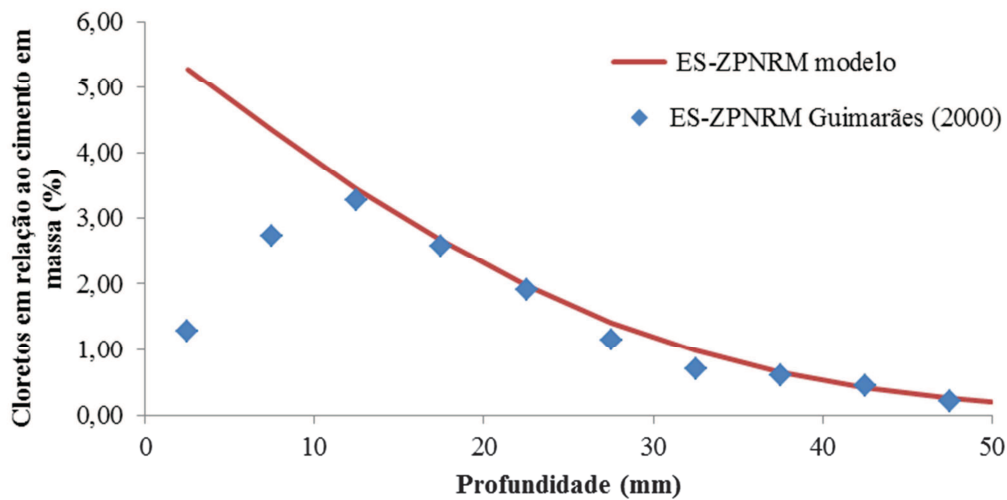


Figura 4.16 - Perfil experimental e obtido pelo modelo para o ponto ES-ZPNRM

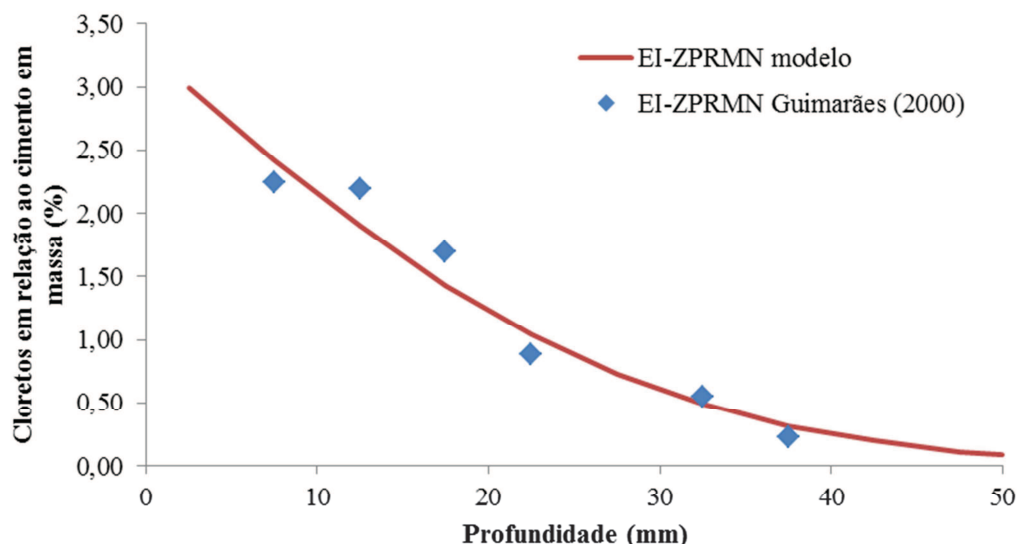


Figura 4.17 - Perfil experimental e obtido pelo modelo para o ponto EI-ZPRMN

A função Ψ_p , definida pela equação (2.10), foi testada para diferentes valores do índice p para os pontos analisados. Foram utilizados os valores de p iguais a 0; $1/4$; $1/2$; $3/4$; e 1 e gerados numericamente os perfis de penetração de cloretos estimados por cada uma das funções Ψ_p . Estes perfis são apresentados na Figura 4.18, considerando-se o ponto PS-ZTN (Guimarães, 2000), onde percebe-se que a função Ψ_p com $p = 0$ (=erfc) foi a que apresentou os resultados mais distantes do modelo real. O valor de $p = 1$, foi o que teve a maior aderência aos resultados experimentais.

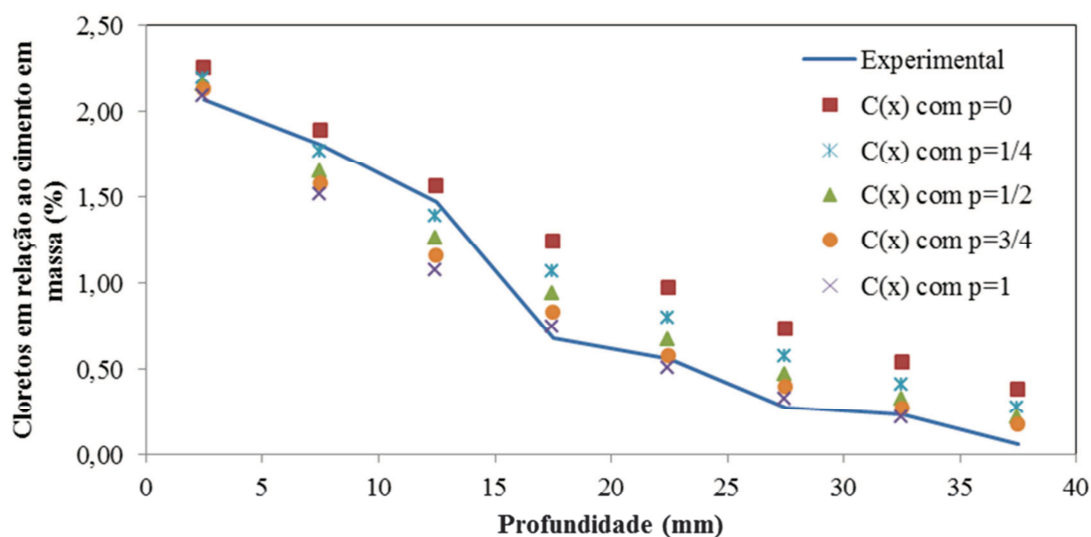


Figura 4.18 – Calibração do parâmetro p da função Ψ_p

4.2.3 Razão entre resultados experimentais e de simulação computacional

Após a validação dos parâmetros de entrada do modelo, fez-se a simulação dos perfis para cada um dos pontos, utilizando-se como referência a idade dos ensaios de campo. Com base nos resultados experimentais dos pontos PS-ZTN, ES-ZPNRM, EI-ZPRMN de Guimarães (2000) e pontos HPW4 e HPW9 de Pang e Li (2016), adotou-se o parâmetro r , que se refere à razão entre os resultados obtidos experimentalmente (R_{exp}) e os resultados oriundos do modelo (R_{mod}). As Figura 4.19 a 4.23 apresentam de forma gráfica a relação da razão r para cada um dos pontos estudados.

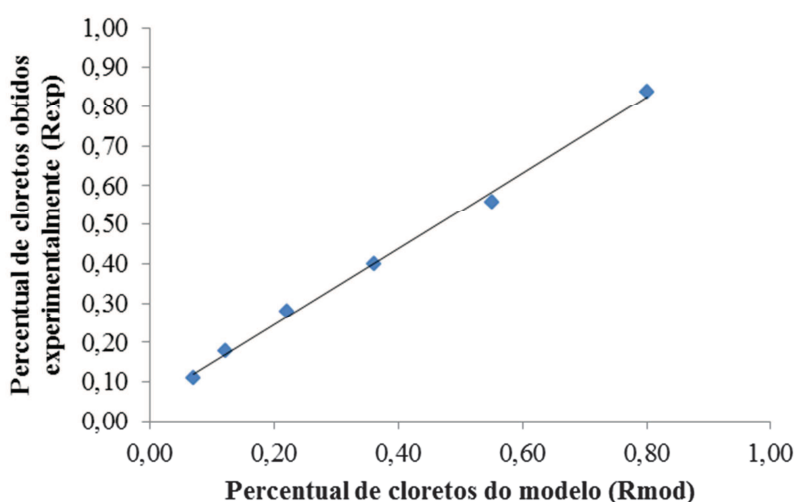


Figura 4.19 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto HPW4

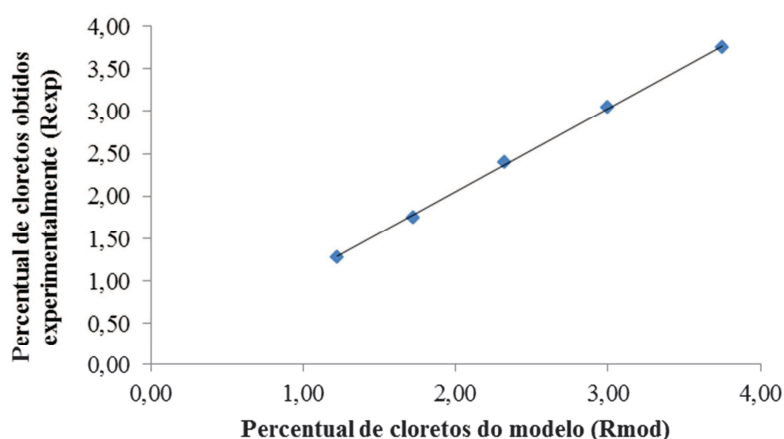


Figura 4.20 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto HPW9

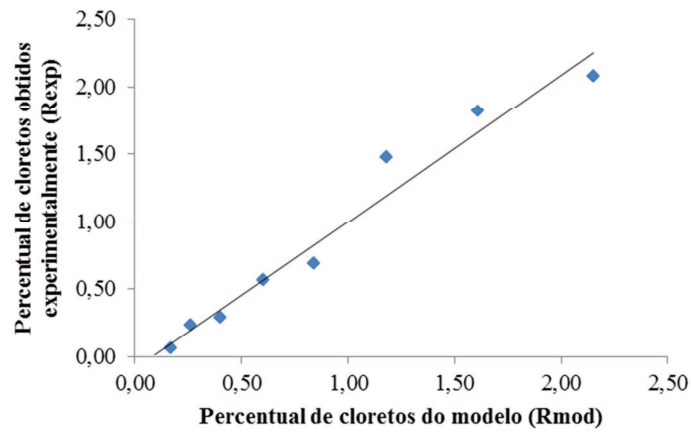


Figura 4.21 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto PS-ZTN

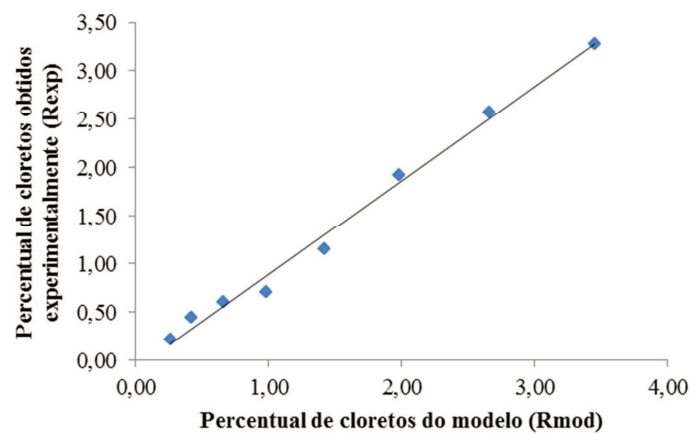


Figura 4.22 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto ES-ZPNRM

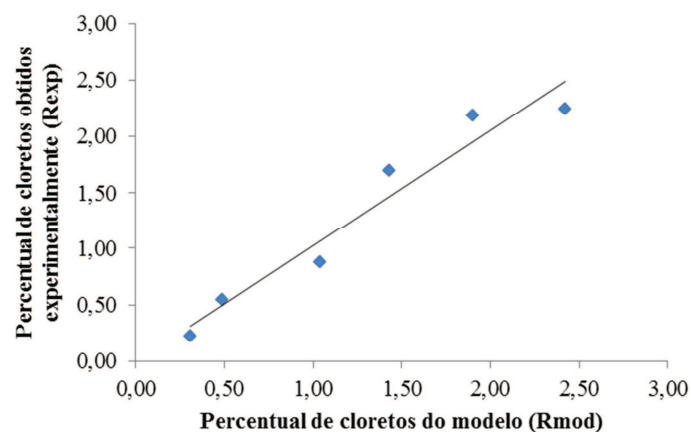


Figura 4.23 – Razão r entre os resultados experimentais e os obtidos pelo modelo para o ponto EI-ZPRMN

Analisando-se de forma global os resultados dos pontos de análise experimental apresentadas por Guimarães (2000) e Pang e Li (2016) comparados aos obtidos a partir do modelo, fez-se uma truncagem nos dados da razão r para valores com variação superior a 30 %. Esta operação levou a exclusão do valor de medição na profundidade de 37,5 mm do ponto PS-ZTN. Também se fez a exclusão das profundidades de 45 e 55 mm do ponto HPW4. Este procedimento levou à exclusão dos três pontos com resultados de maior divergência, equivalente a 10 % do total da amostra.

Após esta consideração, verificou-se que a razão r apresentou uma média igual a 0,98 e desvio padrão igual a 0,16. A Figura 4.24 apresenta o histograma dos 30 resultados dos cinco diferentes pontos de análise. Submetendo-se os dados ao teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov (ANG e TANG, 1984) com nível de significância de 5 %, se verificou o ajuste ao modelo teórico de distribuição de probabilidades Normal. A Figura 4.24 apresenta o histograma dos resultados da razão r , bem como o ajuste dos mesmos à curva de distribuição Normal.

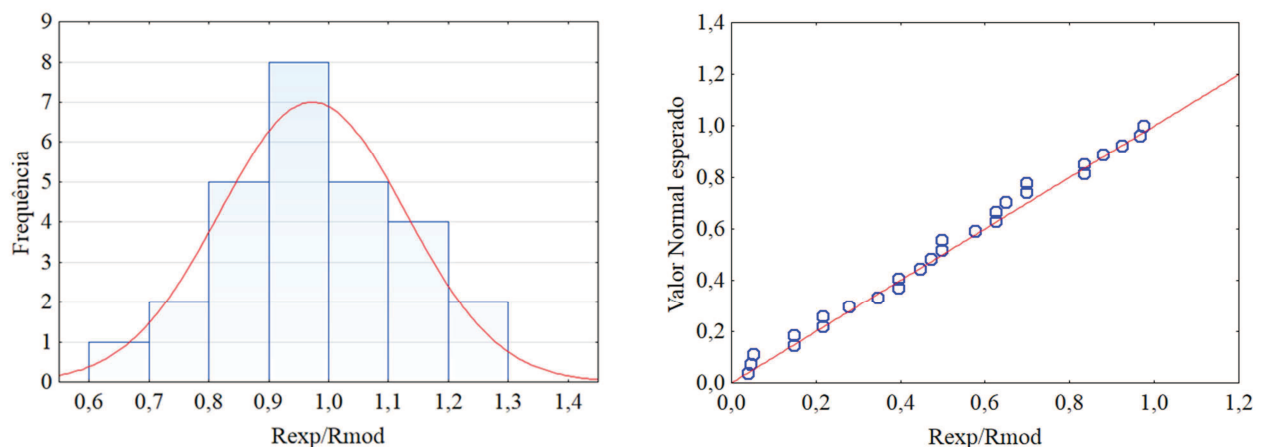


Figura 4.24 – Histograma da relação $r = R_{\text{exp}}/R_{\text{mod}}$ para os pontos de concentração de cloretos analisados e aderência à curva Normal

4.3 FASE 3: CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS DO PROBLEMA

A correta modelagem das variáveis envolvidas no processo faz-se fundamental para a obtenção de uma resposta que represente de forma precisa o fenômeno que está sendo analisado. Esta seção apresenta os principais parâmetros que influenciam no processo de deterioração das estruturas de concreto armado sujeitas ao ataque de íons cloreto. A descrição

das variáveis foi realizada adotando-se os parâmetros obtidos na região do estudo de caso e, na ausência destes, baseada em estudos de outros pesquisadores de regiões com características similares.

4.3.1 Concentração superficial de cloretos

A concentração de cloretos na superfície de um elemento estrutural de concreto armado é função das condições de concentração de íons do ambiente na qual está inserido. No presente trabalho, baseado nas estimativas de Yu *et al.* (2017) e Val e Trapper (2008), foi considerada a concentração superficial com uma distribuição LogNormal de probabilidades e um coeficiente de variação de 20 %, inserido através do parâmetro de entrada “S”.

4.3.2 Concentração crítica de cloretos

Conforme detalhadamente discutido na seção 2.1.4, a concentração crítica de cloretos é aquela que representa o percentual necessário de íons próximo às barras para que se inicie o processo de despassivação da armadura. A determinação do valor que representa este efeito caracteriza-se como uma questão bastante complexa. Isto ocorre pelo grande número de fatores que influenciam na definição precisa da concentração capaz de desencadear o processo de deterioração.

No presente trabalho, adotou-se o limite definido por Helene (1993) de 0,40 % sobre a massa de cimento. Este valor foi adotado por diversos outros pesquisadores, tais como Thoft-Christensen (1998), Enright *et al.* (1998). É divergente do apontado pela norma NBR 12655 (ABNT, 2015) que é de 0,15 % para classes de agressividade ambientais CAA III e IV. Entretanto, entende-se o valor da norma como uma estimativa minorada da “capacidade resistente” da camada passivadora para a obtenção de um nível satisfatório de probabilidade de falha dos elementos estruturais projetados de acordo com este documento.

Com base no trabalho de Yu *et al.* (2017) foi admitido um coeficiente de variação como sendo igual a 0,15 e uma distribuição de probabilidades Normal.

4.3.3 Coeficiente de difusão de cloretos

Como anteriormente comentado, um dos diferenciais do presente modelo está na introdução do tratamento probabilístico no modelo de determinação do coeficiente de difusão proposto por Guimarães (2000). Neste modelo, se considerou a influência do tipo de cimento,

da temperatura média anual, do grau de saturação e da posição da superfície de ataque em relação a superfície de concretagem sobre o coeficiente de difusão, adotando-se, respectivamente, os coeficientes de correção R_C , R_T , R_{GS} e R_{SC} .

A estimativa inicial do coeficiente de difusão de cloretos de referência é baseada no ábaco de Helene (1994), considerando-se a resistência à compressão do concreto em análise (Figura 4.25). A variação ao longo do tempo do coeficiente de difusão (utilizada para a estimativa do parâmetro n da equação (4.7)) pode ser obtida através da Figura 4.26, para um período de até 100 anos.

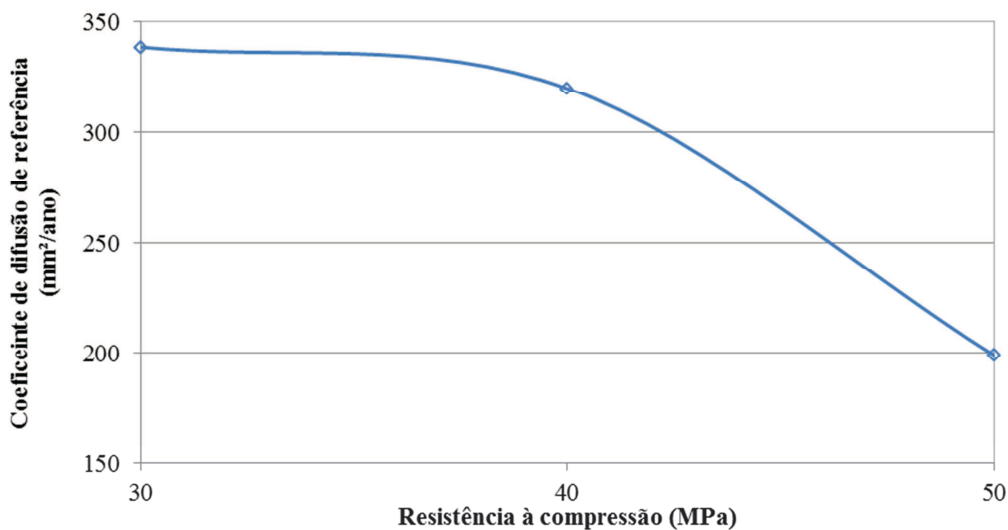


Figura 4.25 – Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função da resistência à compressão (MPa)

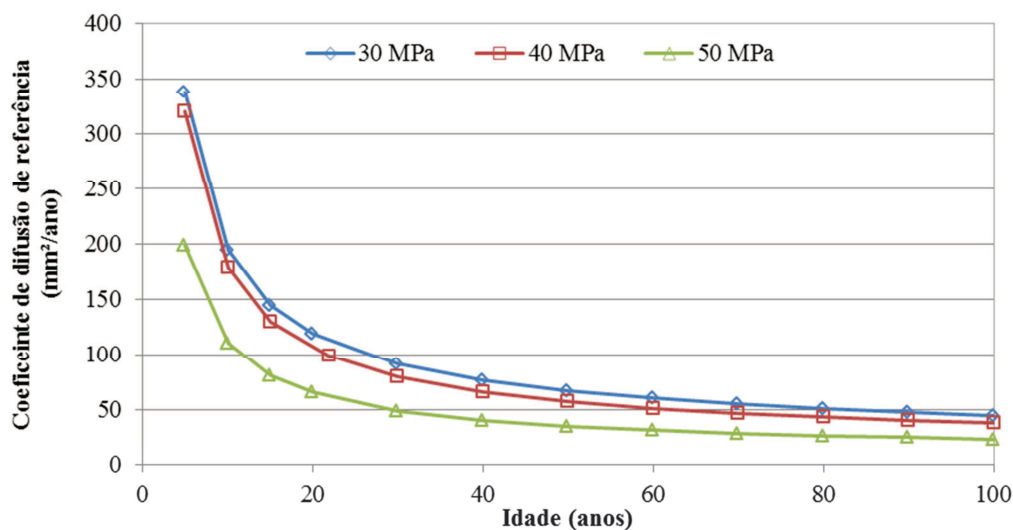


Figura 4.26 – Variação do coeficiente de difusão de cloretos em função do tempo para concreto da classe: C30, C40 e C50

a) Correção devido à influência do tipo de cimento utilizado (R_C)

Para a determinação do coeficiente de correção em relação ao cimento empregado, Guimarães (2000) utilizou as recomendações de Helene (1994) e Isaia *et al* (1993) que indicam que adição de cinza volante provoca uma redução de 20 % na profundidade de penetração da frente de ataque de cloretos, equivalente a uma redução do coeficiente de difusão de 36% ($C_{cl} \cong \sqrt{D}$).

Desta forma, como o concreto da estrutura pesquisada por Guimarães (2000) possuía entre 34 % e 40 % de adição de cinza volante, este considerou o valor obtido no ábaco de Helene (1994), expondo na Figura 4.27, admitindo um coeficiente de correção (R_C) de 0,64. Este parâmetro foi adotado sem variação ($V_{RC} = 0$).

A correlação apresentada limita-se a cinzas volantes. A influência da utilização de outros materiais pozolânico, tais como: metacaulim, cinza de casca de arroz e sílica ativa, deve ser analisada detalhadamente.

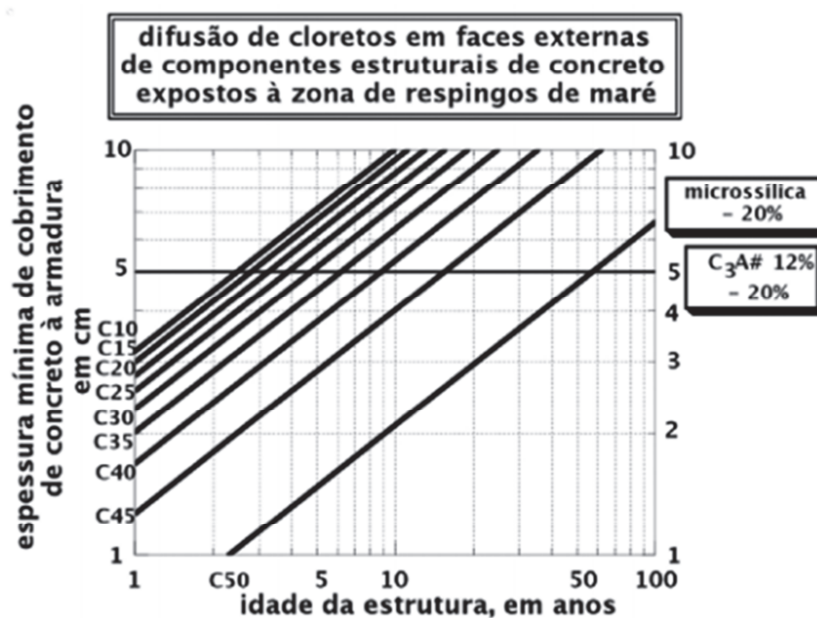


Figura 4.27 – Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função de um ambiente agressivo onde prepondera o risco de penetração de cloretos (Helene, 1994)

b) Correção devido à influência do grau de saturação do concreto (R_{GS})

O coeficiente de redução devido à variação do grau de saturação (R_{GS}) é obtido a partir do modelo apresentado por Guimarães (2000) através dos valores médios de grau de saturação medidos durante as quatro estações do ano.

A análise da distribuição de probabilidades do grau de saturação (GS) do concreto foi realizada com a utilização do conjunto de dados do referido autor. A Tabela 4.6 apresenta os valores médios de GS para o ponto PS-ZTN, bem como o desvio padrão dos valores e a verificação da aderência dos dados às distribuições Normal e LogNormal através do método de Kolmogorov-Smirnov. A Figura 4.28 apresenta, como exemplo, o histograma de frequências do grau de saturação obtido para o ponto PS-ZTN. O quadro resumo dos demais microclimas considerados está apresentado na Tabela 4.7, onde o coeficiente de correção devido à influência do grau de saturação do concreto é determinado através da Figura 2.14 considerando-se a média do grau de saturação em cada estação do ano.

