

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

Rafael Aredes Couto

**Avaliação Probabilística da Vida Útil de Estruturas de
Concreto Armado Sujeitas à Carbonatação**

2017

C871a	<p>Couto, Rafael Aredes. Avaliação probabilística da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à carbonatação [manuscrito] / Rafael Aredes Couto. - 2017. xiv, 113 f., enc.: il. Orientadora: Sofia Maria Carrato Diniz.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Bibliografia: f. 108-113.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Concreto armado - Teses. 3. Durabilidade (Engenharia). 4. Normalização - Teses. 5. Incerteza - Teses. 6. Método de Monte Carlo - Teses. I. Diniz, Sofia Maria Carrato. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p>CDU: 624(043)</p>
-------	---

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

**“AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO SUJEITAS À CARBONATAÇÃO”**

Rafael Aredes Couto

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

Comissão examinadora:

Profa. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz
DEES – UFMG – (Orientadora)

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto
DEES – UFMG

Prof. Dr. Aldo Giuntini de Magalhães
DEMC – UFMG

Belo Horizonte, 14 de julho de 2017

AGRADECIMENTOS

À Profa. Dra. Sofia Maria Carrato Diniz, por toda a orientação e dedicação na elaboração deste trabalho. Agradeço pelo crescimento pessoal e profissional proporcionados. Tudo que conquistei ao longo deste tempo trabalhando juntos é fruto de nossa parceria.

Aos meus pais, Marcos e Luciana; irmã, Caroline; padrinhos, João Marcos e Lúcia Helena; primos, em especial Gustavo e Nathália; aos tios, em especial Rita e Lúcia; avó, Terezinha, um muito obrigado por todo o apoio incondicional, principalmente na parte emocional, prestado durante todo o desenvolvimento do trabalho. Sem vocês eu realmente não teria conseguido.

À Natália Teixeira Tavares Branco, por todo o companheirismo, amor e carinho. Essa conquista também é sua e não seria a mesma sem você ao meu lado. A todos os seus familiares que dedicaram um tempo rezando e torcendo por mim, em especial Eustáquio e Carmen, o meu muito obrigado.

Aos professores da PUC e da UFMG pela contribuição em todo o meu crescimento durante o meu período acadêmico, em especial aos professores Everaldo e Juliana Bonaldo, por todo o apoio, carinho, oportunidades e por sempre terem acreditado em mim. Aos professores Calixto e Aldo por terem participado do trabalho desde o projeto até a conclusão.

Aos bons, novos e velhos amigos que me apoiaram em todo o desenvolvimento do trabalho, em especial, aos amigos de toda a vida, Sandro, Camila, Lucas Athaide, Sissy, Airtes, Henrique, Bruninho, Felipe Melo; aos amigos conquistados durante o mestrado, Mariana, Billy, Hugo, Raphael, Dâmia, Elayne, Caroline, João, Leandro, Lucas Grilo, Juliano, Danilo, Pedro, Eddy, Thiago, Ana Paula, Túlio.

Por último, um agradecimento especial ao meu eterno chefe, Eduardo Caniglia Machado, que além de um chefe, foi um grande amigo e incentivador à realização do mestrado. Hoje, onde quer que o senhor esteja, desejo que esteja vendo esta mensagem e saiba de toda a gratidão que eu tenho por tudo que fez por mim.

RESUMO

Diante dos requisitos da sustentabilidade no ambiente construído, a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado (CA) é um assunto de grande relevância. Dentre os mecanismos de degradação das estruturas de CA, a carbonatação é uma das principais causas da deterioração das armaduras. Considerando-se que a concentração de CO₂ na atmosfera em ambientes urbanos e industriais vem aumentando ao longo das últimas décadas, a deterioração das estruturas de CA devido à carbonatação torna-se ainda mais evidente. Adicionalmente, devido às incertezas nas variáveis relacionadas ao processo de deterioração, um tratamento probabilístico deve ser adotado na previsão de vida útil das estruturas de CA. Apesar da relevância deste tema, a durabilidade das estruturas de CA é tratada através de procedimentos prescritivos na maioria das normas de projeto (por exemplo, ACI 318-14, NBR 6118:2014), ou seja, especificando a relação água/cimento, resistência do concreto, espessura do cobrimento, em função da agressividade ambiental. Por outro lado, o *fib Model Code 2010* abriu o caminho para formatos mais avançados que incluem a avaliação probabilística da vida útil das estruturas de CA. Embora um arcabouço para essa avaliação probabilística possa ser facilmente vislumbrado nos dias atuais, as principais dificuldades na implementação desse formato decorrem da seleção dos modelos a serem utilizados no cálculo da profundidade da carbonatação e na descrição estatística das variáveis intervenientes no problema. Neste estudo, a simulação de Monte Carlo (SMC) é usada para a previsão probabilística de vida útil de estruturas de CA, para o estado limite de despassivação. As previsões de vida útil são obtidas usando-se três modelos distintos para a previsão da profundidade da carbonatação. São assumidos diferentes cenários para materiais, práticas de construção e nível de concentração de CO₂ na atmosfera.