Tabela 4.6 Teste de Kolmogorov-Smirnov para a verificação da aderência dos resultados de grau de saturação (GS) para o ponto PS – ZTN (GUIMARÃES, 2005)

Estação do ano	Média	Desvio padrão	Diferença Máxima		$D(0,05;n)=\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	Decisão
			Normal	LogNormal		
Verão	72,15	3,11	0,161	0,158	0,290	LN
Outono	74,93	1,22	0,300	0,298	0,277	-
Inverno	75,44	3,68	0,165	0,160	0,210	LN
Primavera	75,38	4,31	0,131	0,123	0,217	LN
Média Anual	74,70	3,67	0,102	0,092	0,120	LN

N – Distribuição Normal | LN – Distribuição LogNormal

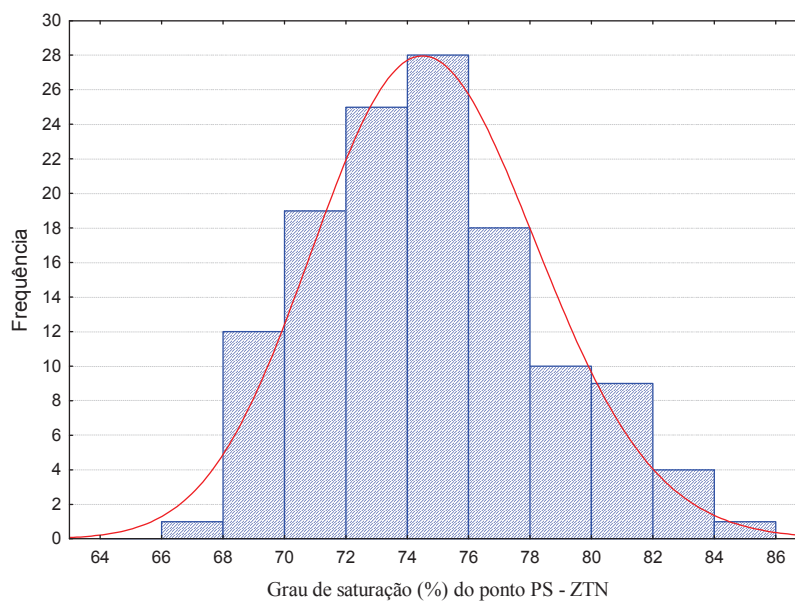


Figura 4.28 – Histograma dos resultados de grau de saturação (GS) obtidos para o ponto PS – ZTN por Guimarães (2005)

Tabela 4.7 Valores médios de R_{GS} obtidos por Guimarães (2005)

Ponto	PS-ZTN			ES-ZPNRM			EI-ZPRMN		
	GS Médio (%)	R_{GS}	R_{GS} médio	GS Médio (%)	R_{GS}	R_{GS} médio	GS Médio (%)	R_{GS}	R_{GS} médio
Verão	72,15	0,17	0,2050	60,25	0,16	0,2975	76,22	0,35	0,3775
Outono	74,93	0,21		65,09	0,20		76,08	0,35	
Inverno	75,44	0,22		88,27	0,44		88,87	0,44	
Primavera	75,38	0,22		83,95	0,39		84,07	0,37	

De forma genérica o coeficiente pode ser obtido através da Figura 4.29 considerando-se os valores médios de grau de saturação das quatro estações do ano, juntamente com a relação a/c do concreto da estrutura em análise.

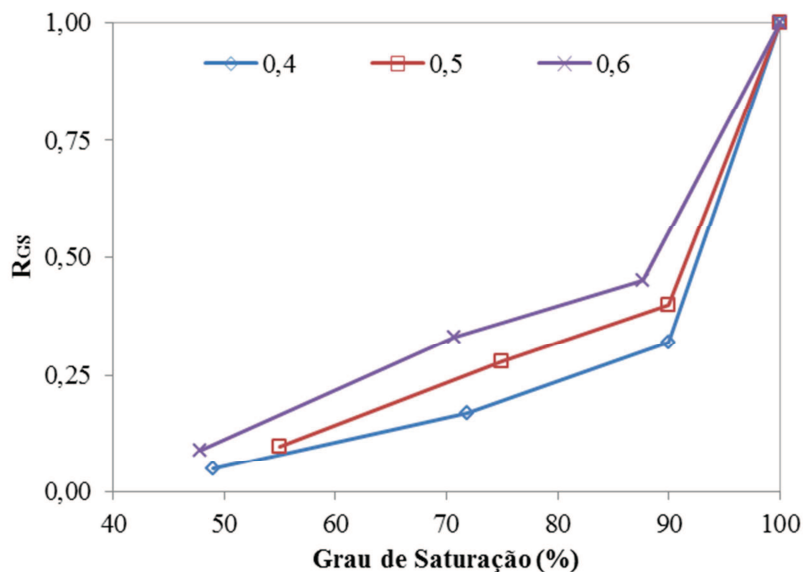


Figura 4.29 – Variação do coeficiente de correção (R_{GS}) devido à influência do grau de saturação do concreto para concretos com a/c : 0,4; 0,5 e 0,6

c) Correção devido à influência da temperatura ambiente (R_T)

Para a consideração desta influência, Guimarães (2000) utilizou como base o trabalho apresentado por Page *et al* (1981), onde foram apresentados resultados da difusão de cloretos com a variação da temperatura. Nestes resultados, foram obtidos valores da relação ($E_a/R = k$) iguais a 5511,5 e 4766,5 para relação a/c de 0,5 e 0,4, respectivamente. Assim, para atender as relações a/c de cada ponto analisado da estrutura foi realizada a média para obtenção de k .

Os valores médios de temperatura apresentados na Tabela 4.8 foram calculados com valores de temperatura diária dos anos de 1988 até o ano de 1998, conforme dados da Universidade Federal do Rio Grande – Instituto de Meteorologia – 8º Distrito, RS, Brasil. Sendo considerada uma temperatura T_0 de 22,5 °C (temperatura em ambiente controlado) e a temperatura média por estação do ano, obtendo um coeficiente médio anual do coeficiente de difusão (R_T), através da equação (4.8).

$$R_T = e^{-k\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad (4.8)$$

Onde:

T é a temperatura média da estação do ano (K);

T_0 é a temperatura de referência (K);

k é a constante da relação E_a/R ;

Tabela 4.8 Valores médios de R_T , para os pontos PS, ES e EI (GUIMARÃES, 2000).

Pontos			PS		ES e EI	
T_0			22,5 °C			
k			5139		4766	
Meses	T (°C)	T (K)	R_T	R_T Médio	R_T	R_T Médio
Verão	23,40	296,40	1,05	0,81	1,05	0,82
Outono	16,46	289,46	0,70		0,71	
Inverno	14,37	287,37	0,61		0,63	
Primavera	20,33	293,33	0,88		0,89	

Para a análise da distribuição de probabilidades da temperatura média da região considerada, foram utilizados dados meteorológicos diários agrupados semanalmente dos anos de 2004 a 2007. Do total de 206 semanas analisadas, verificou-se que a temperatura média diária no ano segue uma distribuição Normal de probabilidades, cuja representação está apresentada na Figura 4.30. O coeficiente de variação da temperatura média no período foi aproximadamente igual a 20 %.

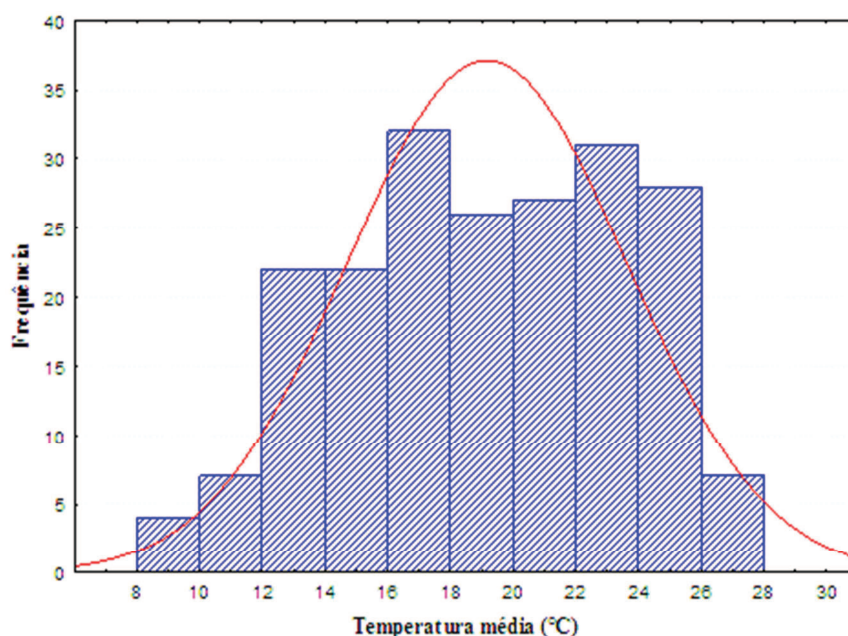


Figura 4.30 – Histograma das temperaturas diárias durante o período considerado

Desta forma, definida a relação água/cimento, é possível determinar o valor de R_T , conforme Figura 4.31.

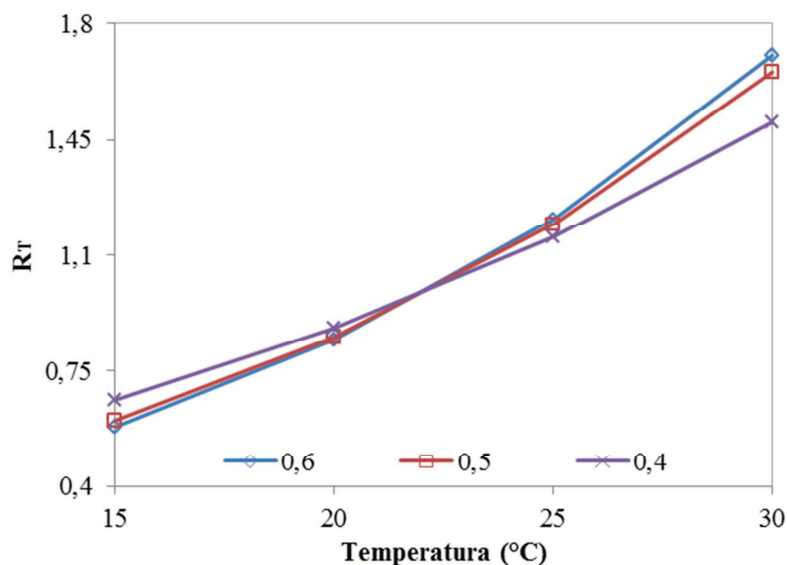


Figura 4.31 – Variação do coeficiente de correção devido à influência da temperatura ambiente (R_T) para concretos com a/c: 0,4; 0,5 e 0,6

d) Correção devido à diferença da posição da superfície exposta em relação a concretagem (R_{SC})

Estudo de Guimarães *et al.* (1999) compara os efeitos da posição da superfície em relação a posição de concretagem, ressaltando o desempenho quanto ao ataque de íons cloreto e gás carbônico devido à diferença na posição da superfície exposta com relação a superfícies externas do concreto e superfícies de testemunhos extraídos do interior dos corpos de prova. Nesta pesquisa foram moldados e extraídos testemunhos nas faces verticais e horizontais sendo obtidos corpos de prova (CP's) com superfície de topo (VT), fundo (VF), laterais (HL) e internas (VC e HC) dos corpos de prova como podem ser observados na Figura 4.32, sendo selecionados quatro traços com diferentes consistências e diferentes relações a/c.

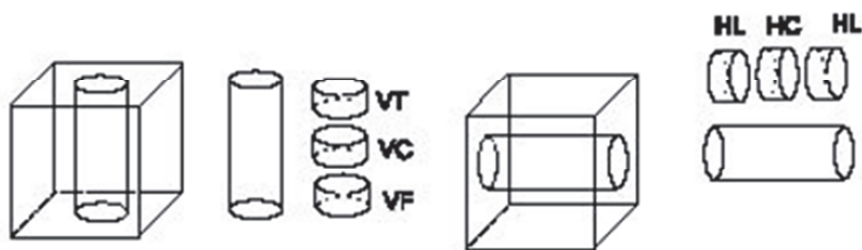


Figura 4.32 – Posição da extração dos corpos de prova (Guimarães *et al.*, 1999).

Nas observações os autores puderam concluir que as superfícies externas laterais e de fundo apresentaram uma melhor resistência ao ataque de agentes agressivos quando comparados a superfície de topo e as superfícies extraídas do interior do corpo de prova Tabela 4.9. Além disso, as superfícies internas dos corpos de prova VC e HC resistem menos a penetração de agentes agressivos à medida que a relação a/c é menor.

Tabela 4.9 Ensaio de penetração de íons cloretos: média dos resultados para idade de 28 dias (GUIMARÃES *et al.*, 1999).

Traço	1:6:0,55	1:5:0,55	1:4:0,55	1:4,044
	Carga passante (Coulomb)			
VT	2885,5	3473,0	-	2626,0
VC	2897,0	3299,5	3158,0	2776,5
VF	2233,0	2532,0	2748,5	1533,00
HL	2481,5	2580,0	3021,5	1937,0
HC	2845,0	3366,0	3763,5	2653,0

Para a obtenção do R_{SC} , Guimarães (2000) apresentou resultados através de extrações na estrutura do cais do terminal de contêineres, similares com os apresentados nos ensaios de Guimarães *et al.* (1999). Ainda segundo o autor, a obtenção do coeficiente deve ser realizada através da média dos quatro valores de carga passante conforme ASTM C1202 (1994), considerando a superfície exposta em relação à concretagem. Utilizando os dados da Tabela 4.9 para uma mesma consistência, traços 1:5:0,55 e 1:4:0,44 e considerando que o ponto PS possui um superfície exposta lateralmente e os pontos EI e ES a superfície exposta é de topo são apresentados os valores de R_{SC} para os pontos analisados na estrutura na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 Valores da correção devido à diferença da posição da superfície exposta em relação a concretagem (R_{SC}) para os pontos PS, ES e EI (GUIMARÃES *et al.*, 1999).

	PS	EI	ES
R_{SC}	0,74	1,00	1,00

Através da análise estatística dos dados experimentais obtidos por Guimarães *et al.*, (1999) apresentados na Tabela 4.9, conclui-se que o modelo de distribuição LogNormal com um coeficiente de variação de 0,20 para a representação teórica do fenômeno.

De forma genérica, a diferença estabelecida entre a exposição do topo de concretagem e da superfície lateral é apresentada através da Figura 4.33.

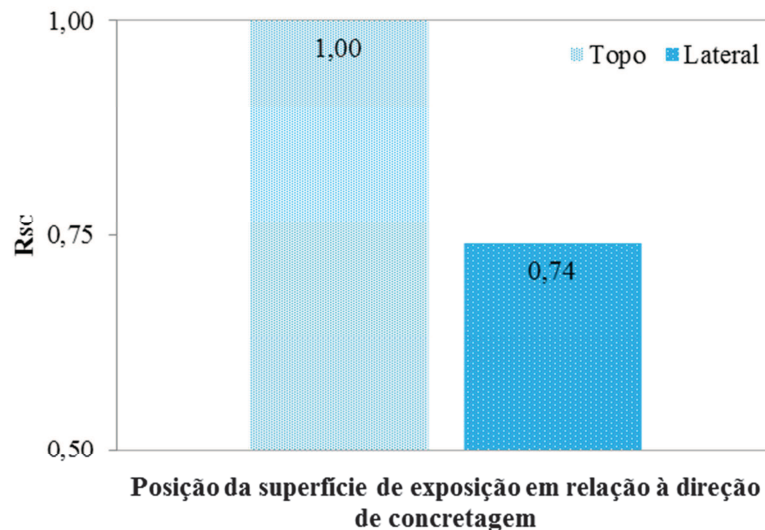


Figura 4.33 – Variação do coeficiente de correção devido à superfície exposta em relação à concretagem (R_{sc})

4.3.4 Cobrimento e as propriedades geométricas dos elementos estruturais

Em termos de propriedades geométricas, o cobrimento do aço é um parâmetro que está diretamente relacionado à durabilidade de uma estrutura de concreto armado. Conforme fora discutido na seção 3.1, os textos normativos estabelecem parâmetros mínimos de cobrimento para a garantia da vida útil de uma construção em função da agressividade do ambiente no qual a estrutura será inserida.

No entanto, o correto posicionamento das armaduras e consequente cobrimento, bem como a garantia de atendimento às dimensões de projeto de determinado elemento estrutural, são muito influenciadas pela qualidade do processo construtivo adotado.

Magalhães (2014) relata que em certos casos a variabilidade das dimensões apresenta uma padronização ou sistematização, porém na maioria das vezes, a dispersão ocorre de forma totalmente aleatória, causando prejuízo aos aspectos de segurança estrutural, uma vez que contribui para o aumento das incertezas.

Diversos trabalhos têm apresentado estudos acerca da variabilidade das dimensões da seção dos elementos estruturais, podendo ser citados, entre outros, Mirza e MacGregor (1979), Udoeyo e Ugbem (1995) e Magalhães (2014). Baseados nestes estudos, as dimensões da seção transversal dos elementos estruturais (b e h), assim como o cobrimento nominal (x)

foram ser consideradas como obedecendo a uma distribuição Normal de probabilidades com média igual ao valor nominal especificado em projeto e desvio padrão igual a 0,5 cm.

4.3.5 Estimativa de erro do modelo

Todo processo de simulação computacional de um fenômeno físico apresenta, além das variabilidades dos materiais e das características ambientais, incertezas intrínsecas do modelo numérico utilizado. Um processo de estimativa do erro proporcionado pelo modelo foi apresentado por Mirza e Skrabek (1991). Conforme os autores, a diferença entre os resultados experimentais e os obtidos computacionalmente varia em função das variáveis aleatórias do sistema e dos desvios do processo experimental, conforme a equação (4.9).

$$V_{\text{EXP/MOD}}^2 = V_{\text{MODELO}}^2 + V_{\text{LOTE}}^2 + V_{\text{ENSAIO}}^2 \quad (4.9)$$

Onde:

$V_{\text{EXP/MOD}}$ é o coeficiente de variação da razão (r) entre os resultados experimentais e de simulação computacional;

V_{MODELO} é o coeficiente de variação do erro proporcionado pelo modelo;

V_{LOTE} é o coeficiente de variação dos resultados obtidos via simulação considerando-se as variáveis do sistema;

V_{ENSAIO} é o coeficiente de variação dos resultados obtidos experimentalmente.

Desta forma, o coeficiente de variação da estimativa de erro do modelo pode ser definido da forma:

$$V_{\text{MODELO}} = \sqrt{V_{\text{EXP/MOD}}^2 - V_{\text{LOTE}}^2 - V_{\text{ENSAIO}}^2} \quad (4.10)$$

O coeficiente de variação da razão r foi determinado através da razão entre os resultados obtidos experimentalmente por Guimarães (2000) e os oriundos do modelo proposto. Desta forma o valor do coeficiente de variação foi determinado como sendo $V_{\text{EXP/MOD}} = 0,17$.

O coeficiente de variação do ensaio caracteriza-se pela estimativa de dispersão dos resultados obtidos experimentalmente. Esta dispersão decorre do processo da natural variação advinda da fase de coleta de dados e execução dos procedimentos de análise experimental. No caso da estimativa do perfil de penetração de cloretos de uma dada estrutura, em geral, adota-se o procedimento de realizar a coleta de material em mais de um ponto no mesmo local. No entanto, os materiais de cada um dos pontos acabam sendo misturados para a formação de uma amostra que represente de forma global a peça. Desta forma, a literatura do tema oriunda de análises experimentais apresentando apenas um único perfil de cloretos por área de análise. Para uma melhor estimativa do erro do processo experimental (V_{ENSAIO}) seria necessária uma série de resultados de um mesmo ponto. Na ausência destes resultados, porém considerando-se uma importante contribuição do processo de análise laboratorial e de coleta de amostras na imprecisão dos resultados globais, estimou-se no presente trabalho um coeficiente de variação do ensaio de 0,05. Sugere-se no então a necessidade da realização de análises deste tipo para uma melhor estimativa deste parâmetro.

O coeficiente de variação do lote é determinado através de uma série de simulações de Monte Carlo realizadas para determinadas situações de penetração de cloretos. No presente trabalho fez-se um total de 100.000 simulações adotando-se os parâmetros de entrada: $V_{\text{RC}} = 0,00$; $V_{\text{RGS}} = 0,05$; $V_{\text{RT}} = 0,05$; $V_{\text{RSC}} = 0,05$; $\sigma_x = 0,5$ cm e $V_{\text{D}} = 0,10$, definidos de forma aleatória. Com estes parâmetros, o coeficiente de variação do lote determinado foi $V_{\text{LOTE}} = 0,13$.

Com estas considerações, o coeficiente de variação do modelo foi determinado como sendo $V_{\text{MODELO}} = 0,10$.

Conforme Diniz e Frangopol (1997), modelos de simulação apresentam erro cuja distribuição de probabilidades pode ser considerada como Normal. Utilizando-se o erro do modelo calculado ($V_{\text{MODELO}} = 0,10$) e considerando-o como possuindo média unitária ($\mu_{\text{MODELO}} = 1,00$) são gerados aleatoriamente 1.000 resultados de estimativa de erro do modelo através da equação (4.11).

$$e_{\text{MODELO}} = \mu_{\text{MODELO}} \cdot (1 + z \cdot V_{\text{MODELO}}) \quad (4.11)$$

Onde z é uma variável aleatória gaussiana de média zero e desvio padrão unitário.

A Figura 4.34 apresenta de forma gráfica o histograma de frequências do erro do modelo gerado pelo mecanismo descrito. Obviamente, os resultados gerados apresentam convergência com a distribuição Normal de probabilidades.

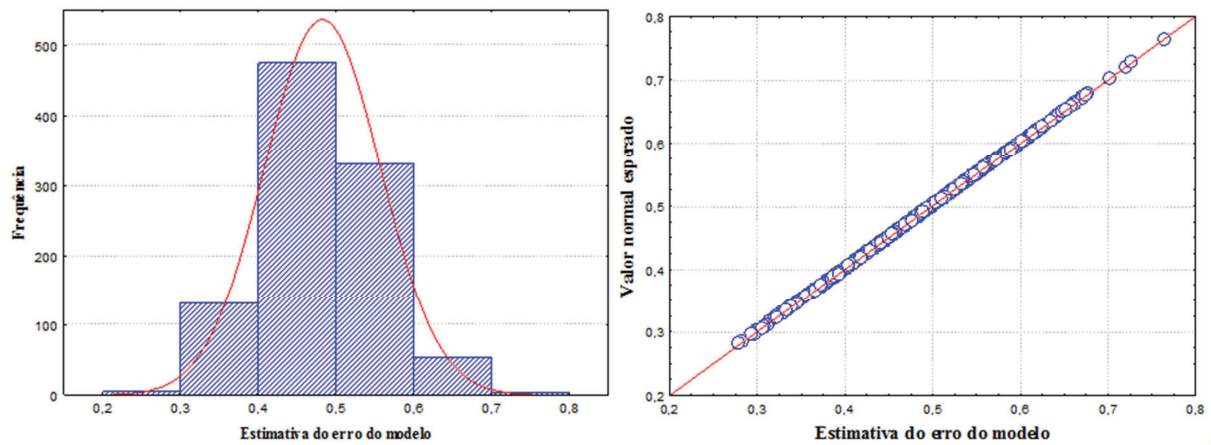


Figura 4.34 – Histograma da estimativa de erro do modelo numérico utilizado na estimativa de concentração de íons cloreto

No processo de simulação, cada um dos resultados gerados pelo modelo proposto (R_{MODELO}) é corrigido através da estimativa de erro do modelo gerado em cada análise através da equação (4.12).

$$R_{\text{MODELO}}^{\text{COR}} = e_{\text{MODELO}} \cdot R_{\text{MODELO}} \quad (4.12)$$

4.3.6 Resumo das propriedades estatísticas das variáveis básicas consideradas no problema

Os valores médios das variáveis detalhadas anteriormente, bem como suas distribuições de probabilidades e dispersões estão apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Parâmetros e distribuição de probabilidades das variáveis utilizadas na avaliação da confiabilidade dos elementos estruturais sujeitos ao ataque de cloretos

Variável		Unidade	Média	Coefficiente de variação (V)	Desvio Padrão (σ)	Distribuição estatística
Concentração superficial de cloretos	C_S	%	-	-	-	-
	S	-	$S_{MÉDIO}$	0,20	-	LogNormal
Concentração inicial de cloretos	C_0	%	0,00	0,00	-	-
Concentração crítica de cloretos	C_{crit}	%	0,40	0,15	-	Normal
Coeficientes de correção	R_{GS}	-	R_{GS} MÉDIO	0,05	-	LogNormal
	R_T	-	R_T MÉDIO	0,20	-	Normal
	R_{SC}	-	R_{SC} MÉDIO	0,20	-	LogNormal
	R_C	-	R_C MÉDIO	-	-	-
Coeficiente de difusão de cloretos	D_a	cm ² /ano	$D_{MÉDIO}$	0,10	-	Normal
Cobrimento	x	cm	x MÉDIO	-	0,50	Normal
Erro do modelo	e_{mod}	-	1,00	0,10	-	Normal

4.4 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Objetivando verificar o comportamento do modelo proposto na simulação do processo de penetração de íons cloreto no concreto foram realizadas 10^4 simulações para cada análise, baseado no modelo de verificação da precisão da estimativa de erro da equação (3.10). Esta

quantidade de simulações se demonstrou ser capaz de garantir a convergência estatística dos resultados analisados.

A convergência estatística da concentração de cloretos pode ser verificada através da Figura 4.35. Nesta são apresentadas, como exemplo, as convergências da concentração na idade de 22 anos para as profundidades de 12,5; 17,5; 22,5; 27,5 e 32,5 mm no caso do ponto PS-ZTN. A Figura 4.36 apresenta a convergência estatística do desvio padrão da concentração de cloretos nas mesmas profundidades.

Salienta-se que, embora aqui omitidos, os resultados dos demais microambientes analisados também apresentaram convergência satisfatória para o número de simulações proposto.

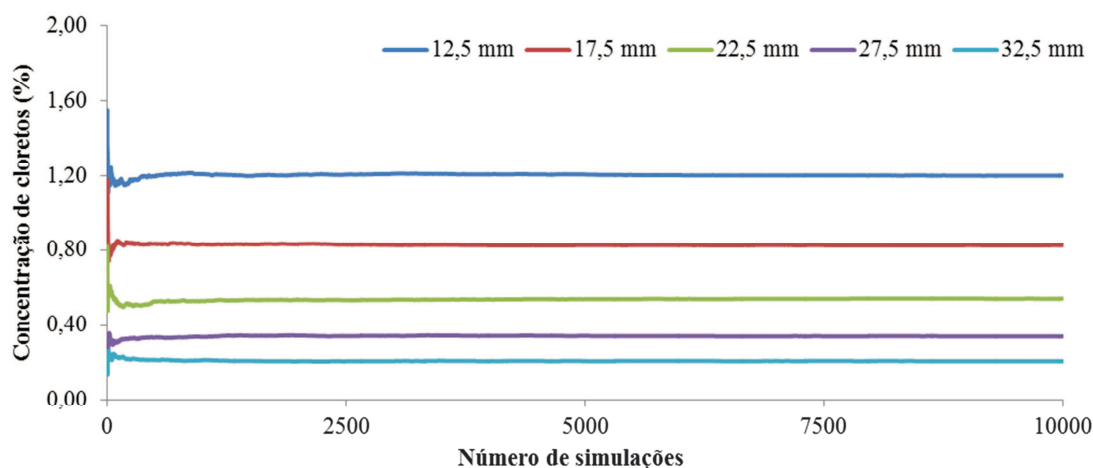


Figura 4.35 – Convergência estatística do valor esperado da concentração de cloretos em diferentes profundidades para o ponto PS-ZTN na idade de 22 anos

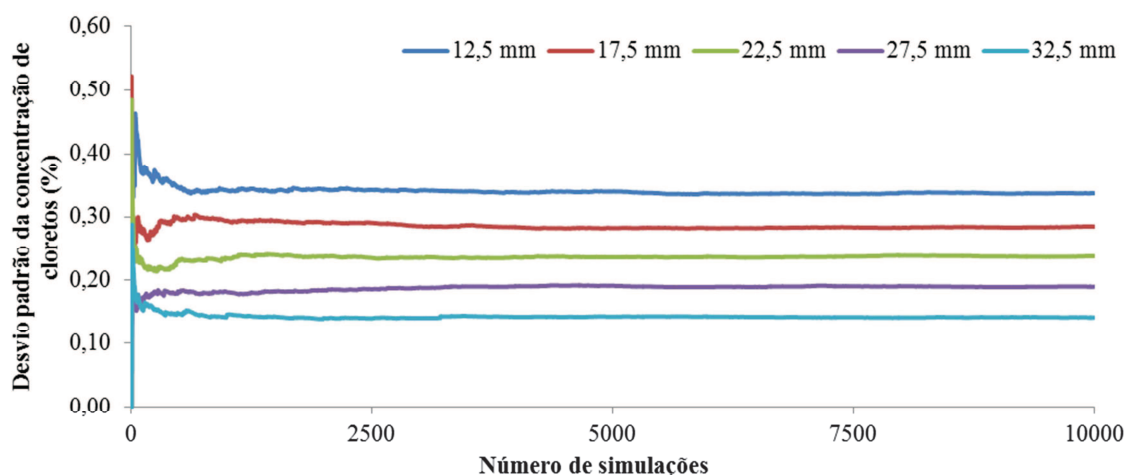


Figura 4.36 - Convergência estatística do desvio padrão da concentração de cloretos em diferentes profundidades para o ponto PS-ZTN na idade de 22 anos

A concentração de cloretos no interior do concreto não apresenta convergência com a distribuição de probabilidades teórica Normal. Esta constatação é feita com base no teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov adotando uma significância de 5 %. Sendo a concentração de cloretos o parâmetro “S” na função de falha (equação (3.3), não se tem possibilidade de determinação do índice de confiabilidade (β) através da equação (3.7). Desta forma, para determinar o valor de β , foi utilizado o procedimento representado pela equação (3.8). O parâmetro “R” da função de falha é representado pela concentração crítica de cloretos na profundidade da armadura a partir da qual se desencadeia o processo de corrosão do aço. Esta variável foi admitida como obedecendo a uma distribuição Normal de probabilidade.

5 FASE 4: ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO PROCESSO DE PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Neste capítulo são apresentados os principais resultados obtidos com base na metodologia proposta, tomando com referência a análise dos pontos da estrutura portuárias apresentadas na pesquisa de Guimarães (2000).

5.1 ANÁLISE DO PONTO PS-ZTN

Conforme anteriormente detalhado, o microambiente PS-ZTN caracteriza-se como um ponto sujeito constantemente a nevoa salina; não recebendo respingos de maré ou ciclos de molhagem e secagem. A partir da calibração do modelo e considerando-se a distribuição de probabilidades admitida para cada uma das variáveis aleatórias, determinaram-se os perfis de penetração de cloretos em termos probabilísticos. A Figura 5.1 apresenta, para a idade de 22 anos, o perfil probabilístico de penetração de cloretos até a profundidade de 37,5 mm para o ponto PS-ZTN. O gráfico é apresentado em forma de caixa, sendo possível visualizar os valores máximos e mínimos gerados nas simulações de cada profundidade, assim como os valores que se apresentam fora do primeiro e quarto quartil. A Figura 5.2 e a Figura 5.3 apresentam, para o mesmo microambiente, os perfis probabilísticos da concentração de cloretos nas idades de 50 e 100 anos, respectivamente.

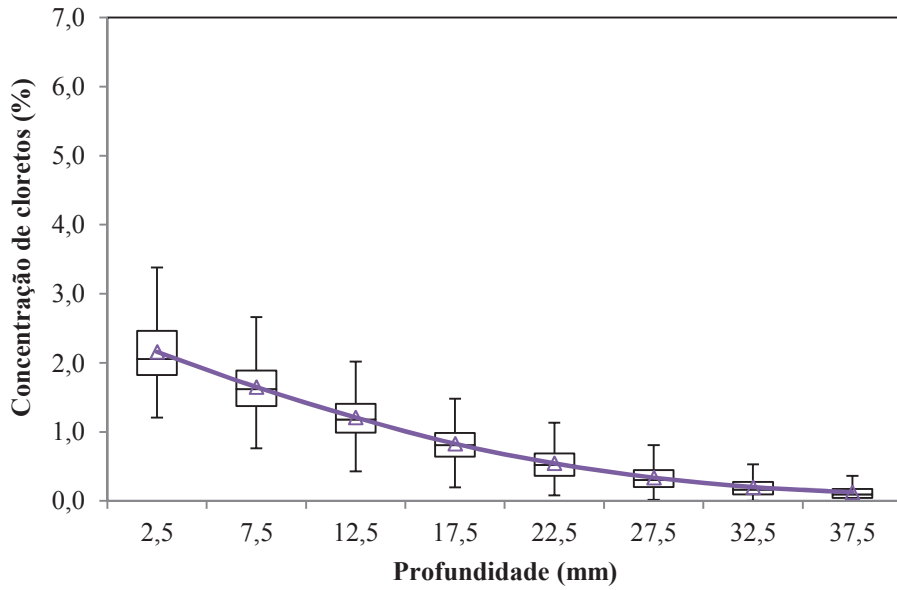


Figura 5.1 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (PS-ZTN, 22 anos)

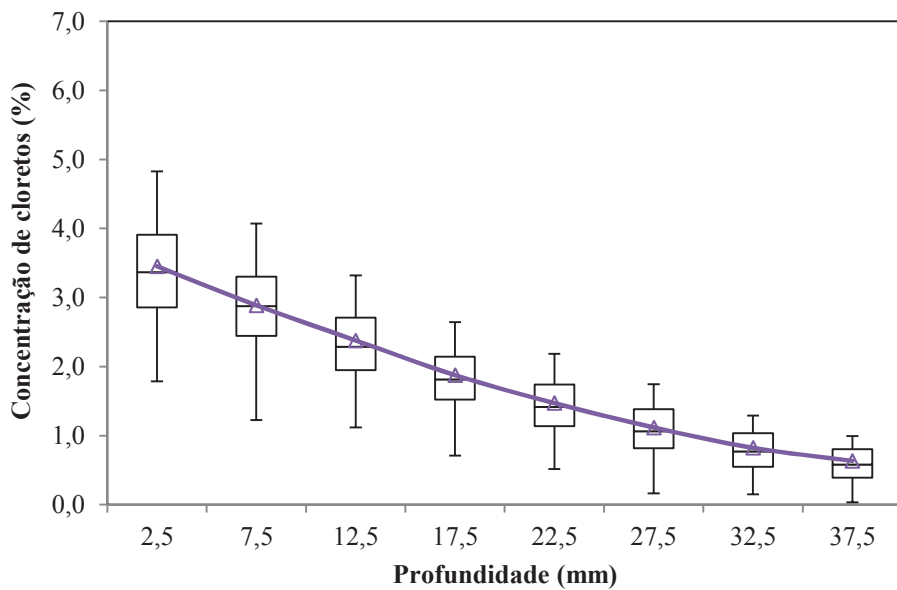


Figura 5.2 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (PS-ZTN, 50 anos)

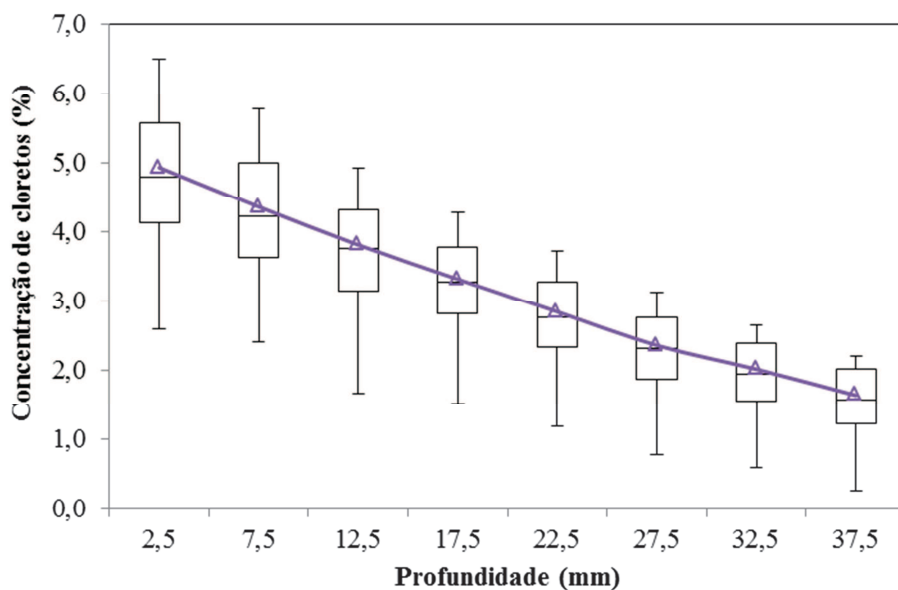


Figura 5.3 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (PS-ZTN, 100 anos)

As características probabilísticas da concentração de cloretos definidas através do modelo proposto, analisadas através da distribuição de probabilidades das variáveis de entrada, podem ser observadas através dos gráficos da Figura 5.4. Os resultados, obtidos através de simulação de Monte Carlo (MCS), apresentam a correlação entre a concentração de cloretos na superfície de contato com a armadura e as demais variáveis aleatórias adotadas. É utilizada como exemplo, a concentração de cloretos aos 22 anos de idade considerando um cobrimento de 50 mm conforme recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de concreto armado localizadas em zona de severa agressividade, ou seja: $C(x,t) = C(50,22)$.

Como exemplo da análise destes gráficos, pode-se verificar a correlação diretamente proporcional apresentada entre a concentração $C(x,t)$ e o coeficiente de correção devido à influência da superfície exposta em relação à concretagem (R_{sc}), com um ajuste $R = 0,45$. A influência da temperatura também apresentou forte correlação, confirmando os resultados apresentados por Gjøv (2014). O cobrimento da armadura foi a variável que apresentou maior influência no mecanismo analisado. Percebe-se que algumas das variáveis de entrada apresentaram baixa correlação com os resultados de concentração de cloretos; esta constatação corrobora com os dados apresentados por Yu *et al.* (2015).

O perfil $C(x,t) = C(50,50)$, ou seja, um cobrimento de 50 mm e com 50 anos de idade está apresentado na seção Apêndice, assim como o caso de $C(50,100)$. Através desta

representação é possível analisar a proporcionalidade entre o resultado e a variável de entrada considerada, evidenciando os fatores com maior correlação.

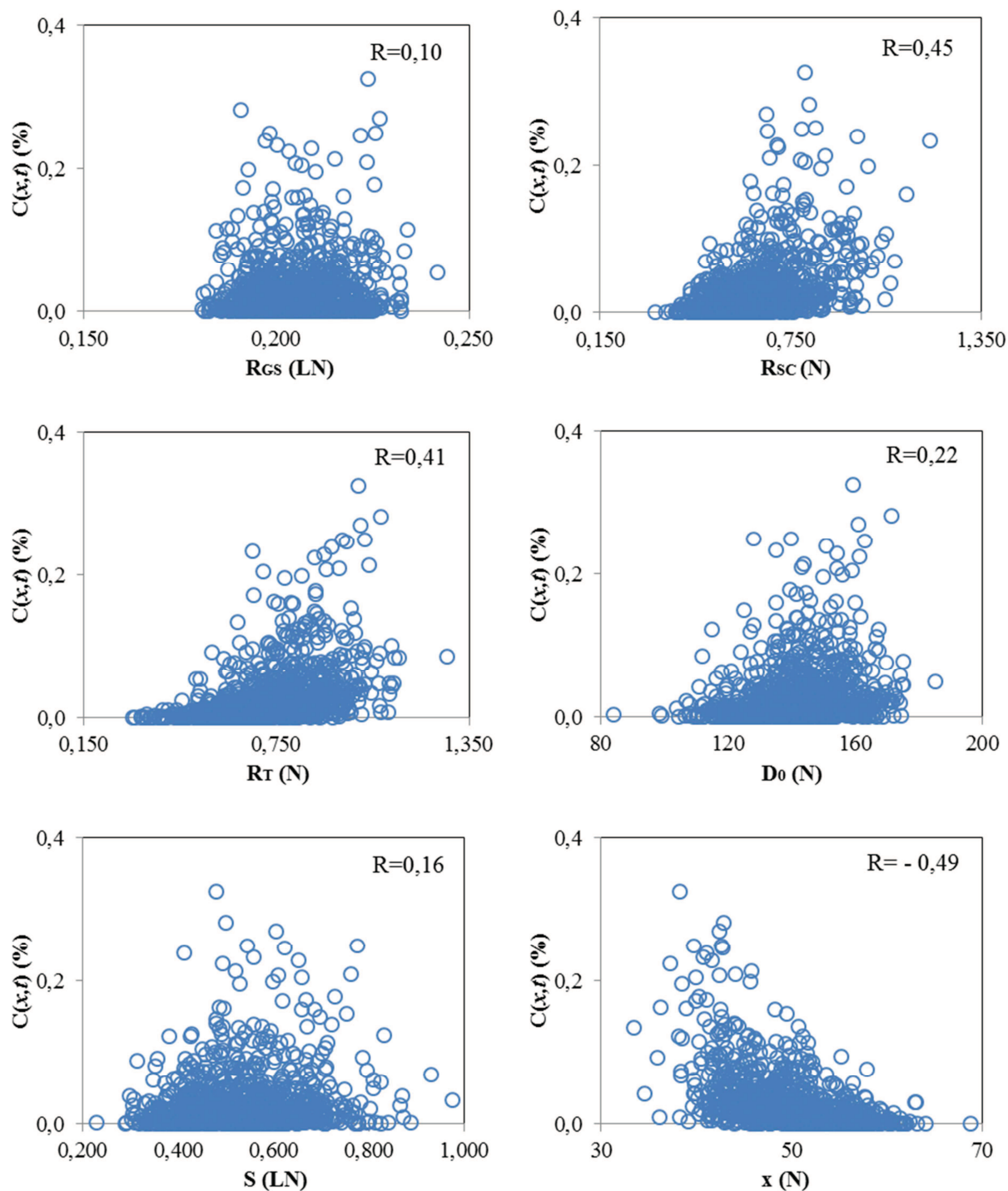


Figura 5.4 – Correlação entre a concentração de cloretos no interior do concreto e as variáveis aleatórias consideradas ($x = 50$ mm, PS-ZTN, 22 anos)

Uma análise de sensibilidade da probabilidade de falha e, conseqüentemente, do índice de confiabilidade dos elementos de concretos sujeitos ao ataque por cloretos foi realizada com intuito de verificar os principais fatores influentes no fenômeno. A Figura 5.5 apresenta, como exemplo, dois gráficos da sensibilidade de cada uma das principais variáveis de entrada em termos percentuais na idade de 22 e 50 anos considerando um cobrimento de 50 mm, para o ponto PS-ZTN localizado no porto do extremo sul do Brasil.

Na idade de 22 anos, a concentração de cloretos ainda apresenta um perfil reduzido, no qual a probabilidade de falha é pequena. O perfil de 50 anos, por sua vez, já apresenta uma concentração de cloretos maior na profundidade considerada limite (50 mm). Este fato justifica a redução da influência do valor nominal da camada de cobrimento na medida em que aumenta a idade da peça. Estes dados foram obtidos através da análise dos cossenos diretores a partir das simulações pelo método de FORM, conforme detalhado na seção 3.2.2.

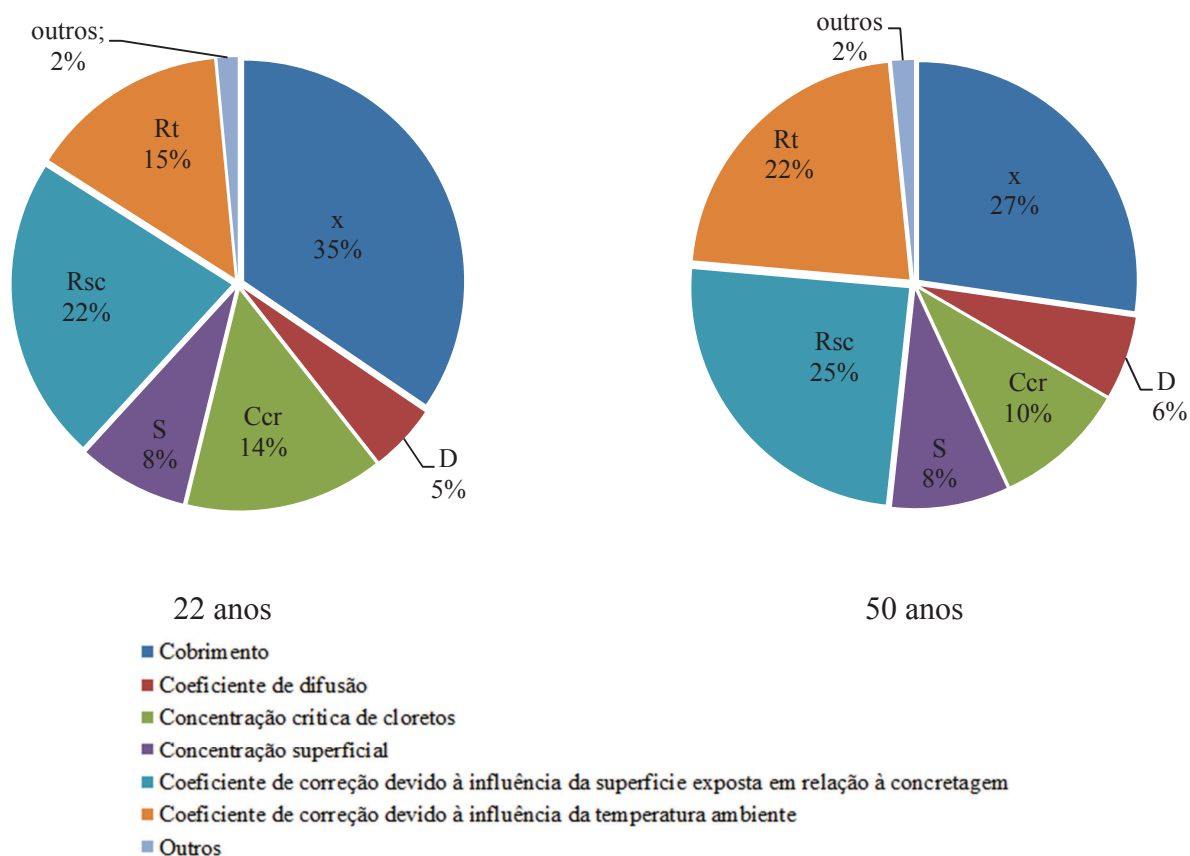
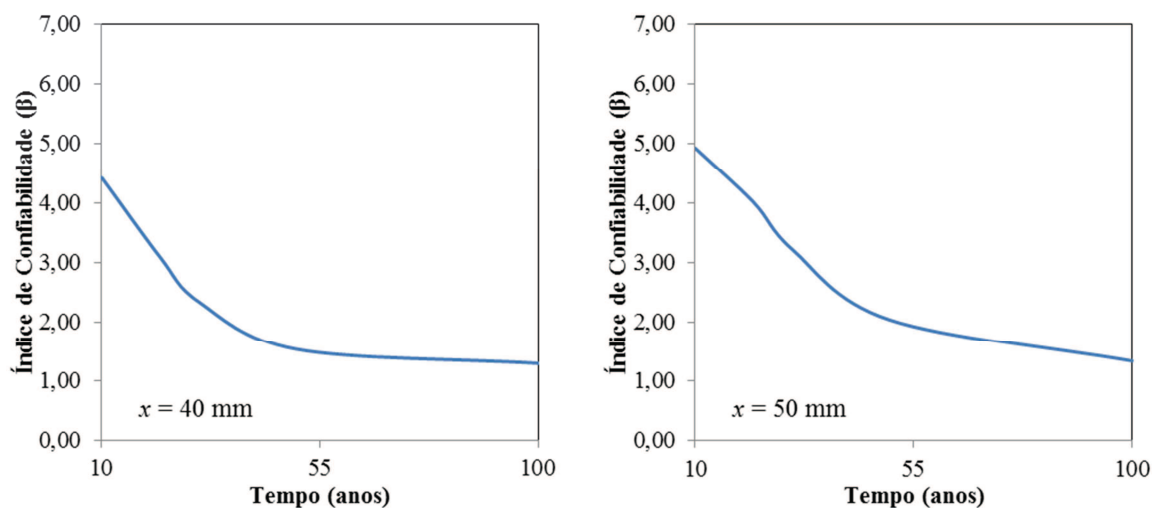


Figura 5.5 – Análise de sensibilidade do índice de confiabilidade com respeito às principais variáveis aleatórias do problema (PS-ZTN; $x = 50$ mm)

A influência da camada de cobrimento da armadura no índice de confiabilidade de um elemento estrutural no estado limite de serviço (ELS) é apresentada graficamente na Figura

5.6. Esta análise permite verificar como a consideração da classe de agressividade ambiental (CAA) do concreto segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode influenciar de forma decisiva no tempo necessário para o início da corrosão. Verifica-se que, com o cobrimento de 40 mm, que atende à CAA-III, há uma confiabilidade consideravelmente menor quando comparada ao cobrimento de 50 mm (CAA-IV). O aumento deste cobrimento, naturalmente faz com que a probabilidade de falha também se reduza. Deve-se, no entanto, analisar a maior probabilidade de fissuração nas faces externas de estrutura que o aumento da profundidade da armadura pode acarretar.

Salienta-se, também, que conforme as normas NBR 12655 (ABNT, 2015) e NBR 6118 (ABNT, 2014), características de qualidade do concreto também devem ser alteradas pela consideração de uma ou outra classe de agressividade. Alterações em características do concreto, tais como relação água/cimento, classe de resistência e consumo de cimento por metro cúbico, tendem a alterar na difusibilidade do concreto, alterando a análise de forma geral. Esta análise busca apenas demonstrar quantitativamente a importância da especificação de um cobrimento nominal capaz de assegurar a proteção das armaduras e, tão importante quanto isso, garantir a qualidade construtiva capaz de cumprir em obra as especificações de projeto.