Palavras-chave: Carbonatação, Concreto Armado, Durabilidade, Normalização, Incertezas, Avaliação Probabilística, Simulação de Monte Carlo, Vida Útil.

ABSTRACT

Current sustainability requirements for the built environment, have posed a great emphasis on the service life prediction of reinforced concrete (RC) structures. Among the degradation mechanisms affecting RC structures, carbonation is one of the main causes of deterioration of the steel reinforcement. Considering that the concentration of CO₂ in the atmosphere in urban and industrial environments has increased over the last decades, the deterioration of RC structures due to carbonation is a major issue. Additionally, due to the uncertainties in the variables related to the deterioration process, a probabilistic treatment of these uncertainties must be adopted in the service-life prediction of RC structures. In spite of the relevance of this issue, durability of RC structures is treated via prescriptive procedures in most design codes (e.g. ACI 318-14, NBR 6118:2014), i.e. specifying water/cementitious ratio, concrete strength, cover thickness, as a function of the environmental exposure. On the other hand, *fib* Model Code 2010 has paved the way for more advanced code formats which includes probabilistic assessment of the service-life of RC structures. While a framework for such probabilistic assessment can be easily envisioned at present, the main difficulties in the implementation of such format arise from the selection of the models to be used in the calculation of the carbonation depth and the statistical description of the attendant variables. In this study, Monte Carlo simulation (MCS) is used for the probabilistic service-life prediction of RC structures, for the limit state of depassivation. Service-life predictions are obtained using three different models for the prediction of the carbonation depth. Different scenarios are assumed for the materials, construction practices and level of CO₂ concentration in the atmosphere.

Key words: Carbonation, Reinforced Concrete, Durability, Uncertainties, Probabilistic Assessment, Monte Carlo Simulation, Service Life.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	ii
<i>ABSTRACT</i>	iii
LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS.....	xi
Introdução.....	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
1.2 Justificativa.....	4
1.3 Objetivos	5
1.4 Apresentação da Dissertação.....	6
Carbonatação	8
2.1 Considerações Gerais.....	8
2.2 A frente de carbonatação.....	8
2.2.1 Variáveis que influenciam no avanço da frente de carbonatação.....	11
2.2.1.1 Relação água/cimento	11
2.2.1.2 Cobrimento.....	12
2.2.1.3 Cimento e adições.....	13
2.2.1.4 Cura e Adensamento.....	14
2.2.1.5 Fissuração.....	15
2.2.1.6 Resistência à compressão do concreto.....	15
2.2.1.7 Concentração de CO ₂ na atmosfera	16
2.2.1.8 Umidade relativa do ambiente.....	16
2.2.1.9 Temperatura	17
2.2.1.10 Efeito da proteção à chuva	18
2.3 Corrosão em armaduras de concreto armado	18
2.4 Sumário	21
A carbonatação segundo normas e recomendações técnicas	23
3.1 Considerações Gerais.....	23
3.2 <i>fib</i> Model Code for Concrete Structures (2010).....	23