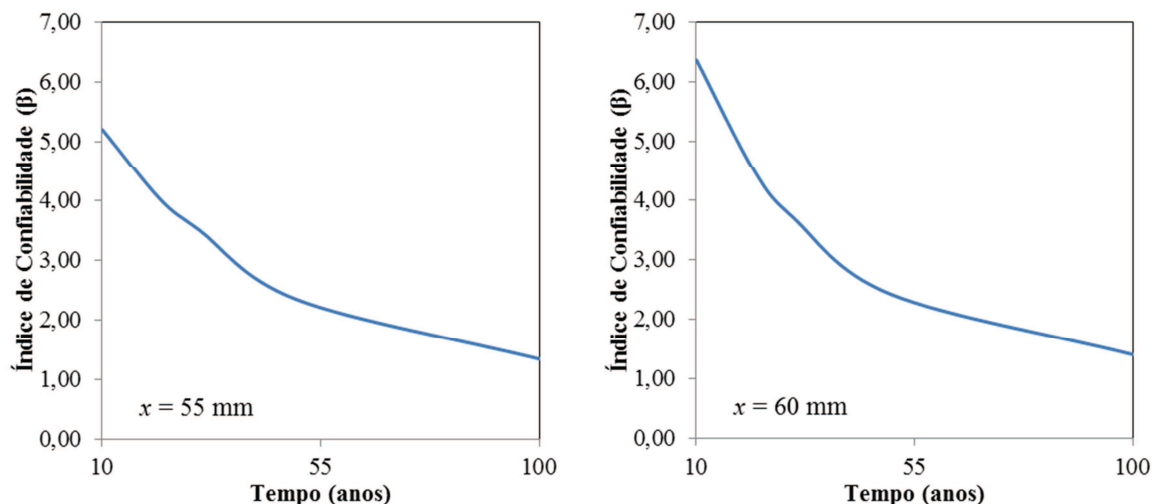


Figura 5.6 – Influência do cobrimento da armadura no índice de confiabilidade (β) para o ponto PS-ZTN

5.2 ANÁLISE DO PONTO ES-ZPNRM

O microambiente ES-ZPNRM conforme caracterizado no Quadro 4.1 como um ponto onde há predominância de névoa (50 %) e respingo (45 %) durante os dias do ano. Com ciclos de molhagem e secagem, dependentes da variação da maré, que ocorrem em cerca de 5 % do tempo. Com base na calibração realizada, fez-se a plotagem dos perfis de penetração de cloretos na idade de 22 anos, considerando-se as variabilidades dos parâmetros considerados. Este perfil probabilístico está apresentado na Figura 5.7 até a profundidade de 37,5 mm. Deve-se lembrar que a consideração de que o pico do perfil não está localizado na superfície da peça foi realizada através da metodologia descrita por Andrade *et al.* (2015). A Figura 5.8 e a Figura 5.9 apresentam, para o mesmo microambiente, os perfis probabilísticos da concentração de cloretos nas idades de 50 e 100 anos, respectivamente.

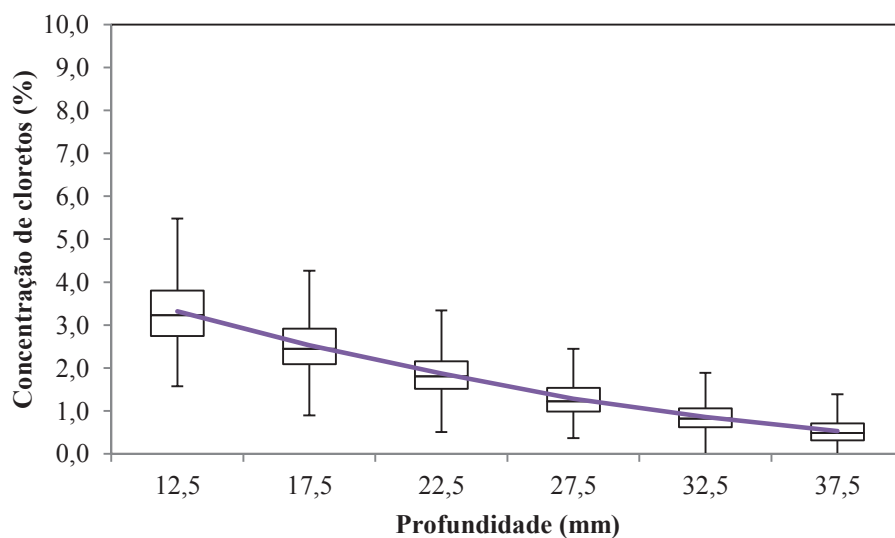


Figura 5.7 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (ES-ZPNRM, 22 anos)

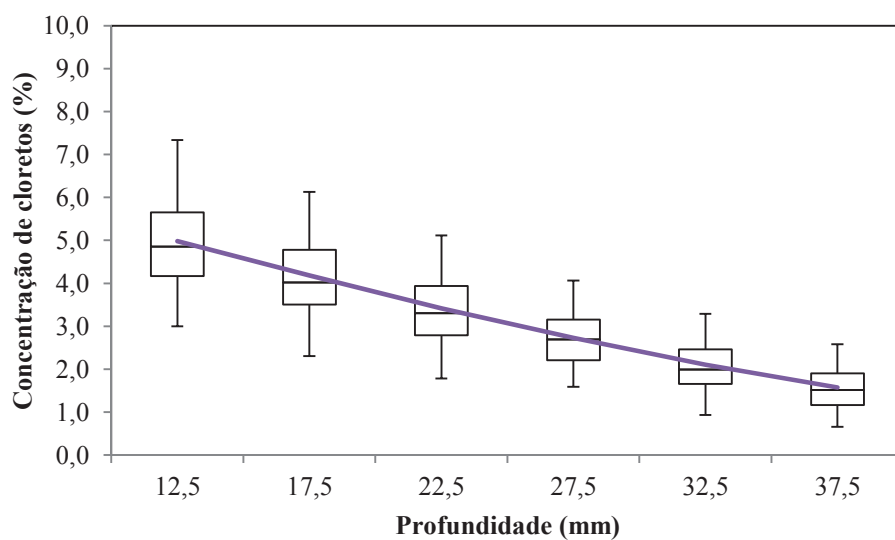


Figura 5.8 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (ES-ZPNRM, 50 anos)

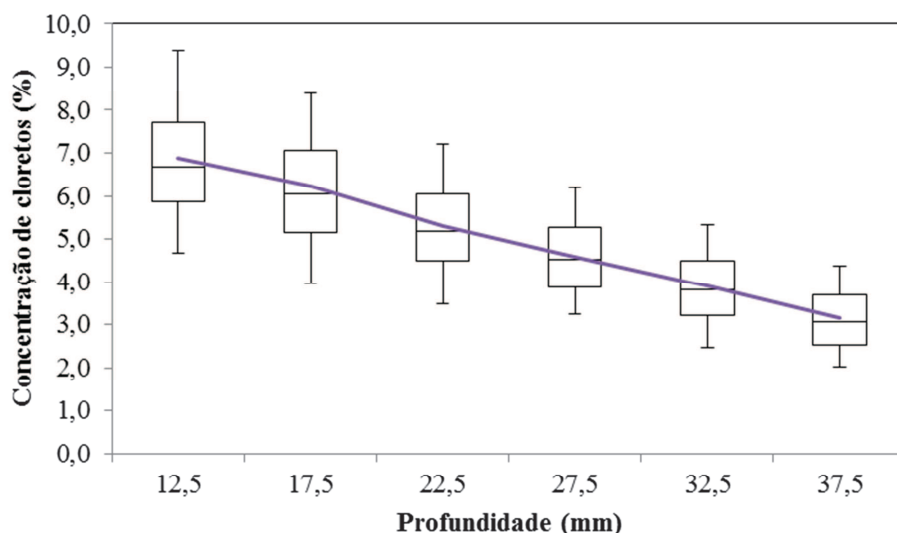
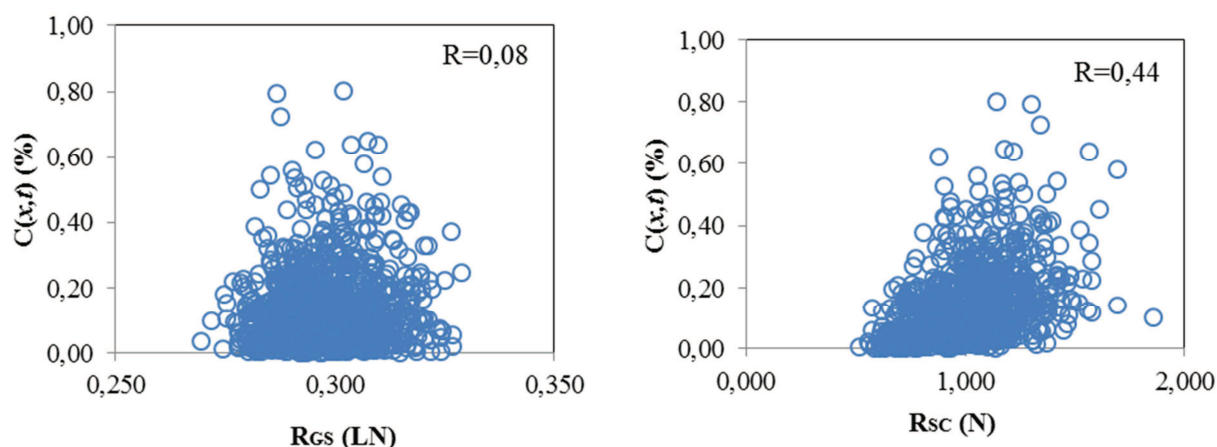


Figura 5.9 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (ES-ZPNRM, 100 anos)

O processo de simulação de Monte Carlo também foi utilizado para correlacionar a concentração de cloretos com as demais variáveis envolvidas no problema. A Figura 5.10 apresenta o caso considerando um cobrimento de 50 mm e uma idade de 22 anos. Os perfis $C(x,t) = C(50,50)$ e $C(x,t) = C(50,100)$ estão apresentados na seção Apêndice. Como exemplo da análise destes gráficos, pode-se verificar a correlação diretamente proporcional apresentada entre a concentração $C(x,t)$ e o coeficiente de correção da temperatura ambiente (R_T), com um ajuste $R = 0,49$. À exemplo do ponto PS-ZTN, verifica-se comportamento similar apresentado por Yu *et al.* (2015).



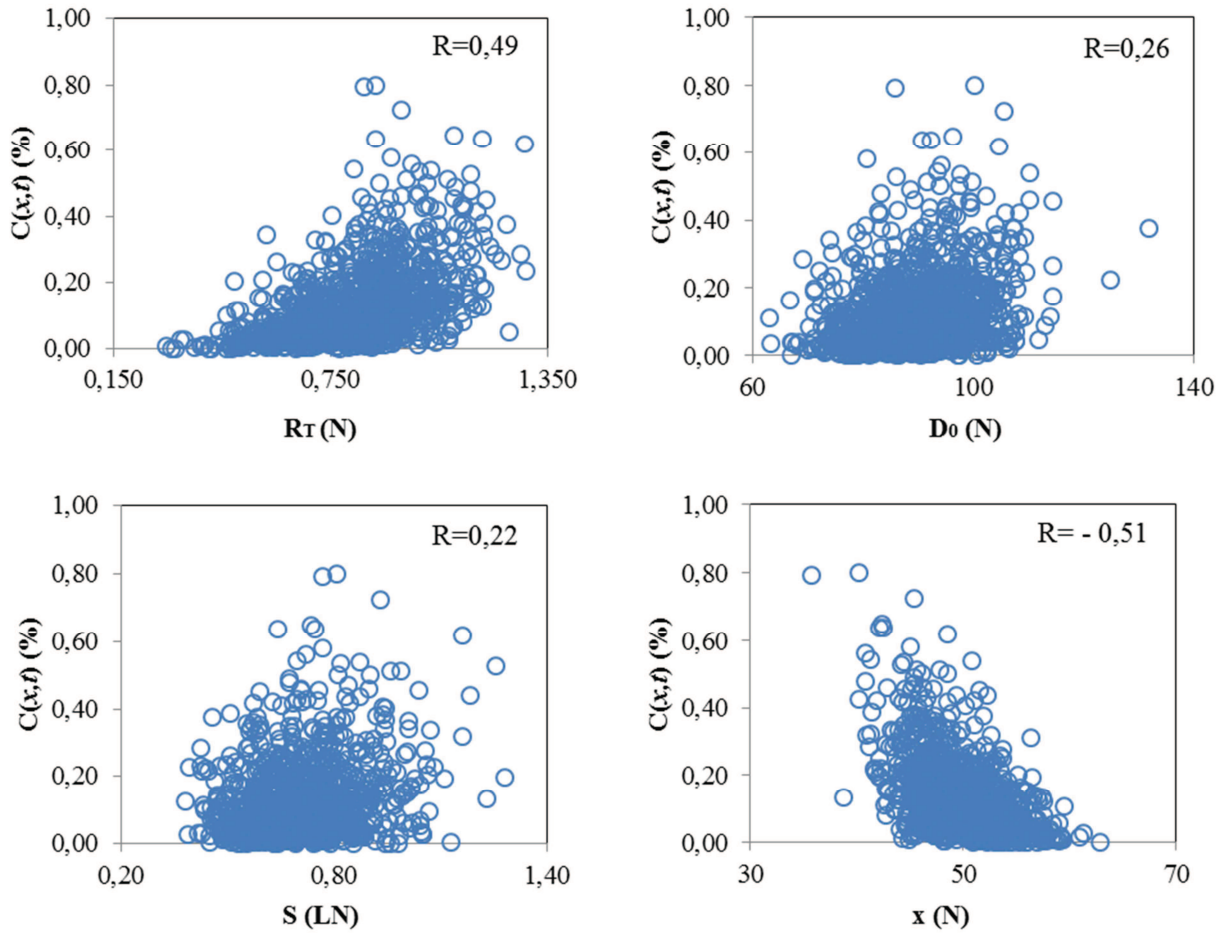


Figura 5.10 – Correlação entre a concentração de cloretos no interior do concreto e as variáveis aleatórias consideradas ($x = 50$ mm, ES-ZPNRM, 22 anos)

O cobrimento de 50 mm foi utilizado para exemplificar a importância estatística de cada uma das variáveis aleatórias no resultado de índice de confiabilidade obtido. A Figura 5.11 apresenta a análise de sensibilidade nas idades de 22 e 50 anos.

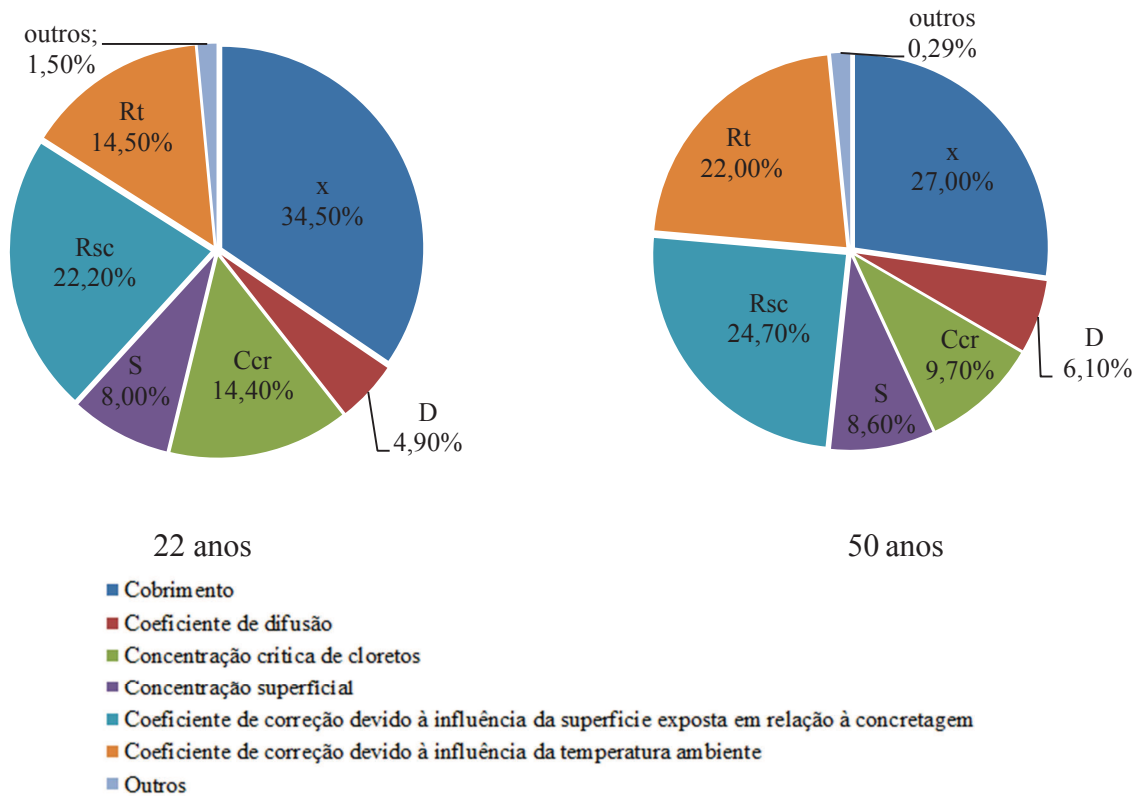


Figura 5.11 – Análise de sensibilidade do índice de confiabilidade com respeito às principais variáveis aleatórias do problema (ES-ZPNRM; $x = 50$ mm)

A variação do índice de confiabilidade (β), considerando-se o microambiente ES-ZPNRM, ao longo do tempo é apresentada na Figura 5.12. Os resultados de β apresentados foram obtidos através do método de MCS. Os gráficos mostram o comportamento dos índices de confiabilidade considerando-se as armaduras nas profundidades de 40, 50, 55 e 60 mm.

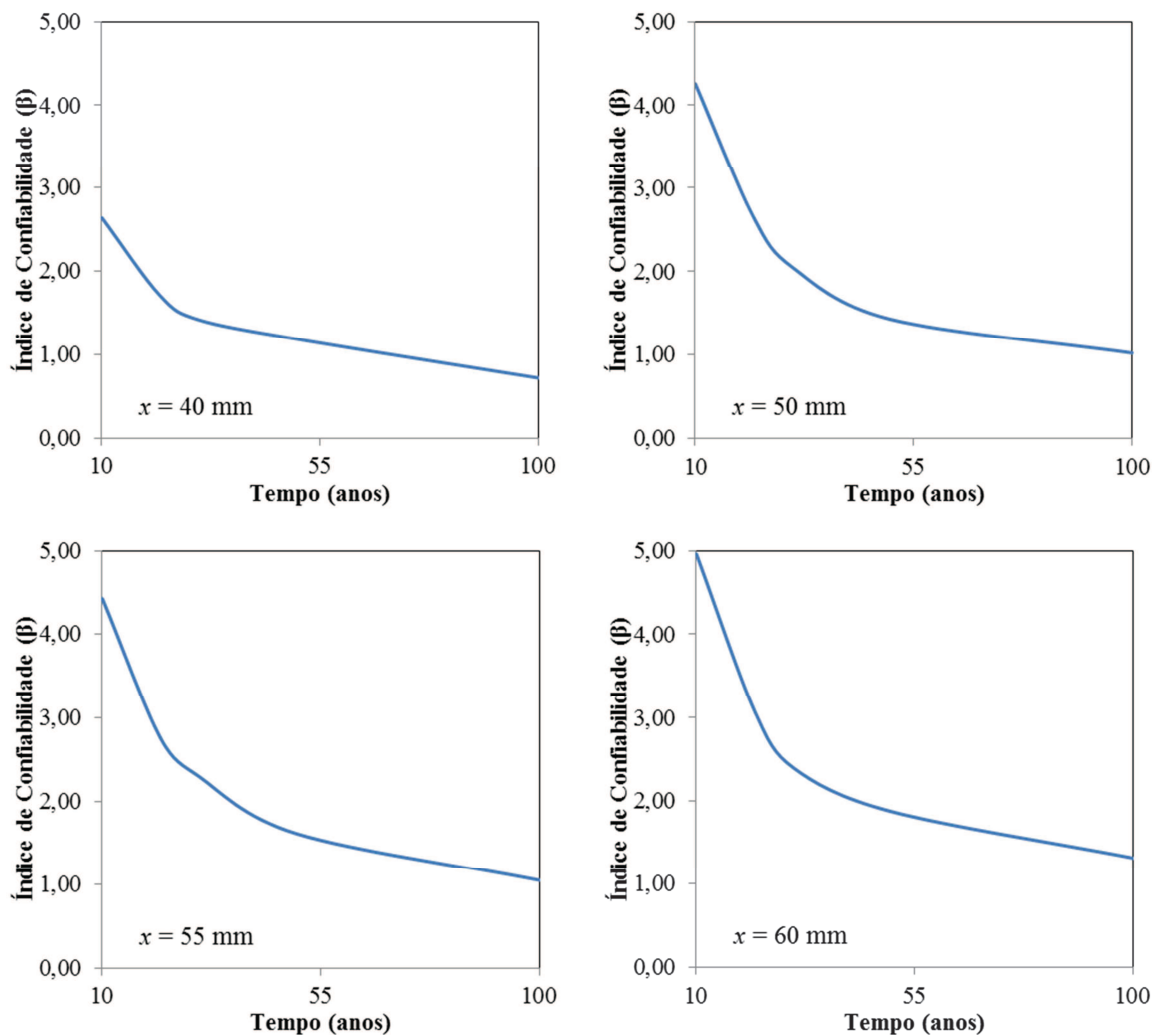


Figura 5.12 – Influência do cobrimento da armadura no índice de confiabilidade (β) para o ponto ES-ZPNRM

5.3 ANÁLISE DO PONTO EI-ZPRMN

Este microambiente, conforme anteriormente detalhado, apresenta predomínio de respingo (58 %) e ciclos de molhagem e secagem (35 %). Além disso, está por um pequeno período de tempo (7 %) sujeito a névoa salina. Os perfis probabilísticos da concentração de cloretos, obtidos após a calibração do modelo com os dados experimentais no ponto EI-ZPRMN, estão apresentados na Figura 5.13. Assim como anteriormente relatado, a consideração de que o pico do perfil não está localizado na superfície da peça foi realizada através da metodologia descrita por Andrade. *et al.* (2015). A Figura 5.14 e a Figura 5.15

apresentam, para o mesmo microambiente, os perfis probabilísticos da concentração de cloretos nas idades de 50 e 100 anos, respectivamente.

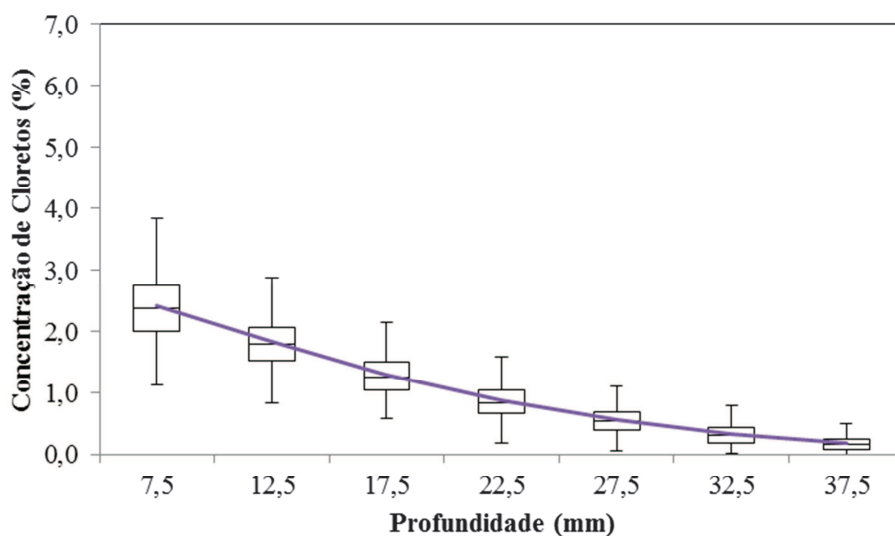


Figura 5.13 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (EI-ZPRMN, 22 anos)

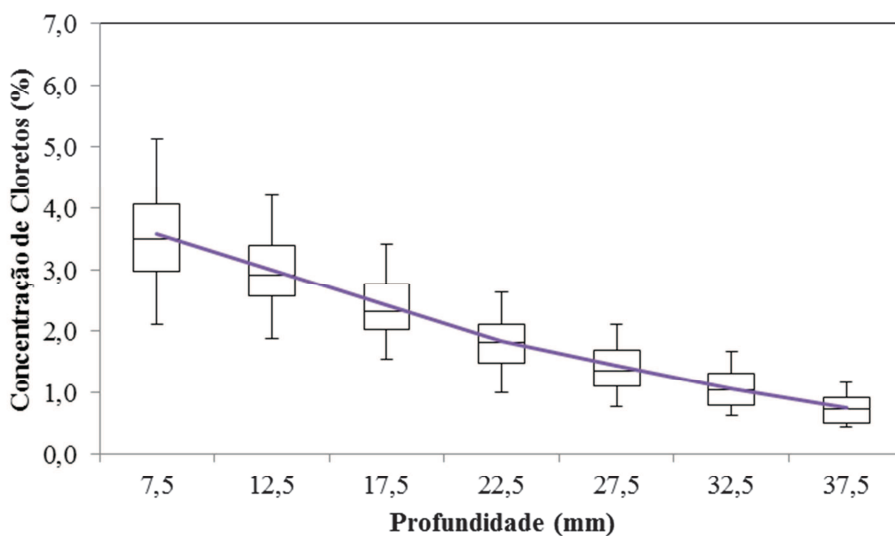


Figura 5.14 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (EI-ZPRMN, 50 anos)

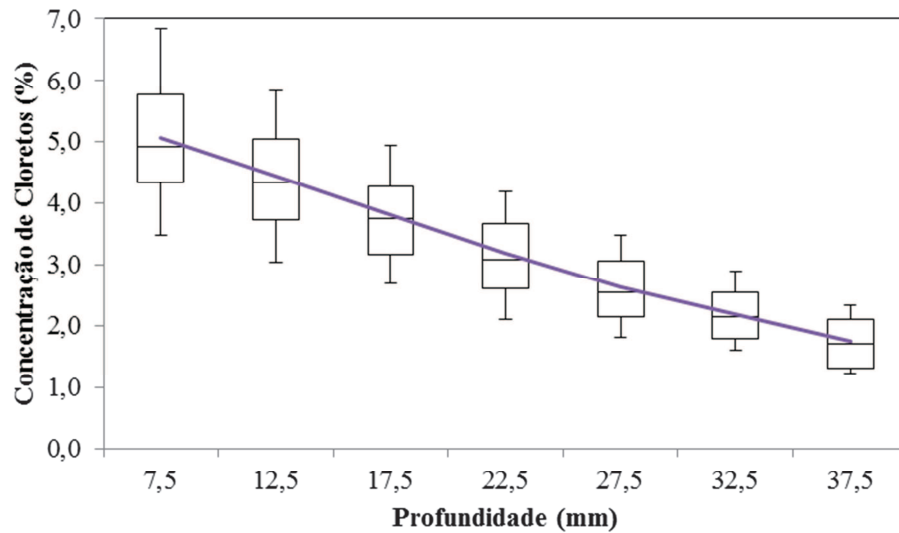


Figura 5.15 – Gráfico de caixas do perfil probabilístico de concentração de cloretos (EI-ZPRMN, 100 anos)

A correlação da concentração de cloretos com as demais variáveis envolvidas no problema, realizada através do método de Monte Carlo, é apresentada na Figura 5.16 para a idade de 22 anos e 50 mm de cobrimento. Os perfis $C(x,t) = C(50,50)$ e $C(x,t) = C(50,100)$ estão apresentados na seção Apêndice.

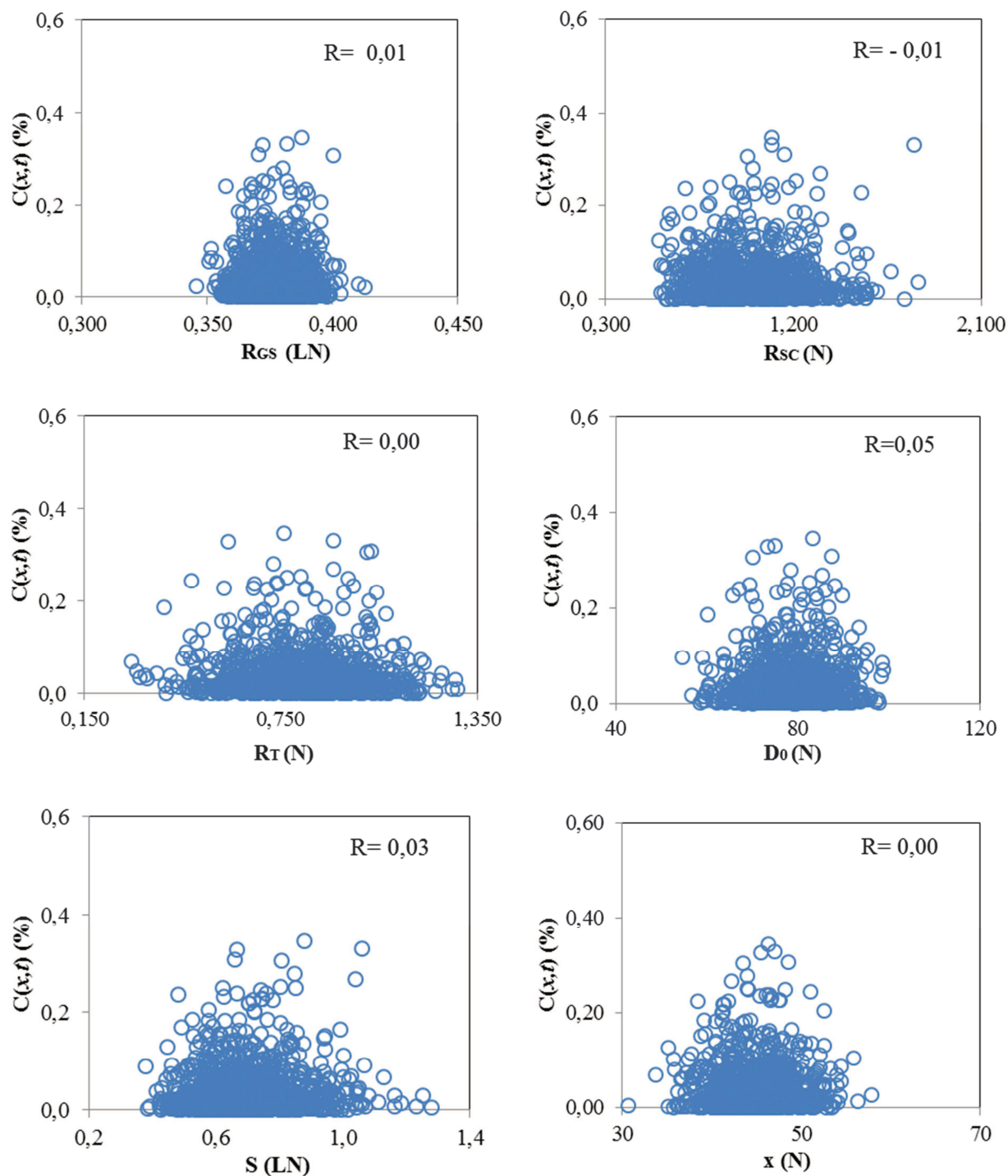


Figura 5.16 – Correlação entre a concentração de cloretos no interior do concreto e as variáveis aleatórias consideradas ($x = 50$ mm, EI-ZPRMN, 22 anos)

A análise de sensibilidade para o microambiente é apresentada, como exemplo, para a profundidade de 50 mm através da Figura 4.17.

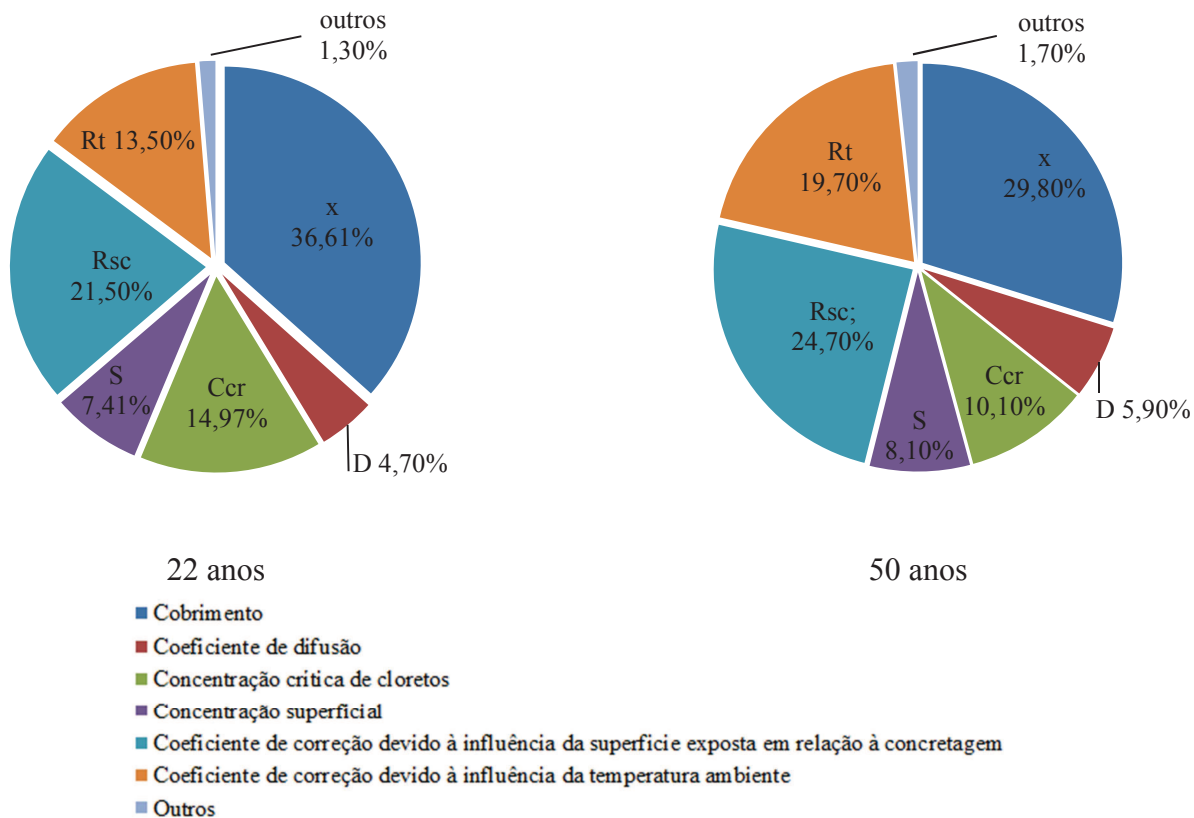


Figura 5.17 – Análise de sensibilidade do índice de confiabilidade com respeito às principais variáveis aleatórias do problema (EI-ZPRMN; $x = 50 \text{ mm}$)

A variação do índice de confiabilidade (β), considerando-se o microambiente EI-ZPRMN, ao longo do tempo é apresentada na Figura 5.18. Os gráficos representam a confiabilidade considerando a camada de cobertura nas profundidades de 40, 50, 55 e 60 mm.

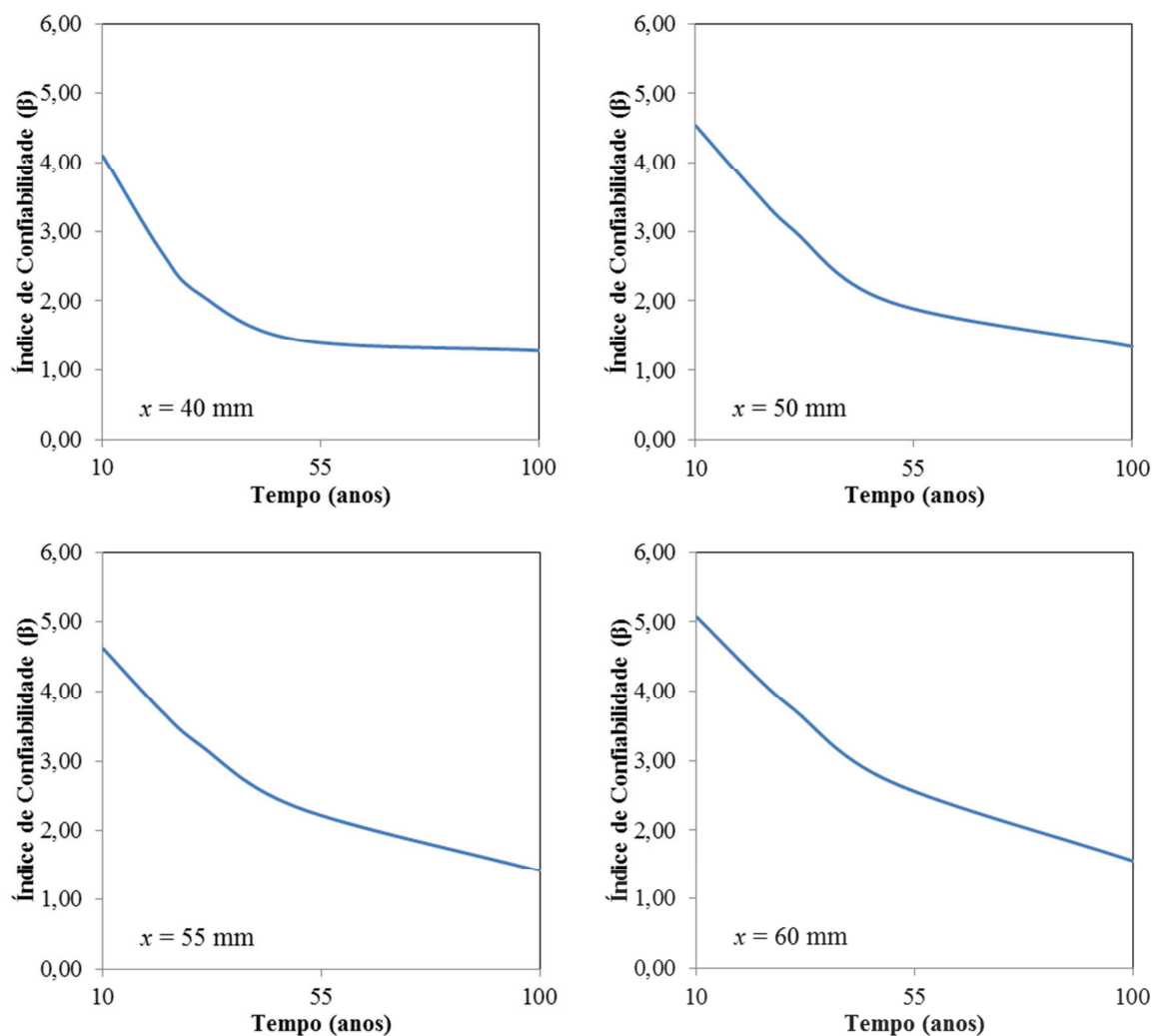


Figura 5.18 – Influência do cobrimento da armadura no índice de confiabilidade (β) para o ponto EI-ZPRMN

5.4 ANÁLISE GERAL DOS PONTOS

Uma análise comparativa da diferença de comportamento do processo de penetração de íons cloreto no concreto para cada um dos microambientes estudados é apresentada na Figura 5.19. São apresentadas as situações de redução do índice de confiabilidade (β) em função do tempo, considerando-se diferentes profundidades das armaduras. A exemplo do que ocorreu com os dados obtidos experimentalmente, o ponto PS-ZTN foi o que apresentou a menor probabilidade de falha. O ponto ES-ZPNRM, por sua vez, foi o que apresentou os menores índices de confiabilidade. Os valores de β apresentados são provenientes de Monte Carlo.

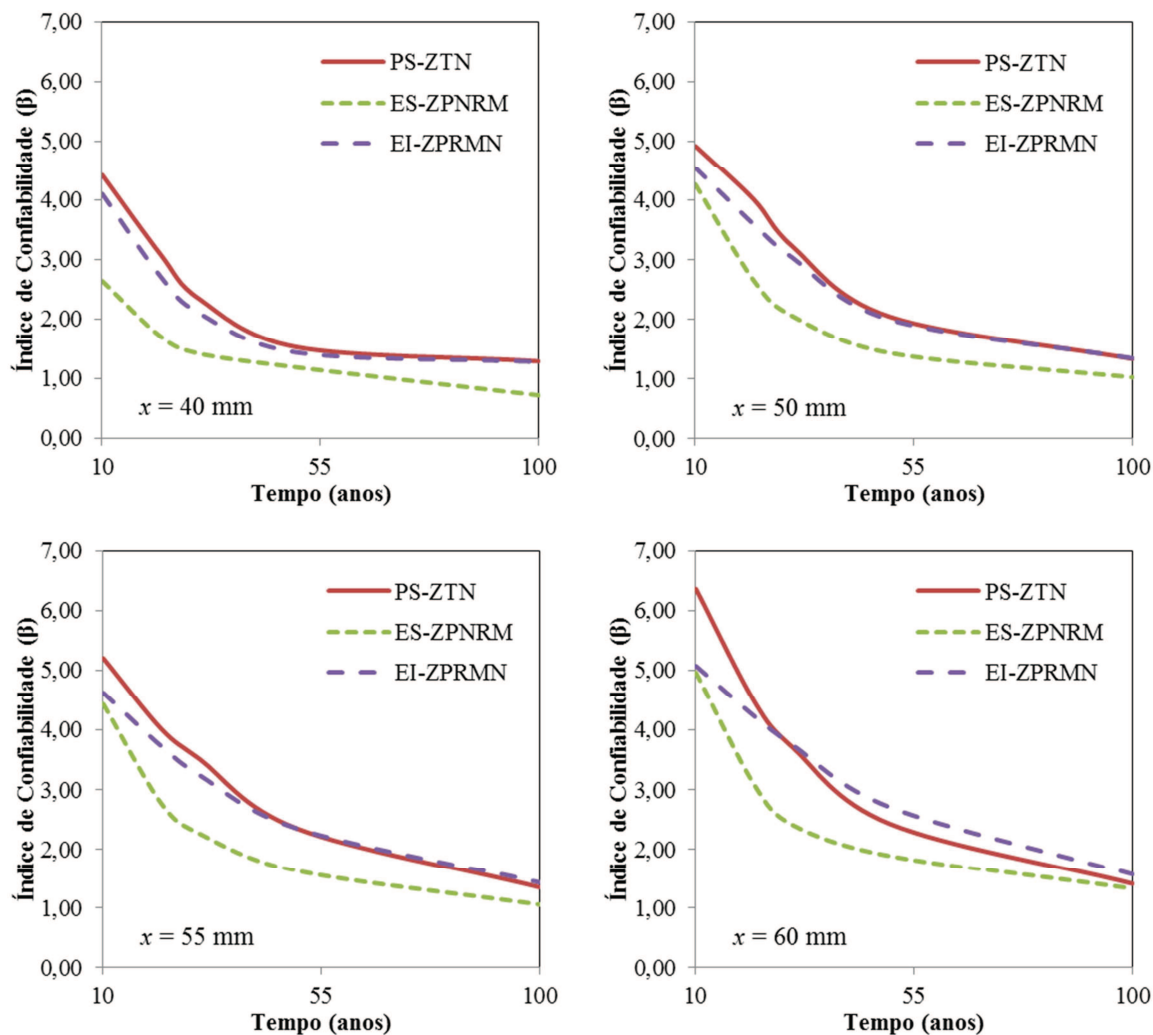


Figura 5.19 – Relação entre o índice de confiabilidade dos diferentes microambientes analisados em relação à profundidade de armadura

No caso do Brasil considera-se o valor de 50 mm como o mínimo cobrimento para estruturas em condições de severa exposição (NBR 6118, ABNT 2014). A ampliação do cobrimento de 50 mm para 60 mm, por exemplo, proporciona uma elevação de 40 % no índice de confiabilidade, sem a necessidade de alteração das características dos materiais adotados.

A Figura 5.20 apresenta a influência direta da profundidade da camada de cobrimento da armadura no índice de confiabilidade no ELS. Percebe-se uma natural elevação da confiabilidade com o aumento do cobrimento do aço. Esta elevação, no entanto, é bem menos representativa quando se compara simulações realizadas com base em idades maiores, tais como 50 e 100 anos. Isto decorre do aumento da concentração de cloretos com o passar do tempo de exposição; fato que reduz a influência do cobrimento na análise probabilística da

confiabilidade, conforme já verificado na análise de sensibilidade apresentada anteriormente neste capítulo.

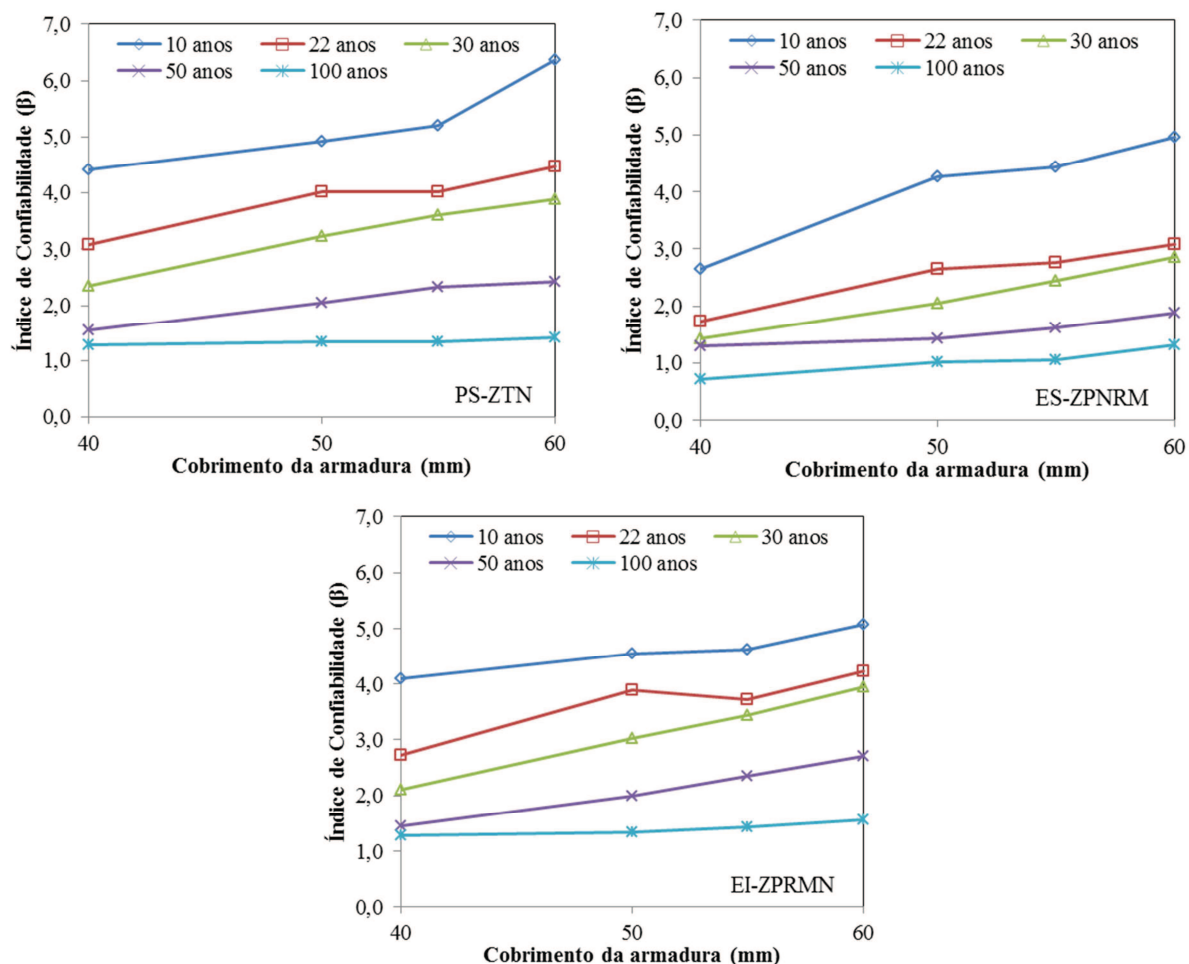


Figura 5.20 – Relação entre o índice de confiabilidade e o cobrimento da armadura para cada idade considerada em cada microambiente

A influência da relação água/cimento, inserida através dos coeficientes R_{GS} e R_T , na confiabilidade do elemento no ELS pode ser observada na Figura 5.21. Neste caso exemplifica-se considerando os parâmetros gerais do caso do ponto PS-ZTN. Verifica-se que há uma redução no índice de confiabilidade para uma mesma idade quando ocorre a elevação da relação água/cimento.

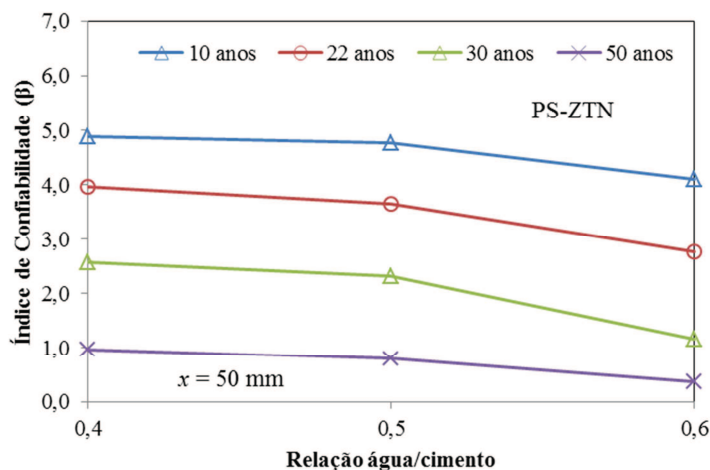


Figura 5.21 – Relação entre o índice de confiabilidade e a relação água/cimento do ponto PS - ZTN

Como fora discutido mais detalhadamente na seção 3.2, a definição de que o ELS foi atingido é um fator fundamental para a avaliação da vida útil de dado elemento estrutural, Trata-se de uma incerteza de decisão (Quadro 3.3), cuja definição é complexa, uma vez que envolve uma série de considerações, na maioria das vezes diferentes para cada situação em análise. A Figura 5.22 apresenta o tempo de vida útil, no ELS definido, considerando-se duas diferentes probabilidades de falha admitidas. Verifica-se que, considerando-se uma estrutura com cobertura médio igual a 50 mm, na situação de P_f admitida de 5 % a vida útil é superior a 50 anos nos pontos PS e EI. Admitindo-se, por outro lado, uma probabilidade de falha um pouco maior ($P_f = 10\%$), este tempo de sobrevivência aproxima-se de 150 anos. Assim, a decisão da probabilidade de falha a ser admitida deve ser criteriosamente realizada, levando em consideração as variáveis envolvidas e a precisão dos parâmetros disponíveis.

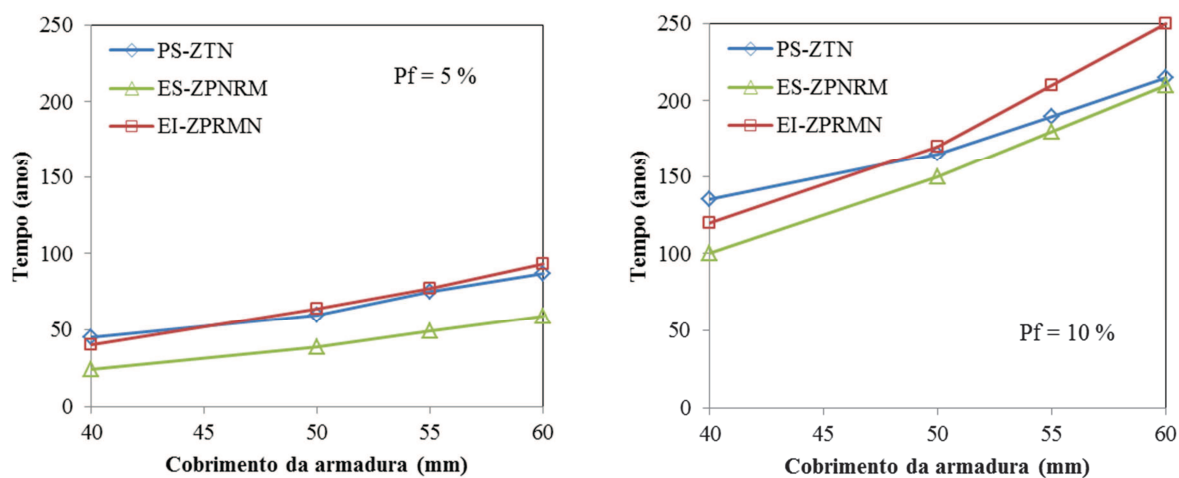


Figura 5.22 – Influência da probabilidade de falha admitida na vida útil característica, considerando-se diferentes profundidades de armadura

Ao fim deste capítulo percebe-se a possibilidade de o modelo probabilístico representar de forma satisfatória o fenômeno de iniciação por cloretos. Verifica-se uma boa correlação dos dados experimentais expostos com os dados obtidos através de simulação computacional. Os gráficos em caixa tornam esta constatação mais visível, permitindo visualizar a dispersão proporcionada pela adoção do processo estocástico.