3.2.1	Objetivo do Código Modelo.....	23
3.2.2	Estados limites associados à durabilidade	24
3.2.2.1	Formato probabilístico	25
3.2.2.2	Formato semi-probabilístico	26
3.2.2.3	Abordagem com base em experiências satisfatórias anteriores	27
3.2.2.4	Abordagem de prevenção da deterioração	28
3.2.3	Durabilidade relacionada à carbonatação	28
3.2.3.1	Condições de exposição ao ambiente da estrutura e classes de agressividade ambiental.....	28
3.2.3.2	Transporte de líquidos e gases no concreto endurecido	30
3.3	ACI 365: Service Life Prediction - State of the art report (2000).....	30
3.3.1	Vida Útil e Durabilidade.....	30
3.3.2	Abordagens para previsão da vida útil de novas estruturas de concreto	31
3.3.2.1	Previsões baseadas na experiência	31
3.3.2.2	Previsões baseadas na comparação de desempenho.....	32
3.3.2.3	Testes acelerados	32
3.3.2.4	Modelos matemáticos	33
3.3.2.5	Modelos probabilísticos	33
3.4	JSCE 17: Standard Specifications for Concrete Structures – Maintenance (2007)...	35
3.4.1	Carbonatação	35
3.4.2	Previsão da profundidade de carbonatação.....	35
3.4.2.1	Regra da t.....	36
3.4.2.2	Uso de testes acelerados.....	37
3.4.2.3	Uso de modelos físico-químicos	38
3.5	NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de Concreto – Procedimento (2014).....	38
3.5.1	Vida útil de projeto	38
3.5.2	Agressividade do ambiente	38
3.5.2.1	Classes de agressividade ambiental.....	39
3.5.2.2	Cobrimento da armadura.....	39
3.5.2.3	Qualidade do concreto	40
3.6	ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14) (2014)	41
3.6.1	Durabilidade.....	41
3.6.2	Categorias de exposição e classes	41

3.6.3	Requisitos para misturas de concreto	44
3.6.4	Cobrimento da armadura.....	46
3.7	Sumário	48
	Requisitos para a modelagem probabilística da carbonatação	50
4.1	Considerações Gerais.....	50
4.2	Simulação de Monte Carlo.....	51
4.3	Modelos matemáticos	53
4.3.1	Modelo de Ho e Lewis (1987).....	53
4.3.1.1	Coeficiente de carbonatação de Vesikari (1988).....	54
4.3.1.2	Coeficiente de carbonatação de Helene (1997b).....	55
4.3.2	Modelo de Possan (2010).....	55
4.4	Descrição probabilística das variáveis intervenientes	57
4.4.1	Cobrimento da Armadura.....	57
4.4.2	Relação água/cimento	58
4.4.3	Concentração de CO ₂	59
4.4.4	Umidade Relativa do ar	60
4.4.5	Temperatura	60
4.4.6	Resistência à compressão do concreto.....	61
4.5	Sumário	62
	Simulação da vida útil de estruturas de concreto sujeitas à carbonatação	64
5.1	Modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988).....	64
5.1.1	Classe de agressividade ambiental I.....	64
5.1.2	Classe de agressividade ambiental II.....	66
5.1.3	Classe de agressividade ambiental III.....	67
5.1.4	Classe de agressividade ambiental IV	69
5.1.5	Influência das variáveis.....	70
5.1.5.1	Relação água/cimento	70
5.1.5.2	Cobrimento.....	72
5.2	Modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b).....	73
5.2.1	Classe de agressividade ambiental I.....	74
5.2.2	Classe de agressividade ambiental II.....	76
5.2.3	Classe de agressividade ambiental III.....	78
5.2.4	Classe de agressividade ambiental IV	80