A análise comparativa entre a concentração de cloretos na superfície de contato com a armadura e as demais variáveis aleatórias adotadas permitiu entender melhor o comportamento do modelo. Com esta análise torna-se possível avaliar a sensibilidade dos diferentes parâmetros envolvidos na modelagem do problema, evidenciando os mais influentes e o nível de importância de cada um.

Considerando-se todas as variáveis decorrentes do processo de deterioração estudado, fica evidente que não se pode tratar a vida útil de um elemento estrutural de forma determinística, através de um valor único. Surge desta forma, a necessidade de se tratar a durabilidade de um elemento estrutural em termos probabilísticos. O conceito de vida útil característica, define, portanto, o tempo de durabilidade no estado limite considerado, admitindo-se uma probabilidade preestabelecida de falha.

5.5 FASE 5: AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO E VIDA ÚTIL CARACTERÍSTICA DA ESTRUTURA ESTUDADA

Admitindo-se uma probabilidade de falha de 5 %, ou seja, uma probabilidade de que 95 vezes em cada 100 simulações sejam favoráveis, têm-se um índice de confiabilidade $\beta = 1,65$. Caso a probabilidade de falha admitida seja de 10 %, estabelece-se o valor mínimo do índice de confiabilidade $\beta = 1,28$.

A Figura 5.23 apresenta para o ponto PS-ZTN a relação entre o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (P_f), considerando-se uma profundidade de penetração de 50 mm. As linhas tracejadas representam os limites considerando-se as probabilidades de falha de 5 e 10 %.

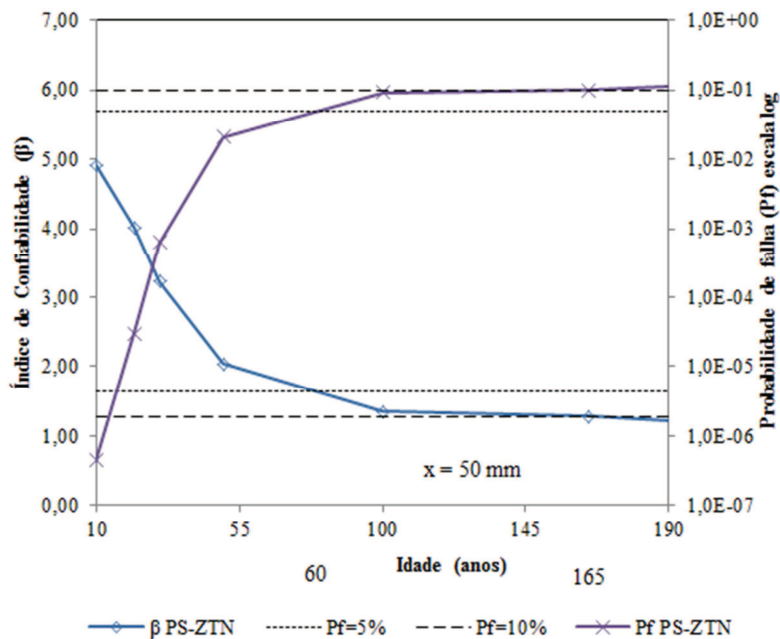


Figura 5.23 – Índice de confiabilidade vs probabilidade de falha (PS- ZTN para $x = 50$ mm)

Para o ponto ES-ZPNRM a relação entre o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (P_f) é apresentada na Figura 5.24. A Figura 5.25 apresenta a relação para o ponto EI-ZPRMN.

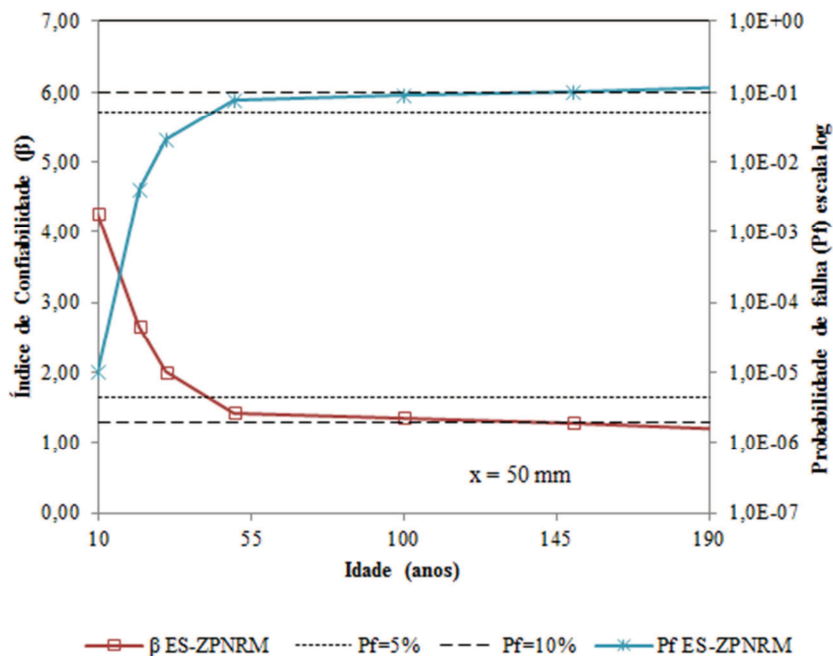


Figura 5.24 – Índice de confiabilidade vs probabilidade de falha (ES-ZPNRM para $x = 50$ mm)

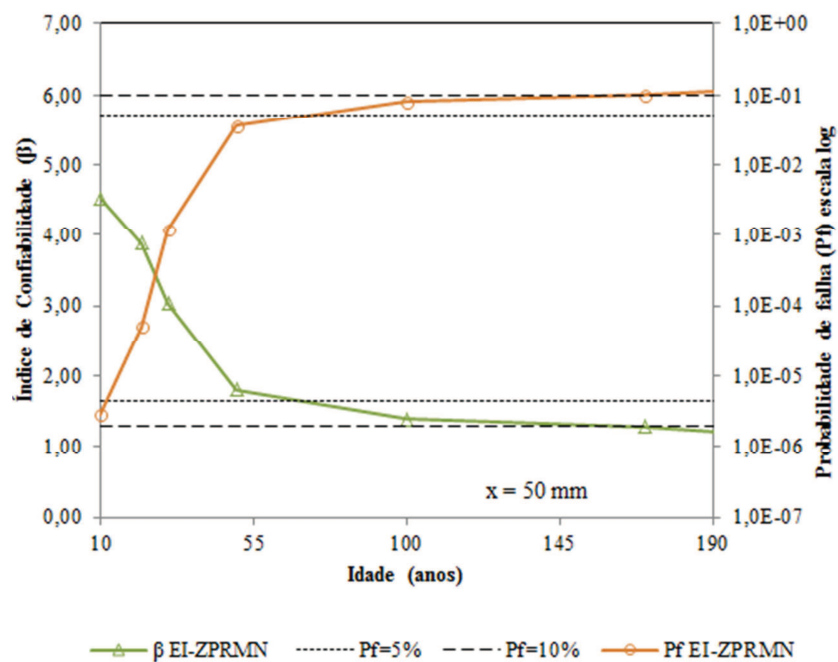


Figura 5.25 – Índice de confiabilidade vs probabilidade de falha (EI-ZPRMN para $x = 50$ mm)

No que diz respeito aos resultados obtidos como o modelo proposto considerando as variáveis de entradas da infraestrutura portuária localizada no extremo sul do Brasil, verifica-se que as estimativas de vida útil obtidas considerando-se uma probabilidade de falha na ordem de 5 % são convergentes com os resultados apresentados em Guimarães (2000). No que se refere à variação das microzonas, verifica-se que as zonas totalmente de névoa pontos PS-ZTN e EI-ZPRMN são as que apresentam a maior expectativa de vida útil. O microambiente ES-ZPNRM é o que apresenta o menor índice de confiabilidade em relação ao estado limite considerado. Esta situação possui total similaridade aos resultados apresentados por Pang e Li (2016), onde os pontos localizados em zona de névoa apresentaram maior índice de confiabilidade. Conforme resultados apresentados por Costa e Appleton (2002), Pang e Li (2016) e Zuquanet *et al.* (2018) a zona de névoa tende a apresentar os resultados mais satisfatórios em virtude de não apresentar contato direto com a água do mar, reduzindo a concentração de cloretos nas zonas superficiais da peça. O ponto ES-ZPNRM, por sua vez apresenta em praticamente metade do tempo características de respingo. Este fato torna a concentração de cloretos na superfície maior nesta peça do que quando há apenas névoa salina.

O fato de a microzona EI-ZPRMN ter apresentado valores melhores na comparação com o ES pode estar no fato de este último apresentar cerca de um terço do tempo na situação

de maré. Isto reduz o período onde o processo de difusão se dá de forma plena. Tal situação esta de acordo com os resultados apresentados por Zuquan *et al.* (2018) que demonstrou que para um mesmo tipo de concreto após 9 meses de exposição, a profundidade de penetração do cloreto na posição da zona atmosférica, zona de respingo, zona de maré e zona submersa é de 3 mm, 16 mm, 16 mm e 25 mm, individualmente, a maior concentração total de íon cloreto é 0,11%, 0,47%, 0,47% e 0,84%, respectivamente

Também não podem ser negligenciadas situações referentes às características gerais do elemento: posição solar, incidência de precipitações, sombreamento por embarcações, níveis de fissuração superficial do concreto, entre outros. Estas características específicas de cada elemento estrutural tornam muito complexas as tentativas de generalizações de resultados para outras estruturas ou outras regiões.

Deve-se destacar que, as conclusões estabelecidas acerca da estrutura adotada como base, são baseadas nas condições apresentadas na idade de 22 anos e que, são obtidas considerando-se mantidas inalteradas todas as características então verificadas. Mudanças nas características e ampliação do terminal portuário, ocorridas após as medições realizadas, assim como qualquer outro mecanismo de intervenção ou proteção preventiva que por ventura seja realizado, alteram de forma direta nos resultados obtidos.

Adotando-se uma análise inversa da solução do modelo proposto, pode-se realizar uma estimativa da vida útil de serviço de determinado elemento. Através de uma análise de Monte Carlo (MCS) faz-se a plotagem dos “*n*” tempos que levam ao atingimento do ELS. A Figura 5.26 apresenta o histograma dos tempos de despassivação da armadura para o ponto PS-ZTN, considerando-se uma probabilidade de falha de 5%. Percebe-se que a distribuição apresentada pelo histograma pode ser descrita como uma variável LogNormal. Através dos testes de aderência de Kolmogorov-Smirnov verificou-se ser este o modelo teórico que apresenta a maior convergência estatística com os dados obtidos através das simulações. A Figura 5.27 apresenta o tempo necessário para que determinada probabilidade de falha seja atingida. Verifica-se, neste caso, e através da Figura 5.26 e Figura 5.27, que a vida útil do elemento é de aproximadamente 60 anos, considerando-se uma probabilidade de sucesso preestabelecida de 95% (ou $P_f = 5\%$). Com os resultados obtidos, se pode inferir sobre a probabilidade de uma determinada idade de vida útil ser atendida.

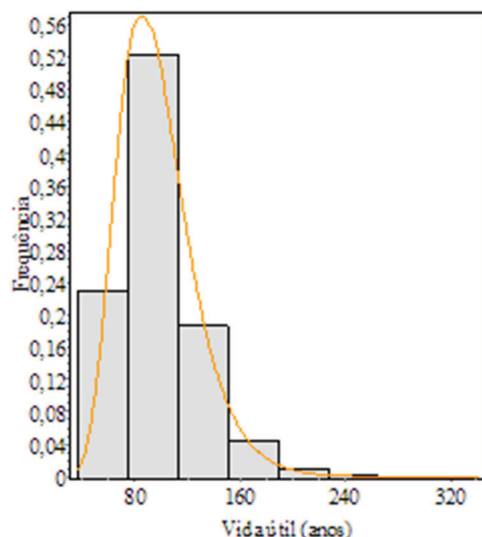


Figura 5.26 – Histograma de tempo para a despassivação da armadura do ponto PS-ZTN, considerando-se uma probabilidade de falha preestabelecida de 5 % e ajuste à curva LogNormal ($t_k \cong 60$ anos)

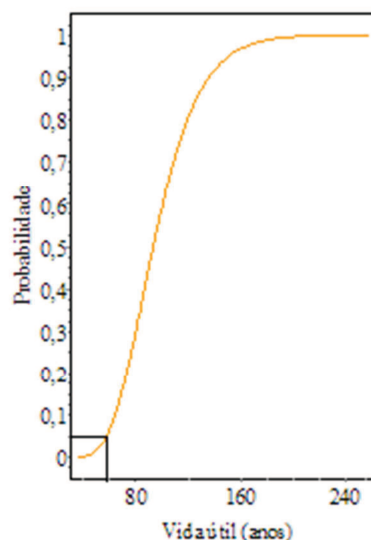


Figura 5.27 – Vida útil do ponto PS-ZTN *versus* probabilidade preestabelecida de falha ($P_f = 5\%$, $t_k \cong 60$ anos)

A Figura 5.28 apresenta o histograma de vida útil para o ponto ES-ZPNRM e sua aderência à distribuição teórica LogNormal. Adotando-se o conceito de vida útil característica, com probabilidade preestabelecida de falha de 5 %, verifica-se um valor de $t_k \cong 39$ anos. A Figura 5.29 apresenta a relação entre a vida útil característica e a probabilidade de falha admitida.

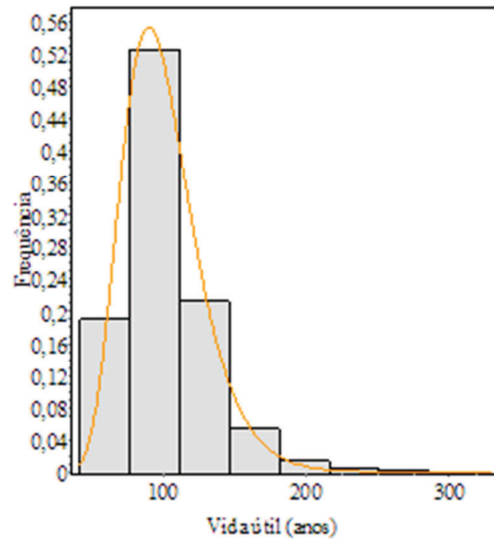


Figura 5.28 – Histograma de tempo para a despassivação da armadura do ponto ES-ZPNRM, considerando-se uma probabilidade de falha preestabelecida de 5 % e ajuste à curva LogNormal ($t_k \cong 39$ anos)

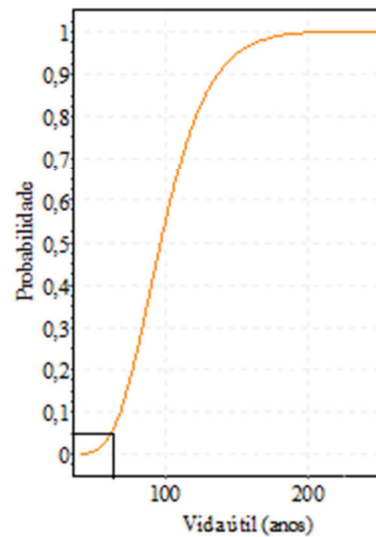


Figura 5.29 – Vida útil do ponto ES-ZPNRM *versus* probabilidade preestabelecida de falha ($P_f = 5\%$, $t_k \cong 39$ anos)

A distribuição de frequências da vida útil do ponto EI-ZPRMN é apresentada através da Figura 5.30. Adotando-se uma probabilidade de falha de 5 % e distribuição LogNormal, verifica-se um valor característico de aproximadamente 64 anos. A Figura 5.31 apresenta a relação entre a vida útil característica e a probabilidade de falha admitida.

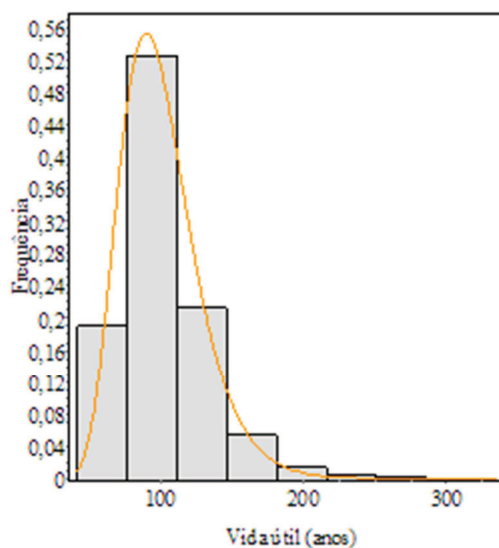


Figura 5.30 – Histograma de tempo para a despassivação da armadura do ponto EI-ZPRMN, considerando-se uma probabilidade de falha preestabelecida de 5 % e ajuste à curva LogNormal ($t_k \cong 64$ anos)

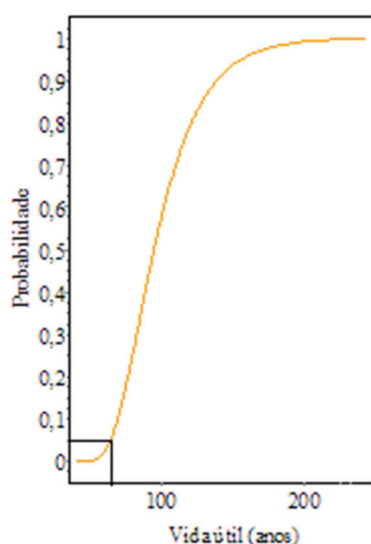


Figura 5.31 – Vida útil do ponto EI-ZPRMN *versus* probabilidade preestabelecida de falha ($P_f = 5\%$, $t_k \cong 64$ anos)

A definição da probabilidade preestabelecida de falha demonstrou ser um fator fundamental na abordagem de vida útil de um determinado elemento estrutural. Como os referenciais normativos ainda são pouco precisos em relação a este valor tem-se uma condição de dúvida muito importante no momento de projetar e de avaliar a durabilidade no estado limite de serviço adotado.

Assim como demonstrando por outros autores (ANDRADE, 2001; LORENSINI, 2006; YU et al., 2015) verificou-se que a vida útil apresenta forte aderência com a distribuição LogNormal de probabilidades. Esta constatação também foi apresentada por Possan (2010) quando analisada a vida útil em termos de carbonatação do concreto.

A contribuição para a avaliação da durabilidade em termos probabilísticos se torna fundamental, garantindo com boa margem de segurança, através de parâmetros bem calibrados e modelagem adequada que a estrutura tenha a capacidade de cumprir a vida útil para a qual foi concebida. Sabidamente, em virtude da elevada quantidade de fatores variáveis, estes cálculos não devem ser tomados como um valor definitivo de vida útil, mas como uma base para mensurar e analisar o comportamento ao longo do tempo. Os modelos de deterioração buscam contribuir para a tomada de decisão acerca de intervenções ou na avaliação das características necessárias para novos projetos.

Tomando-se, por exemplo, o projeto de uma viga de concreto armado, tem-se o dimensionamento em relação ao Estado Limite Último (ELU) para a garantia de segurança à ruína. Tem-se também uma análise em termos de ELS da abertura limite de fissuras e deformações para a garantia de que o elemento terá bom desempenho em serviço. Estas duas análises são realizadas através de procedimentos predefinidos, considerando-se solicitações e resistências características e admitindo-se, através da calibração de coeficientes parciais de segurança, uma probabilidade preestabelecida de falha. Espera-se de um elemento estrutural quando no dimensionamento, que este apresente – além de segurança e desempenho em serviço – durabilidade. Neste sentido, a análise de durabilidade também precisa rumar para uma avaliação através de parâmetros de solicitações (baseado nas condições ambientais) e resistências (pela capacidade de defesa do elemento).

5.6 FASE 6: AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA

Esta seção tem como objetivo apresentar a influência de cada uma das variáveis básicas consideradas no modelo proposto. Busca-se evidenciar a importância de cada componente no resultado final de cada simulação realizada.

A Figura 5.32 apresenta a influência da variabilidade das variáveis de entrada (representada pelo coeficiente de variação) na variabilidade do percentual de concentração de cloratos no interior do concreto em uma dada profundidade e dado tempo. Percebe-se que a

variabilidade do cobrimento é o fator que exerce maior influência na dispersão dos resultados da concentração de cloretos. Esta análise mostra a importância de um rigoroso controle de qualidade da execução de elementos estruturais de concreto; sobretudo em situações de severa agressividade. A Figura 5.33 apresenta a influência do coeficiente de variação das variáveis de entrada no coeficiente de variação da concentração de cloretos, demonstrando o aumento percentual deste em relação a uma análise determinística.

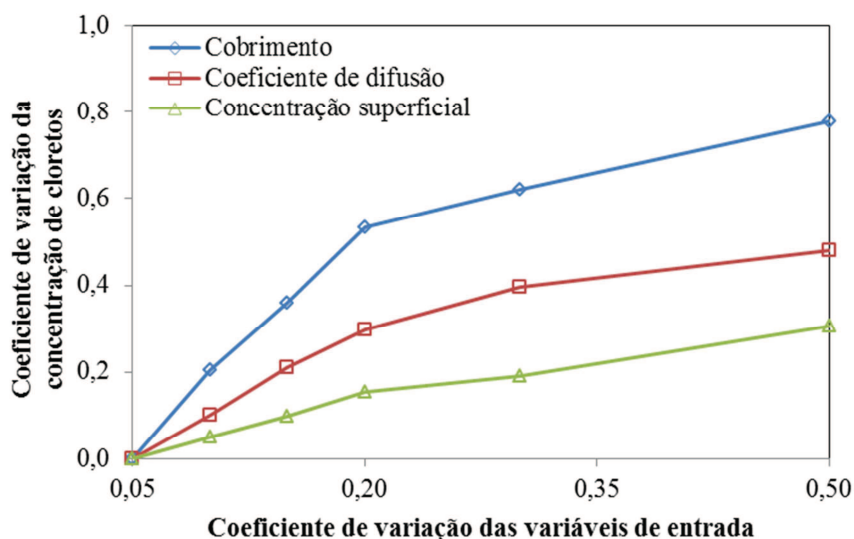


Figura 5.32 – Efeito do coeficiente de variação das variáveis de entrada na dispersão da concentração de cloretos de acordo com o modelo proposto

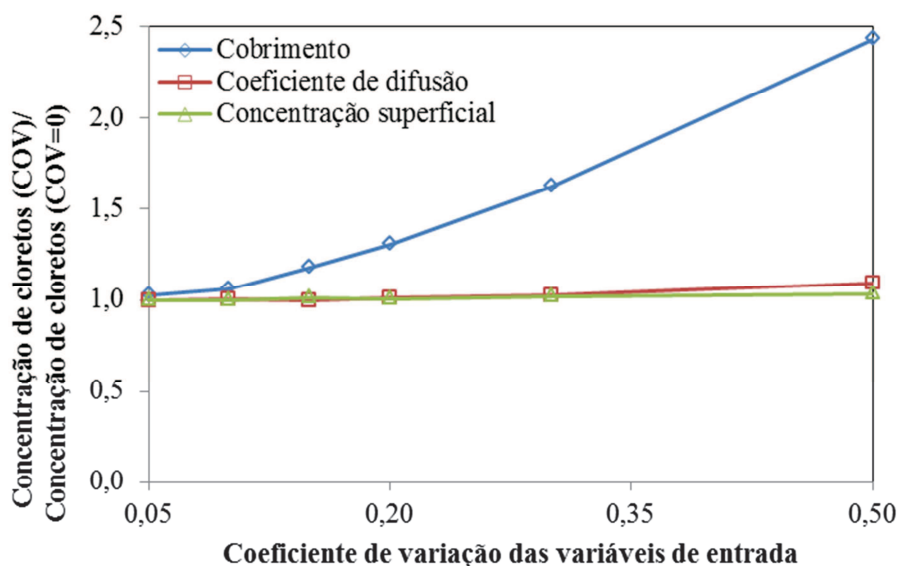


Figura 5.33 – Efeito do coeficiente de variação das variáveis de entrada na concentração de cloretos de acordo com o modelo proposto

A análise de sensibilidade apresentada na Figura 5.33 mostra que o aumento da variabilidade do coeficiente de difusão e da concentração superficial não resulta em uma elevação substancial na variabilidade dos resultados na concentração de cloretos. Em uma análise preliminar, poderia se deduzir que o modelo não sofre influência deste parâmetro e que tal aumento de variabilidade destas variáveis de entrada não resulta em redução de vida útil. No entanto, analisando-se a Figura 5.32 verifica-se o incremento na variabilidade da resposta do modelo nestes casos. Desta forma, embora nas duas situações citadas, não se observe aumento da concentração de cloretos, há a necessidade de uma análise global, incluindo a variabilidade da resposta do modelo. Ou seja, deve-se ter cuidado na avaliação da resposta do sistema, sendo necessário sempre proceder a análise considerando-se a variabilidade de saída – não somente o valor médio obtido. Hipóteses semelhantes foram constatadas também por Andrade (2001) e Enrigh *et al.* (1998).

A influência dos fatores externos representados através do modelo foi avaliada para cada situação. Este processo objetiva demonstrar as considerações propostas pelo modelo e como se dá o comportamento deste em relação aos principais parâmetros considerados na estimativa de concentração de cloretos no interior do concreto e, conseqüentemente na avaliação da vida útil.

A Figura 5.34 apresenta o efeito do grau de saturação (GS) na concentração de cloretos no concreto. Foi adotada uma idade de 50 anos e um cobrimento de armadura igual a 50 mm. Os resultados são apresentados em termos proporcionais em relação à situação de concreto saturado (GS = 100 %). Pode-se verificar que a redução do grau de saturação do concreto representa uma redução considerável na penetração de íons cloreto, devido a diminuição do potencial de difusão, a exemplo das pesquisas de Guimarães e Helene (2001) e Climent *et al.* (2002).

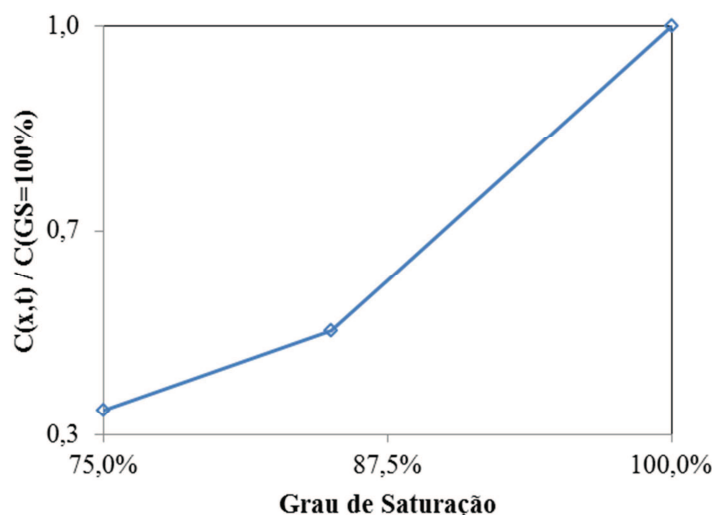


Figura 5.34 – Influência do grau de saturação do concreto no modelo proposto

Na avaliação do efeito da temperatura ambiente, verifica-se através da Figura 5.35 que o modelo estabelece uma redução considerável do percentual de cloretos à medida que a temperatura diminui. Deve-se salientar que não há linearidade na relação entre a temperatura ambiente e a taxa de penetração de cloretos no concreto, além disso, extrapolações para temperaturas além das consideradas devem ser estudadas para validação da aplicação. A temperatura de 25°C foi tomada como referência para a representação gráfica.

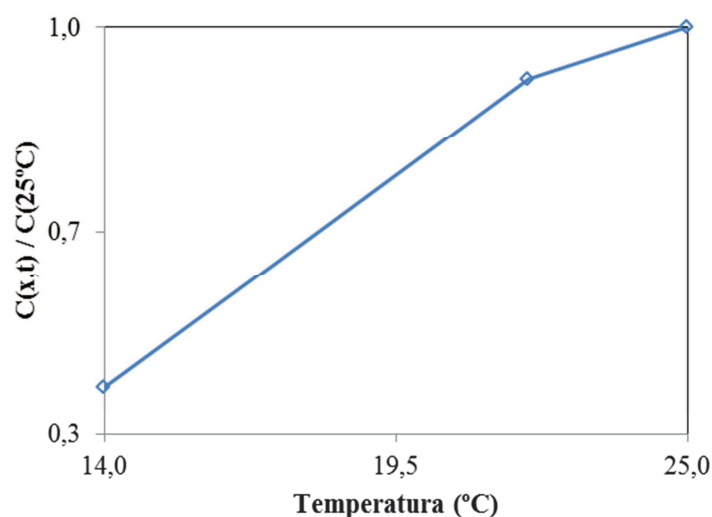


Figura 5.35 – Influência da temperatura ambiente no modelo proposto

A influência do percentual de adição no aglomerante utilizado é representada através da Figura 5.36. Foi adotada como referência a condição de 0 % de adição. A posição da superfície exposta em relação à direção de concretagem é representada na Figura 5.37.

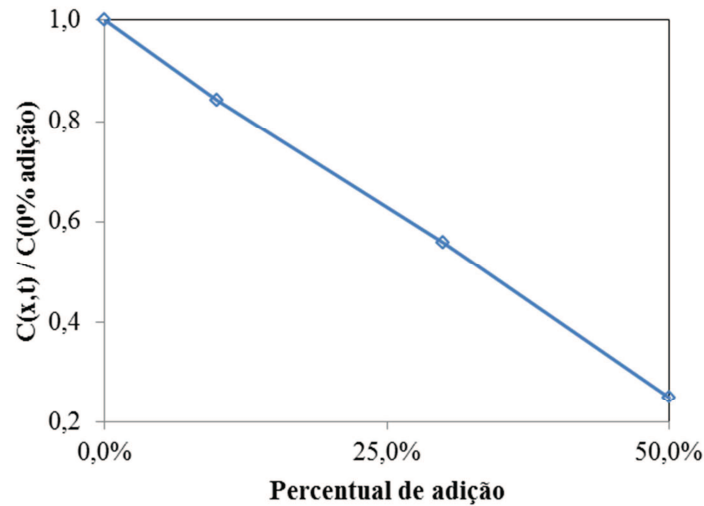


Figura 5.36 – Influência do percentual de adição no modelo proposto

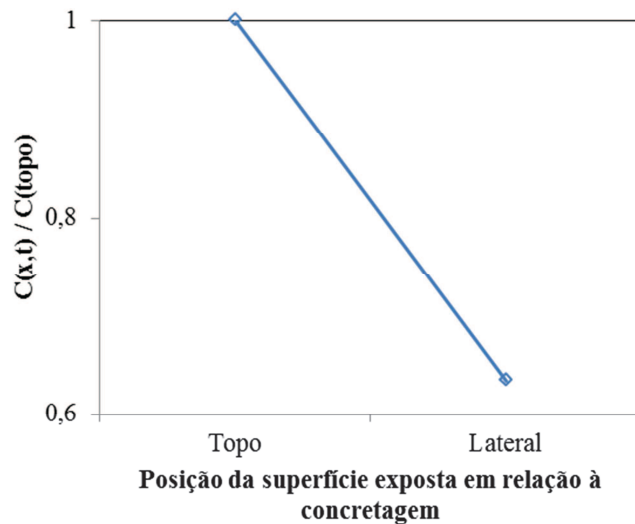


Figura 5.37 – Influência da posição da superfície exposta em relação à superfície de concretagem no modelo proposto

Uma análise com vistas ao tempo de desp passivação da armadura pode ser verificada através das Figuras Figura 5.38 a Figura 5.41.

Na Figura 5.38 percebe-se que o aumento do grau de saturação (GS) do concreto reduz a um terço o tempo de vida útil de um mesmo elemento na comparação com a situação de $GS = 75\%$. Isto resulta do fato de que na condição saturada todos os poros acima do diâmetro crítico estão preenchidos com água, facilitando a mobilidade dos íons e comprovando o argumento descrito pela Figura 2.16.

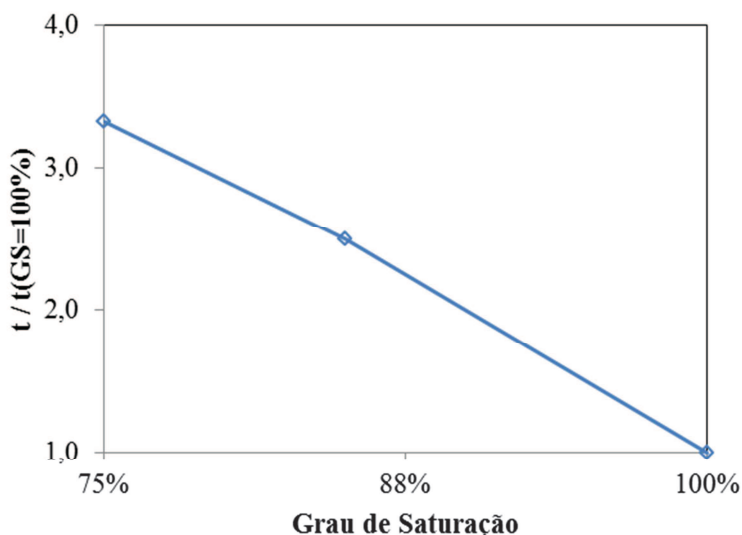


Figura 5.38 – Influência do grau de saturação do concreto na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto

No gráfico apresentado na Figura 5.39 verifica-se a redução da vida útil com o aumento da temperatura do ambiente no qual a estrutura encontra-se inserida. Este é um fenômeno resultante do maior estado de agitação das moléculas decorrente do aumento da temperatura. Conforme Olliver e Torrenti (2014), a maior agitação molecular resulta em aumento do processo de difusão no interior do concreto.

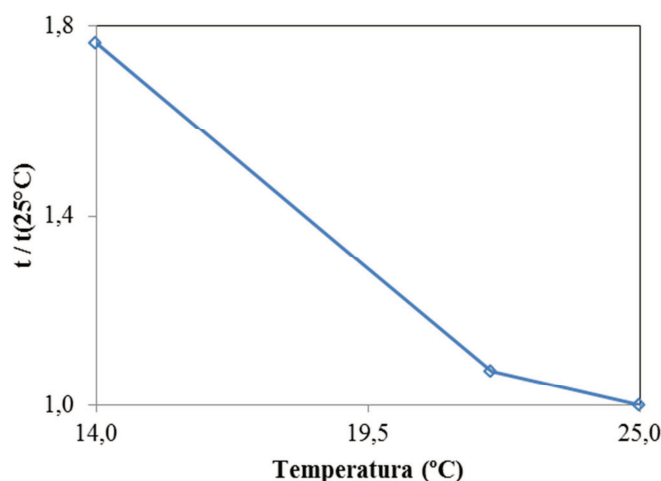


Figura 5.39 – Influência da temperatura ambiente na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto

A influência do teor de adição na vida útil é representada pela Figura 5.40. Verifica-se, por exemplo, que um teor de 30 % de adição pozolânica proporciona uma elevação de 1,5 vezes na estimativa de vida útil de um mesmo elemento. Este mecanismo proporcionado pelo

modelo é compatível com os resultados apresentados por Meira (2004), que determinou um aumento de 3 vezes no coeficiente de difusão de um concreto sem adição quando comparado com concretos com 30 % de cinza volante.

A relação da superfície de concretagem em relação à face de exposição é representada na Figura 5.41. Percebe-se uma convergência com os parâmetros obtidos por Guimarães *et al.* (1999) na análise da carga passante em corpos de prova extraídos de diferentes direções em relação à concretagem. No caso, quando se expõe o concreto lateralmente em relação à superfície de concretagem tem-se um incremento de cerca de 25 % na vida útil.

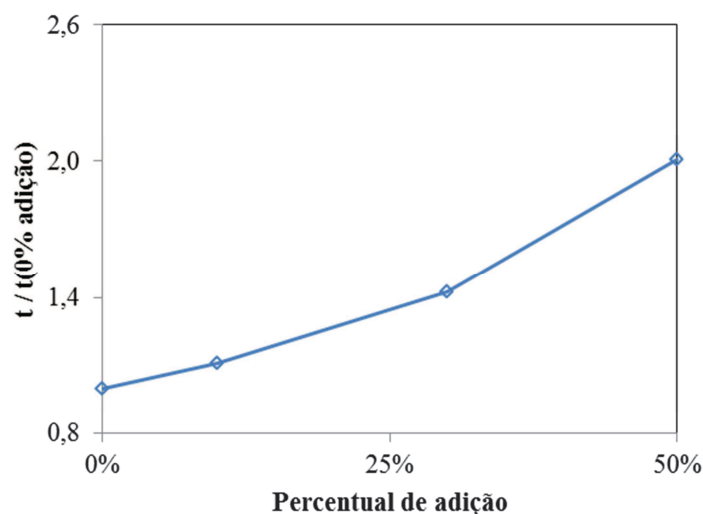


Figura 5.40 – Influência do percentual de adição na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto

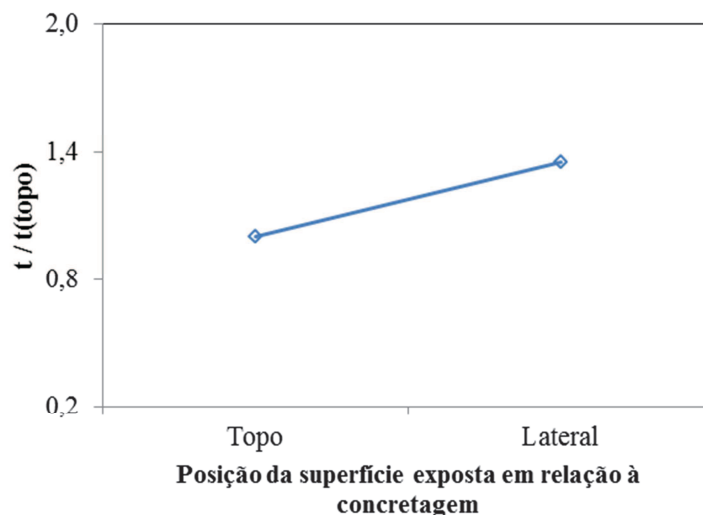


Figura 5.41 – Influência da posição da superfície exposta em relação à superfície de concretagem na estimativa de tempo de despassivação do modelo proposto

No que se refere à avaliação paramétrica, verificou-se a importância da consideração do nível de dispersão da resposta do modelo na avaliação da confiabilidade ou probabilidade de falha do elemento estrutural. Sendo tal situação mais evidente quando a análise é realizada em termos de tempo de vida útil.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise de vida útil em termos probabilísticos é um tema de relevante importância no contexto da cadeia produtiva da construção civil, especialmente do ponto de vista do concreto. A elevada proporção de construções de concreto armado dispostas em regiões litorâneas torna fundamental a realização de avaliações em termos de durabilidade nas situações de corrosão da armadura decorrente de ataque por cloretos.

A ocorrência de diversos fatores de características variáveis nos parâmetros envolvidos torna imprecisa a avaliação realizada através de metodologia determinística. Desta forma, os procedimentos probabilísticos, baseados na distribuição estatística dos parâmetros de entrada, apresentam-se como a melhor alternativa para uma avaliação mais realística do complexo processo de deterioração.

A simulação do processo de penetração de cloretos no concreto foi realizada através de um modelo computacional proposto com base solução da 2ª Lei de Fick, utilizando a solução proposta por Mejlbro (1996), a variação da concentração superficial e do coeficiente de difusão ao longo do tempo e com os coeficientes que influenciam na difusibilidade de acordo com Guimarães (2000). Os métodos de Monte Carlo (MCS) e *First Order Reliability Moment* (FORM) foram utilizados para representar a variabilidade decorrente dos parâmetros de entrada no mecanismo de deterioração estudado. Os resultados apresentam a redução do índice de confiabilidade ao longo do tempo, a influência de cada um dos parâmetros envolvidos no processo de deterioração e a importância de se adotar critérios probabilísticos quando da avaliação do tempo de vida de determinado elemento estrutural.

6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Através do processo metodológico proposto no presente trabalho, podem ser elencadas as seguintes conclusões:

- O modelo proposto demonstrou ser capaz de representar de forma consistente o processo de penetração de íons cloreto no concreto. A sua validação através de dados experimentais apresentados por Guimarães (2000) e por Pang e Li (2016) apresentou um excelente ajuste. A verificação dos resultados obtidos experimentalmente com os dados

oriundos do processo de simulação determinou o valor médio da razão $r = 0,98$, com coeficiente de variação de aproximadamente 17 %, demonstrando a habilidade de o modelo simular satisfatoriamente o comportamento do fenômeno estudado. Outro fato a ser evidenciado é a característica não tendenciosa do modelo, uma vez que os resultados se apresentam na mesma proporção de valores superiores e inferiores ao resultado experimental esperado.

- A análise de paramétrica dos resultados obtidos através do modelo proposto em relação a cada variável do problema permitiu uma avaliação da importância relativa de cada parâmetro considerado. Neste caso, tanto a análise de sensibilidade realizada através dos cossenos diretores do método FORM quanto o estudo de confiabilidade por MCS, mostram a importância fundamental da dispersão do cobrimento nominal da armadura na probabilidade de falha no ELS. Este fato corrobora para a necessidade de um incentivo cada vez maior para a melhoria do controle de qualidade da execução de estruturas de concreto armado, somando-se a preocupação já vigente acerca da qualidade dos materiais e dos projetos executivos.
- A partir da modelo proposto, verifica-se que a vida útil de um elemento estrutural sujeito ao ataque de cloretos obedece a uma distribuição LogNormal de probabilidades. Os histogramas apresentados no Capítulo 5 demonstram o potencial de erro que pode proporcionar a consideração determinística do tempo de vida útil.
- A alteração da probabilidade preestabelecida de falha resulta na alteração geral da avaliação. A exemplo do que ocorre nas situações de avaliação da capacidade de elementos estruturais caso considere-se diferentes valores de resistências e carregamentos característicos.
- A contribuição para a avaliação da durabilidade em termos probabilísticos se torna fundamental, garantindo com boa margem de segurança, através de parâmetros bem calibrados e modelagem adequada que a estrutura tenha a capacidade de cumprir a vida útil para a qual foi concebida. Sabidamente, em virtude da elevada quantidade de fatores variáveis, estes cálculos não devem ser tomados como um valor definitivo de vida útil, mas como uma base para mesurar e analisar o comportamento ao longo do tempo. Os modelos de deterioração buscam contribuir para a tomada de decisão acerca de intervenções ou na avaliação das características necessárias para novos projetos.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Entre as sugestões para trabalhos futuros sobre o tema podem ser destacadas:

- Realização de ensaios de campo para determinação do perfil de penetração de cloretos em estruturas com diferentes idades e em idades mais avançadas. Percebe-se carência de dados de obras com mais de uma data de ensaio, fato que possibilita uma calibração mais precisa, em termos temporais, do processo analisado. Em geral, os ensaios que realizam a análise em diferentes idades, embora bastante úteis como o caso de Chalee *et al.* (2009), se restringem a concretos mais jovens;
- Introduzir a consideração de fenômenos que possam ocorrer paralelamente ao processo de penetração de íons cloreto, tais como o avanço da frente de carbonatação. Sobretudo a consideração de liberação de cloretos decorrentes deste processo que culmina no aumento percentual de cloretos livres em relação ao teor total de cloretos no interior do concreto;
- Inserção de correlações dos parâmetros adotados no modelo de estimativa de penetração de cloretos proposto com as condições ambientais. A utilização de modelos correlacionando características do meio ambiente com o grau de saturação do concreto, tais como os propostos por Bretanha (2009) e Lopez (2011), podem tornar mais fácil a obtenção da distribuição probabilística dos parâmetros envolvidos;
- Consolidar a utilização de mecanismos de controle da qualidade do concreto em termos de durabilidade, de forma similar ao atualmente adotado para a verificação da resistência mecânica do material. Uma sugestão seria a utilização de metodologias normativas, tais como a NT Build 492 (1999), para estimar a difusibilidade do concreto logo após os primeiros dias de vida. Estas estimativas reais para o concreto aplicado, somadas às caracterizações ambientais e variabilidades dos demais parâmetros envolvidos pode permitir uma estimativa mais real da vida útil de dado elemento estrutural, além de uma verificação do atendimento aos requisitos especificados na fase de projeto. Tratando especificamente desta tese, a obtenção experimental de resultados de difusibilidade do concreto já nas primeiras idades, permitiria tornar desnecessária a utilização dos gráficos propostos com base no ábaco de Helene (1994);
- Proposição de uma metodologia de estimativa da vida útil característica, buscando definir, sobretudo, os percentuais admissíveis de probabilidade de falha para cada relação estrutura/ambiente.

REFERÊNCIAS

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. ACI Committee 318. Farmington Hills, 2014.

AL-AMOUDI, O.S.B.; RASHEEDUZZAFAR, ABDULJAUWAD S.N.; MASLEHUDDIN M. Effect of chloride-sulfate ions on reinforcement corrosion and sulfate deterioration in blended cements. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 4., Sambul, 1992. **Proceedings**. Detroit: CANMET/ACI, 1992. P 1105-1123.

ALONSO, C.; ANDRADE, C; CASTELLOTE, M; CASTRO, P. Valores criticos de cloruros para despassivar aceros de refuerzo embebidos en un mortero estandarizado de cemento Portland. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4.,1997, Porto Alegre. **Anais...**Porto Alegre: UFRGS, 1997, p. 55-562

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration – ASTM C 1202 –94**. In: Annual Book of ASTM Standard. Philadelphia, 1994.

ANDRADE, C., CLIMENT, M. A., VERA, G. De, "Procedure for calculating the chloride diffusion coefficient and surface concentration from a profile having a maximum beyond the concrete surface", **Materials and Structures**, p. 863-869, 2015.

ANDRADE, J.J.O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2001.

ANG, A. H-S; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design**. Volume II: Decision, risk, and reliability. John Wiley & Sons, New York, , 1984.

ANG, A. H-S; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering**. John Wiley, New York, 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, January 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projetos de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

AUDENAERT, K.; YUAN, Q.; SCHUTTER, G. On the time dependency of the chloride migration coefficient in concrete. **Construction and Building Materials**. v.24, Issue 3, p. 396-402, 2010.

BALESTRA, C. E. T., LIMA, M. G., MEDEIROS-JUNIOR, R. A., MONTEIRO, A. J. A. E. Parâmetros ambientais e materiais que afetam a penetração de cloretos em estruturas de concreto – Estudo de caso da Ilha dos Arvoredos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil - REEC**, v. 13, n 1, p. 270-282, 2017.

BAMFORTH, P.B. The derivation of input data for modeling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials. **Magazine of Concrete Research**. v. 51, Issue 2, p. 87-96, 1999.

BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

BENTZ, E. C., Probabilistic modeling of service life for structures subjected to chlorides. **ACI Materials Journal**, v. 100, Issue 5, p. 391-397, 2003.

BERTOLINI, L. **Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção** – São Paulo: Editora Oficina de textos, 2010.

BORBA JÚNIOR, J. C.: **Agressividade ambiental em zona de atmosfera marinha: estudo da deposição de cloretos e sua concentração em concretos na região sudeste**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

BRETANHA, S.S.F., **Varição do grau de saturação do concreto em ambiente marítimo**. Dissertação (Mestrado), Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Engenharia Oceânica, Rio Grande - RS, 2004.

BS 8110, **Structural use of concrete Part 1**, Code of practice for design and construction, British Standard Institution, London, 1997.

CASTRO, P. **¿Como Actúan los Cloruros en Nuestras Estructuras el Caso del Norte de Yucatán, México?** Centro de Investigación y Estudios del IPN. Unidade Mérida, Yucatán, México. Ciclo de Conferencias – El Hormigón su Durabilidad - Ministerio de la Construcción. 2 al 6 de octubre del 2000.

CASTRO, P., RINCÓN, O.T., PAZINI, E.J., "Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments", **Cement and Concrete Research**, v. 31, Issue 4, p. 529-537, 2001.

CHALEE, W. JATURAPITAKKUL, C. CHINDAPRASIRT, P. Predicting the chloride penetration of fly ash concrete in seawater. **Marine Structures**, v. 22, p. 341-353, 2009.

CHAN, W.W.J. WU, C.M.L. Durability of concrete with high cement replacement. **Cement and Concrete Research**. Volume 30, Issue 6, p 865-879, June 2000.

CLIMENT, M. A.; VERA, G.; LÓPEZ, J. F.; VIQUEIRA, E.; ANDRADE, C. A Test Method for Measuring Chloride Diffusion Coefficients Through Nonsaturated Concrete Part I: The Instantaneous Plane Source Diffusion Case. **Cement and concrete Research**, v 32, 2002, p. 1113-1123.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **CEB-FIP Model Code 2010 Design Code**. Bulletin D' Information n° 55 Suíça, 2010.

COSTA, A., APPLETON, J. Chloride penetration into concrete in marine environment - Part II: Prediction of long term chloride penetration. **Materials and Structures**, v. 32, p. 354-359, 1999.

COSTA, A.; APPLETON, J. Case studies of concrete deterioration in a marine environment in Portugal. **Cement and Concrete Composites**. v. 24, Issue 1, p. 169-179, 2002.

CRAUSS, C. **Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial**. Dissertação de Mestrado (mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria-RS, 2010.

DIN 1045-1 - **Erläuterungen zu DIN 1045-1**. In: Beton Kalender 2009, Ernst & Sohn, Volume 2, 2008.

DINIZ, S. M. C. A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas. In: VI Simpósio EPUSP – Estruturas de Concreto. **Anais...** São Paulo-SP, 2006.

DINIZ, S. M. C.; FRANGOPOL, D. Reability Bases for High-Strength Concrete Columns. **Journal of Structural Engineering**. v.123, p.1375-1381, October, 1997.

DOTTO, J. M. R. **Ataque por íons de cloreto custa R\$ 800 milhões por ano ao Brasil**. Entrevista concedida a Altair Santos, 01 de agosto de 2012. Disponível em <http://www.cimentoitambe.com.br/ataques-por-ions-de-cloreto-custa-r-800-milhoespor-ano-ao-brasil/> Acesso em 10.02.2017

DURACRETE: **Models for environmental actions on concrete structures**. The European Union – Brite EuRam III, March, 1999

DURACRETE: **Probabilistic performance based durability design of concrete structures**. The European Union – Brite EuRam III; 2000.

DYER, T. **A durabilidade do concreto**. Trad Angelo Giuseppe Meira Costa, Editora Ciência Moderna, 1º edição, 2015.

EHE. **Instrucción de hormigón estructural**. [Structural concrete Standard]. Ministerio de Fomento, Madrid, Spain, 1999.