5.2.5	Influência das variáveis.....	82
5.2.5.1	Resistência à compressão do concreto.....	82
5.2.5.2	Concentração de CO ₂	83
5.2.5.3	Cobrimento.....	85
5.3	Modelo de Possan (2010).....	86
5.3.1	Classe de agressividade ambiental II.....	87
5.3.2	Influência das variáveis.....	89
5.3.2.1	Resistência à compressão do concreto.....	89
5.3.2.2	Concentração de CO ₂	90
5.3.2.3	Cobrimento.....	92
5.3.2.4	Umidade Relativa	94
5.3.2.5	Tipos de cimento	95
5.4	Sumário e discussão dos resultados.....	99
	Sumário e conclusões.....	104
6.1	Considerações Finais	104
6.2	Conclusões	105
6.3	Sugestões para Estudos Futuros	107
	Referências bibliográficas.....	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Perfil de Confiabilidade (Fonte: Adaptado de Thoft-Christensen, 2001)	3
Figura 1.2 – Emissão global de carbono provenientes de combustíveis fósseis (BODEN, T.A.; MARLAND, G.; ANDRES R.J., 2015).....	4
Figura 2.1 – Esquema de avanço da frente de carbonatação com o tempo e modificação no pH (Fonte: Possan, 2010).....	9
Figura 2.2 – Relação água/cimento x Profundidade de carbonatação (Fonte: Ho e Lewis, 1987)	12
Figura 2.3 – Influência da resistência do concreto na profundidade de carbonatação (Fonte: Ho e Lewis, 1987).....	16
Figura 2.4 – Grau de Carbonatação x Umidade Relativa do ar (Fonte: Verbeck, 1950 apud Andrade, 1992).....	17
Figura 2.5 – Célula de Corrosão Eletroquímica (Fonte: Ahmad, 2003).....	19
Figura 2.6 – Volumes ocupados pelos produtos de corrosão (Fonte: Lorensini, 2006)	20
Figura 4.1 – Histogramas das variáveis E (esquerda) e C (direita) e correspondentes distribuições de probabilidade.....	52
Figura 4.2 – Histograma e correspondente distribuição de probabilidade de C – E.	53
Figura 5.1 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade ambiental I, modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 1: Protegido da chuva; (b) Simulação 2: Desprotegido da chuva.....	65
Figura 5.2 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade II, modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 3: Protegido da chuva; (b) Simulação 4: Desprotegido da chuva.	67
Figura 5.3 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade III, modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 5: Protegido da chuva; (b) Simulação 6: Desprotegido da chuva.	68
Figura 5.4 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade IV, modelo de Ho e Lewis /Vesikari: (a) Simulação 7: Protegido da chuva; (b) Simulação 8: Desprotegido da chuva.....	70
Figura 5.5 – Influência da vida útil devido à relação água/cimento do concreto para Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 9: a/c 0,6; (b) Simulação 10: a/c 0,5.....	71

Figura 5.6 – Influência da vida útil devido ao cobrimento do concreto para Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988):	73
Figura 5.7 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade I, modelo Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 13: Concreto em geral; (b) Simulação 14: Concreto com cimento pozolânico; (c) Simulação 15: Concreto com cimento de alto forno.	75
Figura 5.8 Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade II, modelo de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 16: Concreto em geral; (b) Simulação 17: Concreto com cimento pozolânico; (c) Simulação 18: Concreto com cimento de alto forno.....	77
Figura 5.9 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade III, modelo Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 19: Concreto em geral. (b) Simulação 20: Concreto com cimento pozolânico. (c) Simulação 21: Concreto com cimento de alto forno.	79
Figura 5.10 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade I, modelo Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 22: Concreto em geral. (b) Simulação 23: Concreto com cimento pozolânico. (c) Simulação 24: Concreto com cimento de alto forno.	81
Figura 5.11 – Influência da vida útil devido à resistência à compressão do concreto para Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b): (a) Simulação 25: f_{ck} 25 MPa; (b) Simulação 26: f_{ck} 30 MPa.	83
Figura 5.12 – Influência da vida útil devido à concentração de CO ₂ do ambiente para Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b): (a) Simulação 27: Concentração de CO ₂ 0,3%; (b) Simulação 28: Concentração de CO ₂ 0,1%.	84
Figura 5.13 – Influência da vida útil devido ao cobrimento do concreto para Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b): (a) Simulação 29: Cobrimento 30 mm; (b) Simulação 30: 40 mm.	86
Figura 5.14 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade II, modelo Possan (2010): (a) Simulação 31: Ambiente interno protegido da chuva; (b) Simulação 32: Ambiente externo protegido da chuva; (c) Simulação 33: Ambiente externo desprotegido da chuva.	88
Figura 5.15 – Influência da vida útil devido à resistência característica do concreto para Possan (2010):	90
Figura 5.16 – Influência da vida útil devido à concentração de CO ₂ do ambiente para Possan (2010).	92

Figura 5.17 – Influência da vida útil devido ao cobrimento do concreto para Possan (2010).	93
Figura 5.18 – Influência da vida útil devido à umidade relativa do ambiente para Possan (2010).....	95
Figura 5.19 – Influência da vida útil devido ao tipo de cimento para Possan (2010):	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Tipos de Cimentos Portland e respectivas adições (Fonte: ABCP, 2017).....	13
Tabela 3-1 – Categorias de exposição ambiental relacionadas a condições ambientais para estruturas de CA. (Fonte: fib Model Code (2010)).....	28
Tabela 3-2– Classes de exposição relacionadas às condições ambientais para concreto armado ou protendido de acordo com a norma ISO 22965-1 (Fonte: fib Model Code (2010)).....	29
Tabela 3-3 – Classes de agressividade ambiental (Fonte: ABNT, 2014)	39
Tabela 3-4 – Cobrimento nominal exigido devido à classe de agressividade ambiental (Fonte: ABNT, 2014).....	39
Tabela 3-5 – Relação a/c, classe de concreto e consumo de Cimento Portland exigido devido à classe de agressividade ambiental e o tipo de estrutura (Fonte: ABNT, 2015).....	40
Tabela 3-6 – Categorias de exposição e classes (Fonte: ACI 318, 2014).....	42
Tabela 3-7 – Requisitos para misturas de concreto de acordo com a classe de exposição (Fonte: ACI 318, 2014).....	45
Tabela 3-8 – Teor total de ar para o concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento (Fonte: ACI 318, 2014)	46
Tabela 3-9 – Limites dos materiais cimentícios para o concreto atribuído à classe de exposição F3 (Fonte: ACI 318, 2014).....	46
Tabela 3-10 – Limites dos materiais cimentícios para o concreto atribuído à classe de exposição F3 (Fonte: ACI 318, 2014).....	46
Tabela 3-11 – Cobrimentos para elementos de concreto não protendido lançado no local (Fonte: ACI 318, 2014).....	47
Tabela 3-12 – Cobrimentos para elementos de concreto protendido lançado no local (Fonte: ACI 318, 2014).....	47
Tabela 3-13 – Cobrimentos para elementos de concreto não protendido e protendido pré-moldados (Fonte: ACI 318, 2014)	48
Tabela 4-1 – Coeficientes do modelo de Possan referentes às características do concreto e das condições ambientais (Fonte: Possan, 2010).....	57
Tabela 4-2 – Coeficientes do modelo de Possan referentes à proteção à chuva (Fonte: Possan, 2010)	57
Tabela 4-3 – Descrição probabilística do cobrimento	58

Tabela 4-4 – Descrição probabilística da relação água/cimento	59
Tabela 4-5 – Descrição probabilística da Concentração de CO ₂	59
Tabela 4-6 – Descrição probabilística da Umidade Relativa	60
Tabela 4-7 – Descrição probabilística da Temperatura	61
Tabela 4-8 – Descrição probabilística da resistência à compressão do concreto.....	61
Tabela 4-9 – Variáveis consideradas nos modelos.....	63
Tabela 4-10 – Descrição probabilística adotados para cada cenário	63
Tabela 5-1 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 1 e 2.	65
Tabela 5-2 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 1 e 2.....	66
Tabela 5-3 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 3 e 4.	66
Tabela 5-4 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 3 e 4.....	66
Tabela 5-5 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 5 e 6.	68
Tabela 5-6 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 5 e 6.....	69
Tabela 5-7 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 7 e 8.	69
Tabela 5-8 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 7 e 8.....	69
Tabela 5-9 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 9 e 10 (Protegidos da chuva).....	71
Tabela 5-10 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 9 e 10 (Protegidos da chuva).	72
Tabela 5-11 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 11 e 12 (Protegidos da chuva).	72
Tabela 5-12 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 11 e 12 (Protegidos da chuva).	72
Tabela 5-13 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 13, 14 e 15.....	74
Tabela 5-14 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 13, 14 e 15.	74
Tabela 5-15 – Descrição probabilística das variáveis para as smulações 16, 17 e 18.....	76
Tabela 5-16 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 16, 17 e 18.	76
Tabela 5-17 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 19, 20 e 21.....	78

Tabela 5-18 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 19, 20 e 21	78
Tabela 5-19 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 22, 23 e 24.....	80
Tabela 5-20 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 22, 23 e 24.	80
Tabela 5-21 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 25 e 26 (Concretos em geral).....	82
Tabela 5-22 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 25 e 26 (Concretos em geral).	82
Tabela 5-23 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 27 e 28 (Concretos em geral).....	84
Tabela 5-24 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 27 e 28 (Concretos em geral).	85
Tabela 5-25 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 29 e 30 (Concretos em geral).....	85
Tabela 5-26 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 29 e 30 (Concretos em geral).	85
Tabela 5-27 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 31, 32 e 33.....	87
Tabela 5-28 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 31, 32 e 33.	87
Tabela 5-29 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 34 e 35 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).	89
Tabela 5-30 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 34 e 35 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).....	89
Tabela 5-31 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 36 e 37 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).	91
Tabela 5-32 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 36 e 37 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).....	91
Tabela 5-33 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 38 e 39 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).	93
Tabela 5-34 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 38 e 39 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).....	94
Tabela 5-35 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 40 e 41 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).	94