EN 1990 (2002) **Eurocode - Basis of structural design** The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC

ENRIGHT, M.; FRANGOPOL, D. Probabilistic Analysis of Resistance Degradation of Reinforced Concrete Bridge Beams Under Corrosion. **Engineering Structures**, v. 20, n 11, p. 960-97, 1998.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB 53) **Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance**. Second edition, Volume 3: Design of durable concrete structures, p. 390, 2010.

FERREIRA, M. R. **Optimização da vida útil de estruturas de betão armado. 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas**, JPEE, Lisboa, 2006.

FRANGOPOL, DAN M., KAI-YUNG LIN, CHUNG-SHEN, ESTES, A. C. Reliability of Reinforced Concrete Girders Under Corrosion Attack. **Published in Journal of Structural Engineering**, Volume 123, Issue 3, p. 286-297. March, 1997

FREDERIKSON, J. M., MEJLBRO, L., NILSSON, L-O. Fick's 2nd Law – Complete solutions for chloride ingress boundary condition. **Division of Building Materials**. Lund Institute of Technology. Lund, 2008.

GJØRV, O. E. **Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade**. Trad. Leda Maria Marques Dias Beck, São Paulo, Oficina de Textos, 2015.

GJØRV, O. E.; VENNESLAND, O. Diffusivity of chlorides from seawater into concrete. **Cement and Concrete Research**, v.9, USA, Pergamon Press, 1979.

GOMES, H. M. **Técnicas de Avaliação da Confiabilidade em Estruturas de Concreto Armado**. Tese (Doutorado em Engenharia), PPGEC/UFRGS, Porto Alegre-RS, 2001.

GUIMARÃES, A. T. C. **Grau de saturação: Sua variação com o tipo de concreto e sua influência na difusão e íons cloreto**. Monografia apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para conclusão de Pós-Doutorado em Engenharia Civil, São Paulo, 2005.

GUIMARÃES, A. T. C. **Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos**. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo - PCC/USP, Engenharia Civil, São Paulo, 2000.

GUIMARÃES, A.T.C., HELENE, P.R.L. Models of variation of chloride ion diffusion as function of changes in the saturation degree (SD) of concrete mixes prepared with pozzolanic cement. **Integral Service Life Modelling of Concrete structures – RILEM Workshop TC-MAI**, - Guimarães, p. 63-70, 2007.

GUIMARÃES, A.T.C., HELENE, P.R.L. The moisture effect on the diffusion of chloride ion in hydrated cement paste. In: marine Corrosion in Tropical Environments, **ASTM STP 1399**, S.W. Dean, G. Hernandez-Duque Delgasillo, and J.B. Bushman, Eds American Society for Testing na Materials, West Conshohocken, PA, 2000.

GUIMARÃES, A.T.C., RODRIGUES, F.T. Influência do grau de saturação na difusão de cloretos no concreto: visão geral de sua importância na estimativa de vida útil. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.15, p11-18, 2010.

GUIMARÃES, A.T.C.; CASTRO, P.; NUNES, J.L.O. Teor de Cloretos Próximos a Superfície do Concreto em Ambientes Marítimos. In: 49o Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Bento Gonçalves. 2007.

GUIMARÃES, A.T.C.; TULA, L.; HELENE, P.R.L. Performance of surface concrete elements. In: **II Internatinal Conference on High-performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures**, Gramado, 1999.

GUIMARÃES, André T. C., HELENE, Paulo. **Influência do Grau de Saturação no Concreto sobre a Difusão de Íons Cloreto**. In: 43° Congresso Brasileiro do Concreto, 2001, Foz do Iguaçu. IBRACON, 2001. v.1. p.169 – 179.

HACKL, J.; KOHLER, J. Reliability assessment of deteriorating reinforced concrete structures by representing the coupled effect of corrosion initiation and progression by Bayesian networks. **Structural Safety**, v.62 p.12-23, September 2016.

HALDAR, A. MAHADEVAN, S. **Reliability Assessment Using Stochastic Finite Element Analysis**, John Wiley & Sons, 2000.

HELENE, P. R. L. **Contribuição à normalização: A resistência sob carga mantida e a idade de estimativa da resistência característica; Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado**. São Paulo, 1994. (Monografias. EPUSP).

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese (Livre Docente), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil, São Paulo, 1993.

HELENE. P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo, Pini, 1986.

HELENE, P. R. L. Prefácio. In: GJØRV, O. E. **Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade**. Trad. Leda Maria Marques Dias Beck, São Paulo, Oficina de Textos, 2015.

HETEK. Chloride penetration into concrete: State of the art. Report no. 53. The Danish Road Directory, 1996.

IRASSAR, E.F; BONAVETTI, V.; DONZA, H; TREZZA, M. Difusión de cloruros em homigones conteniendo cements com filer calcáreo. In: Congreso de Control de Calidad, 7., **Anais...** Montevideo, 1999. v.1, p.297-304.

ISAIA, G. C.; HELENE, P. R. L. Durabilidade de concreto de alto desempenho com pozolanas. In: Seminário Norie-Ufrgs : Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto, Porto Alegre, 1993. **Anais...** Porto Alegre, s.ed., dez. 1993. p. 13-33.

ISO 13823:2008, **General principles on the design of structures for durability**. International Organization for Standardization (ISO), 2008.

ISO 16204:2012, **Durability - Service life design of concrete structures**. International Organization for Standardization (ISO), September, 2012.

LARROSSA, M. C.; REAL, M. V.; DIAS, C. R. R.; MAGALHÃES, F. C. Statistical analysis and conformity testing of concrete in port construction work. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v.7, n.3, p.468-497, jun, 2014.

LEHNER, P.; GHOSH, P.; KONEČNÝ, P. Statistical analysis of time dependent variation of diffusion coefficient for various binary and ternary based concrete mixtures. **Construction and Building Materials**. v .183, p. 75-87, 2018.

LI, Q.; YE, X. Surface deterioration analysis for probabilistic durability design of RC structures in marine environment. **Structural Safety**. v. 75, p. 13-23, 2018

LOPEZ, E. F. V. “**Estudio de la influencia de las variables meterologicas em el grado de saturacion en hormigones expuesto a un ambiente marino atmosferico mediterraneo**”. Trabajo fin de Master. Universidad de Alicante, Master en Ingenieria de los Materiales, Agua y Terreno. Universidad de Alicante, Alicante, Julio, 2011.

LORENSINI, R. V. **Análise probabilística da deterioração de estruturas em concreto armado**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Minas Gerais. Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, 2006.

LORENSINI, R.V. e DINIZ, S.M.C. Avaliação Probabilística da Deterioração de Estruturas em Concreto Armado Causada pela Ação de Cloretos, **VI Simpósio EPUSP de Estruturas de Concreto**, 2006.

MACDONALD, K.A.; NORTHWOOD, D. O. Experimental measurements of chloride ion diffusion rates using a two-compartment diffusion cell: Effects of material and test variables. **Cement and Concrete Research**, v.25, n.7, p. 1407, 1995.

MAGALHÃES, F. C. **A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre-RS.

MAGALHÃES, F. C.; CHIES, J. A.; VALE SILVA, B.; REAL, M. V; SILVA FILHO, L. C. P. da. Concreto não conforme: Análise da influência do local de ensaio nos resultados de resistência à compressão de um mesmo lote. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Gramado-RS, 2013.

MARAN, A.P.; MENNA BARRETO, M.F.F.; ROHDEN, A.B.; DAL MOLIN, D.C.C.; MASUERO, J.R. Assessment of cover to reinforcement in slabs using different spacer and tying distances. **Ibracon Structures and Materials Journal**, v. 8, n. 5 p. 625-643, 2015.

MARTINS, D. G. **Influência do tamanho do corpo de prova nos resultados de ensaio de módulo de deformação e resistência à compressão e suas correlações para concretos produzidos em Goiânia-GO**. Dissertação de Mestrado. EE/UFG. Goiânia-GO, 2008.

MARTYS, N. S. Diffusion in partially-saturated porous materials. **Materials and Structures**, v. 32, p. 555-562, October. 1999.

McGEE, R. W. **On the service life modeling of Tasmanian concrete bridges**. Submitted in fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy. University of Tasmania, Tasmania, 2001.

McGEE, R., Modelling of Durability Performance of Tasmanian Bridges. Proceedings, **The 8th International Conference on the Application of Statistics and Probability**, Sydney, Australia, 1999.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO P. J. M. **Concreto – Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo-SP, PINI, 2008.

MEIRA, G. R. **Agressividade por Cloretos em Zona de Atmosfera Marinha Frente ao Problema da Corrosão em Estruturas de Concreto Armado**. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, 2004.

MEJLBRO, L. The complete solution of Fick's Law of Diffusion with Time-Dependent Diffusion Coefficient and Surface Concentration. In: Durability of Concrete in Saline Environment. **Proceedings**. Ed. P Sandberg. Lund. P. 127-158. May 1996.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 3^o Edição, John Wiley & Sons, 2018.

MERCADO-MENDOZA, H., LORENTE, S., BOURBON, X. The Diffusion Coefficient of Ionic Species Through Unsaturated Materials. **Transport in Porous Media**. v.96, Issue 3, p. 469-481, November, 2012.

MIRZA, S. A.; MacGREGOR, J.G. Variations in dimensions of reinforced concrete members. **Journal of the Structural Division**, v. 105, p. 751-767, Apr. 1979.

MIRZA, S. A.; SKRABEK, B.W. Reliability of Short Composite Beam-Column Strength Interaction. **Journal of the Structural Division**, v. 117, p. 2320-2339, August. 1991.

NEPOMUCENO, A. A. **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**. Vol. 2 p.793-827. IBRACON, São Paulo: Editor Isaia, G.C., 2005.

NEVILLE **Propriedades do concreto**. Trad. Ruy Alberto Cremonini. Porto Alegre, Bookman, 2016.

NGUYEN, P.T.; BASTIDAS-ARTEAGA, E.; AMIRI, O.; SOUEIDY, C.P. An efficient chloride ingress model for long-term lifetime assessment of reinforced concrete structures

under realistic climate and exposure conditions. **Concrete Structures and Materials**. v. 11, Issue 2, p. 199–213, 2017.

NOGUEIRA, H. A. T. **Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado projetados segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação de Mestrado. PPGEE/UFMG, Belo Horizonte-MG, 2006.

Nordtest NT Build 492, **Concrete, Mortar and Cement Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-steady State Migration Experiments**, NORDTEST Method, 1999

NUNES, J. L. O. **Intensidade de Ataque de Cloretos: Considerações sobre a Distância do Concreto em Relação à Água do Mar**. Dissertação (Mestrado), Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Engenharia Oceânica, Rio Grande - RS, 2006.

OLLIVIER, J. P.; TORRENTI, J. M. **A estrutura porosa dos concretos e as propriedades de transporte**. In: OLLIVIER, J. P.; VICHOT, A. Durabilidade do concreto: Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. CASCUDO, O; CARASEK, H. (Ed. Trad.). 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 615 p. ISBN: 978-85-98576-22-0

PACHECO, J.; HELENE, P. Controle da Resistência do Concreto – 1ª Parte. **Revista Concreto e Construções**. nº 69, Jan-Mar, 2013a.

PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EL TARRAS, A. Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v.11, p.395-406, USA, Pergamon Press, Lt, jan..1981.

PAGE, C.L.; SHORT, N.R.; HOLDEN, W. R. The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel. **Cement and Concrete Research**, v. 16, n.5, p 79-89, September. 1986.

PANG, L.; LI, Q. Service life prediction of RC structures in marine environment using long term chloride ingress data: Comparison between exposure trials and real structure surveys. **Construction and Building Materials**, v.113 p.979-987, June 2016.

PELLIZZER, G. P. **Análise mecânica e probabilística da corrosão de armaduras de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos**. Dissertação (Programa de Mestrado) – Escolas de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2015.

PEREIRA, M da S. **Controle da resistência do concreto: paradigmas e variabilidades – estudo de caso**. Dissertação de Mestrado. ENC/FT/UnB, Brasília-DF, 2008.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes urbanos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2010.

POULSEN, E. On a modelo f chloride ingress into concrete having time dependente diffusion coeficiente, Proc. **Chloride Penetrstion into Concrete Structure**, Nordic Mini Seminar, edit. Lars-Olof Nilsson, Göteborg, 1993,

POULSEN, E.; MEJLBRO, L. **Diffusion of Chloride in Concrete – Theory and Application**, Taylor & Francis, London and New York , 2006.

PRINCE, W.; GAGNÉ, R. The effects of types of solutions used in accelerated chloride migration tests for concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 5, p. 775–780, 2001.

RASHEEDUZZAFAR; AL-SAADOUN S. S.; AL-GAHTANI A. S.; DKHOL F. H. Effect of tricalcium aluminate content of cement on corrosion of reinforcing steel in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p. 723 - 738, 1990.

REAL, M. V. **Análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos**. Tese (Doutorado em Engenharia), PPGEC/UFRGS. Porto Alegre-RS, 2000.

RINCÓN, O.T., CASTRO, P., MORENO, E.I., Chloride profiles in two marine structures - meaning and some predictions. **Building and environment**, v. 39, Issue 9, p. 1065-1070, 2004.

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

SAGRILO, L. V. S. **Análise da confiabilidade estrutural utilizando os métodos analíticos FORM e SORM**. Tese (Doutorado em Engenharia), COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1994.

SATO, N. M. N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

SHENGJUN, Z. Analytical Model of Square Root Increase of Surface Chloride Concentration and Decrease of Chloride Diffusion. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 28, Issue 4, April. 2016.

SIEMES, T. *et al.* Design of Concrete Structures for Durability. Example: Chloride Penetration in the Lining of a Bored Tunnel. **Heron**. v. 43, n 4, 1998. p. 227-244.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do Concreto à Ação de Sulfatos: Análise do Efeito da Permeação de Água e da Adição de Microssilica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 1994.

SILVA, C. A. **Comportamento dos perfis de cloreto em tetrápodes localizados nos molhes da barra (Rio Grande – RS – Brasil)**. Dissertação (Mestrado), Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Engenharia Oceânica, Rio Grande - RS, 2010.

SILVA, C. A., GUIMARÃES, A. T. C. Avaliação de modelo de difusão considerando variação no tempo do teor de cloretos do concreto. **Revista Matéria**, UFRJ. V. 19 n.2. 2014.

SILVESTRO, L., DAL MOLIN, D. C. C., Avaliação de modelos para previsão de vida útil de estruturas de concreto armado localizadas em ambientes com cloretos. **6º Conferência sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios**. PATORREB, POLI-UFRJ, 2018.

SONG, L., SUN, W. GAO, J. Time dependent chloride diffusion coefficient in concrete. **Journal of Wuhan University of Technology-Master**. v.28, n 2, p. 314-319, Ed. Sci, Apr, 2013.

TAKEWAKA, K.; MATSUMOTO, S. Quality and cover thickness of concrete based on the estimation of chloride penetration in marine environments, in V. M. Mal-hatra (ed.), Proc. 2º Int. Conf. **Concrete Marine Environments**. P. 381-400, ACI SP-109 (1988).

TANG, L. Concentration dependence of diffusion and migration of chloride ions Part 2. Experimental evaluations. **Cement and Concrete Research**, v. 29, n. 9, p. 1469–1474, 1999.

TANG, L.; GULIKERS, J. On the mathematics of time-dependent apparent chloride diffusion coefficient in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 4, p. 589 – 595, 2007.

THOFT-CHRISTENSEN, P. Corrosion Crack Based Assessment of the Life-Cycle Reliability of Concrete. **Structures. Structural Safety and Reliability**, Corotis *et al.* (eds), 2001.

THOFT-CHRISTENSEN, P. Corrosion Crack Based Assessment of the Life-Cycle Reliability of Concrete. Structures. **Structural Safety and Reliability**, Corotis *et al.* (eds), 2001

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.

THOMAS, M. D.; BAMFORTH, P. B. Modelling chloride diffusion in concrete: Effect of fly-ash and slag. **Cement and Concrete Research**, n. 29, p. 487-495, 1999.

THOMAS, M.D.A.; BAMFORTH. P.B. Modelling chloride diffusion in concrete effect of fly ash and slag. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 487-495, 1999.

TIKALSKY, P.J., PUSTKA, D. e MAREK, P. Statistical Variations in Chloride Diffusion in Concrete Bridges, **ACI Structural Journal**, Vol. 102, No. 3, p. 481-486, 2005.

TIKALSKY, P.J., PUSTKA, D. e MAREK, P. Statistical Variations in Chloride Diffusion in Concrete Bridges, **ACI Structural Journal**, Vol. 102, No. 3, p. 481-486, 2005.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm, Tese (Doutorado), Swedish Cement and Concrete Research Institute, Suecis, 1982.

UDOEYO, F. F.; UGBEM, P. I. Dimensional Variations in Reinforced-Concrete Members. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, p. 1865-1867, Dec, 1995.

UDOEYO, F. F.; UGBEM, P. I. Dimensional Variations in Reinforced-Concrete Members. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, p. 1865-1867, Dec, 1995.

UJI, K., MATSUAKA, Y., MARUYA, T. Formulation of an equation for surface chloride content due to permeation of chloride. **Proceedings of Third International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction**, Elsevier Applied Science. London UK, 1990.

VERA, G.; ANTÓN, C.; LÓPEZ, M.P.; CLIMENT, M.A. Depassivation time estimation in reinforced concrete structures exposed to chloride ingress: A probabilistic approach. **Cement and Concrete Composites**, v.79 p.21-33, May 2017.

YANG, L. F.; CAI, R., YU, B. Investigation of computational model for chloride concentration of concrete in marine atmosphere zone. **Ocean Engineering**, v. 138, p. 105-111, 2017.

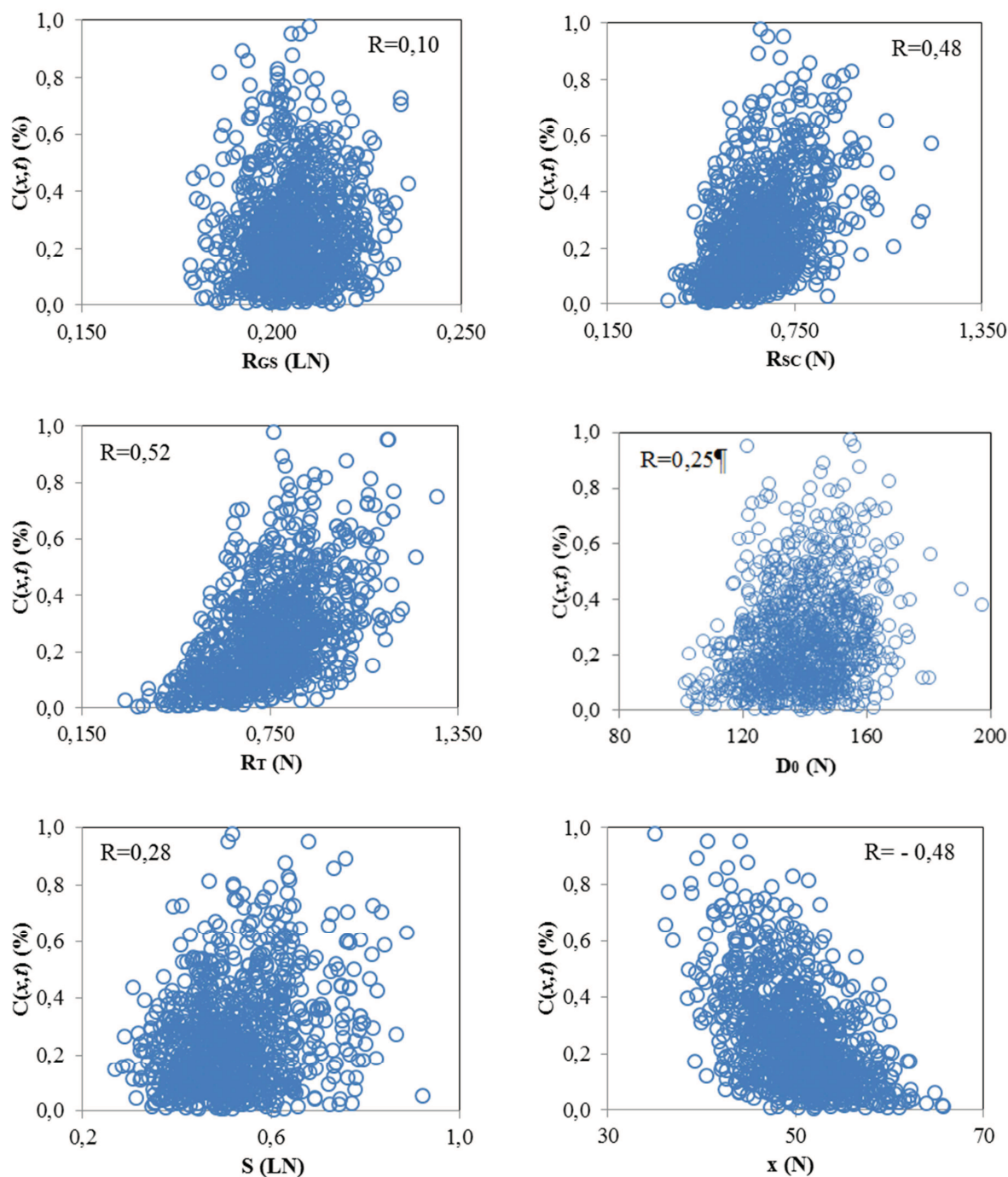
YU.B; NING C.; LI B. Probabilistic durability assessment of concrete structures in marine environments: Reliability and sensitivity analysis. **China Ocean Engineering**, v.31 p.63-73, March 2017.

APÊNDICE – RESULTADOS

APÊNDICE A – CORRELAÇÃO ENTRE A CONCENTRAÇÃO DE CLORETOS NO INTERIOR DO CONCRETO E AS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS CONSIDERADAS

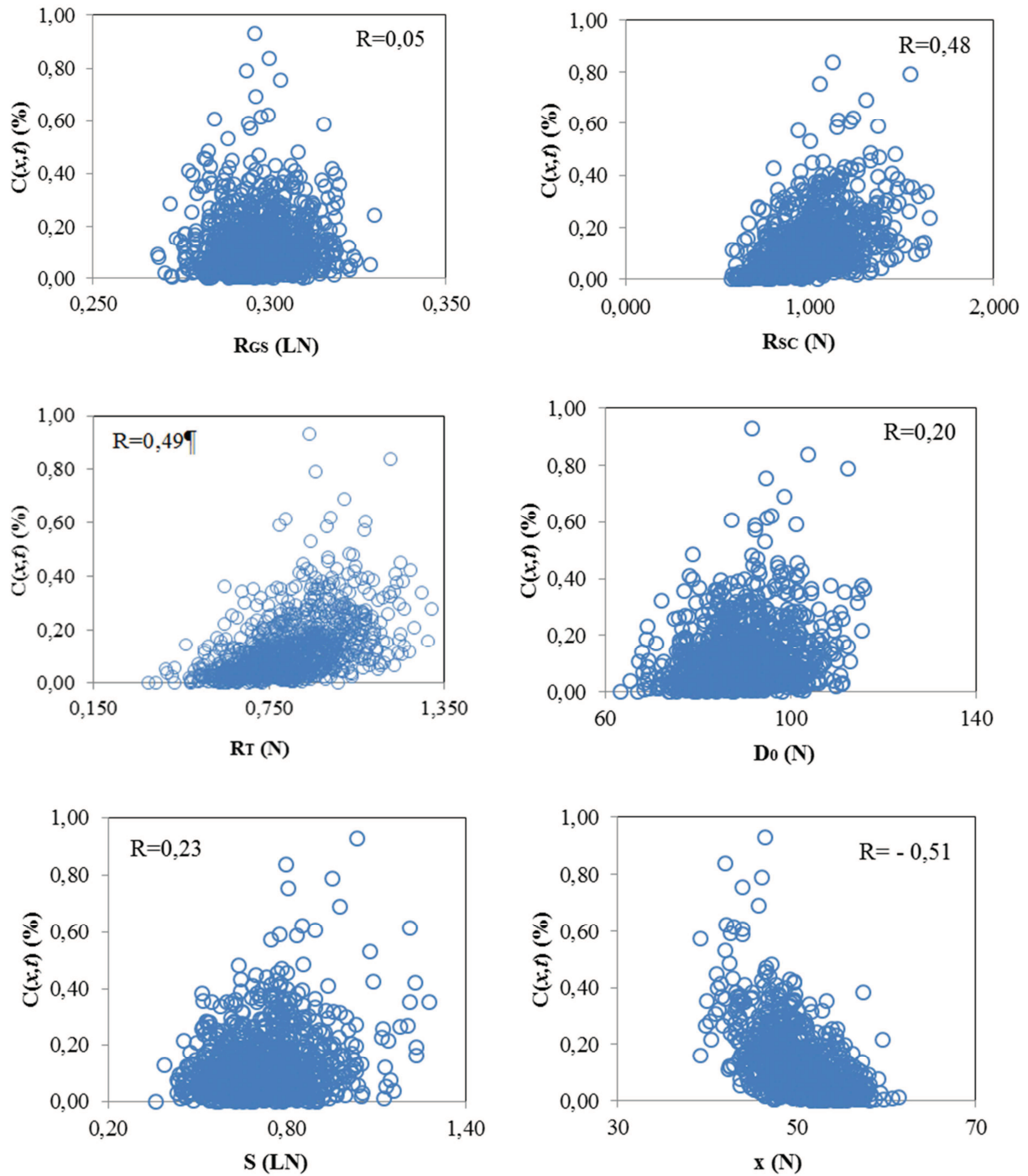
A - 1

$x = 50 \text{ mm}$, PS-ZTN, 50 anos



A - 2

$x = 50 \text{ mm}$, ES-ZPNRM, 50 anos



A - 3

$x = 50 \text{ mm}$, EI-ZPRMN, 50 anos