Tabela 5-36 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 40 e 41 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).....	95
Tabela 5-37 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 42 à 48 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).	96
Tabela 5-38 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos), simulações 42 à 48 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).....	96
Tabela 5-39 – Quadro resumo da descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P (VU < 50 anos) de todas as simulações realizadas.....	100

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Atualmente, a escassez de recursos e a necessidade de construções mais sustentáveis faz com que estudos referentes à durabilidade das estruturas sejam cada vez mais frequentes, desejáveis e importantes. Com estruturas mais duráveis, a quantidade de materiais utilizados nas construções e reparos é menor e, conseqüentemente, a quantidade de resíduos sólidos gerados também é menor.

O conceito de vida útil da estrutura é de grande interesse no tratamento do problema da durabilidade de uma estrutura. A vida útil de projeto é o período de tempo especificado em projeto no qual a estrutura, ou seus componentes, são utilizados para os fins a que se destinam sem que maiores reparos sejam necessários (ISO, 2014).

A consideração da durabilidade das estruturas de concreto armado (CA) é essencial no projeto e execução do empreendimento. A NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, as condições ambientais do local sejam levadas em consideração, para que assim, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante a vida útil estabelecida em projeto.

Dentre os principais mecanismos que podem limitar a vida útil das estruturas de CA está a carbonatação, capaz de criar condições para a corrosão da armadura e conseqüente deterioração do concreto. A despassivação por carbonatação é causada principalmente pela ação do CO₂ (dióxido de carbono) da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros de concreto, reduzindo o pH. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer ensaios específicos. Quando a armadura é atingida, pode surgir a corrosão, o aparecimento de manchas, fissuras, o deslocamento do

concreto e até a perda da seção resistente e da aderência podem ocorrer, promovendo o colapso da estrutura ou de partes dela (HELENE, 1997a).

Dentre os diversos fatores que influenciam na deterioração por carbonatação estão: a relação água/cimento; a espessura e a qualidade do concreto de cobrimento; o tipo e o teor de cimento e adições; a cura, o adensamento e a fissuração do concreto; a resistência à compressão; a concentração de CO₂ na atmosfera; a umidade relativa; a temperatura e o efeito da proteção à chuva. Considerando-se que a concentração de CO₂ na atmosfera em ambientes urbanos e industriais tem crescido nas últimas décadas, a deterioração de estruturas de CA em decorrência da carbonatação é tema da maior relevância.

Dadas as incertezas associadas aos diversos parâmetros (relação água/cimento, cobrimento, concentração de CO₂, resistência à compressão do concreto e umidade relativa) que determinam a vida útil de uma estrutura de CA submetida aos efeitos da carbonatação, esta só pode ser estabelecida em termos probabilísticos. Entretanto, na atualidade, distintos formatos coexistem no tratamento do problema da durabilidade de estruturas de CA nas normas e orientações técnicas sobre esse tema. A NBR 6118 (ABNT, 2014) e o ACI 318-14, no que tange à durabilidade, são normas prescritivas que apresentam algumas informações importantes com o objetivo de que a vida útil de projeto seja atendida. Dentre elas, está a divisão em classes de agressividade ambiental, a espessura do cobrimento a ser utilizado e prescrições referentes à qualidade do concreto. Já o *fib* Model Code (2010) é um código modelo que apresenta informações importantes para o desenvolvimento de normas a respeito da durabilidade das estruturas em concreto, incorporando desde métodos prescritivos até métodos probabilísticos. Na mesma linha estão o ACI 365-00 e o JSCE 17 (2007), documentos que sumarizam pesquisas sobre o tema e fornecem orientações técnicas para projeto e execução de empreendimentos no que diz respeito à durabilidade e previsão da vida útil. No que tange ao *fib* Model Code (2010) e ao ACI 365-00, os métodos probabilísticos são apresentados como tendências futuras, dependentes de maiores estudos sobre o tema.

Assim, a despeito dos avanços apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318-14 em termos do tratamento da durabilidade e da vida útil de estruturas de CA, muito ainda deve ser feito para que o requerido tratamento probabilístico venha a ser incorporado em normas técnicas dedicadas ao projeto e reparo de estruturas de CA. Com isso, faz-se necessário o

conhecimento das fases do processo da carbonatação, a discussão dos modelos matemáticos correspondentes e a descrição probabilística das variáveis intervenientes no problema.

A carbonatação, tal como a deterioração de estruturas de CA por ingresso de cloretos, se desenvolve em duas fases: fase de iniciação e fase de propagação. Estas fases podem ser observadas através do perfil de confiabilidade para uma dada estrutura (THOFT-CHRISTENSEN, 2001). O perfil de confiabilidade (Figura 1.1) para estruturas de CA representa a alteração do nível de confiabilidade decorrente do dano sofrido pela mesma, o qual é função do tempo de exposição a agentes agressivos.

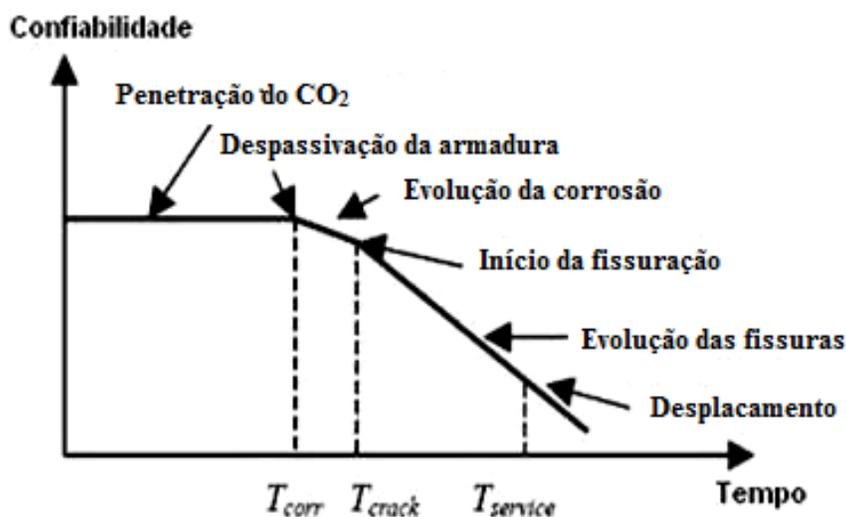


Figura 1.1 – Perfil de Confiabilidade (Fonte: Adaptado de Thoft-Christensen, 2001)

A fase de iniciação é aquela referente ao processo de neutralização das soluções intersticiais, em decorrência da penetração de gases, sendo o principal deles o CO₂, desde o seu início, até o momento em que atinge a armadura, período de tempo representado por T_{corr} . Uma vez despassivada a armadura, na presença de oxigênio e água, o processo de corrosão poderá ser instaurado, na denominada fase de propagação (compreendida entre T_{corr} e $T_{service}$), que pode ser desdobrado em duas etapas: (i) evolução da corrosão (entre T_{corr} e T_{crack}), e (ii) evolução das fissuras (entre T_{crack} e $T_{service}$) (LORENSINI, 2006). É na fase de propagação, que, de fato, ocorrem prejuízos à estrutura, com a perda da seção transversal do aço por meio do processo de corrosão e a conseqüente fissuração e deslocamento do concreto. Portanto, o término da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação pode ser definida como: (i) despassivação da armadura; (ii) início da fissuração resultante da evolução da corrosão da

armadura; e (iii) deslocamento do concreto como resultado da evolução das fissuras do concreto tracionado.

A partir da modelagem probabilística das incertezas associadas às variáveis intervenientes no processo, a Confiabilidade Estrutural utiliza ferramentas que permitem a avaliação do avanço da carbonatação como função do tempo e a estimativa da vida útil da estrutura. A simulação de Monte Carlo (SMC), que é um processo de replicação do mundo real através de métodos computacionais, tem sido utilizada na previsão de vida útil de estruturas de CA. Para o problema específico das estruturas sujeitas à carbonatação, são requeridos para a sua implementação as equações determinísticas que definem a profundidade da carbonatação e a descrição probabilística das variáveis intervenientes no processo.

1.2 Justificativa

Segundo BODEN *et al.* (2015), um aumento significativo das emissões de carbono provenientes de combustíveis fósseis na atmosfera vem ocorrendo desde 1900, destacando-se um crescimento acentuado a partir de 1950. Pela análise da Figura 1.2, percebe-se que a emissão de carbono no ano de 2010 foi de aproximadamente seis vezes maior do que no ano de 1950. Observa-se também que, face às crescentes demandas da sustentabilidade no ambiente construído, e considerando-se a crescente concentração de CO₂ na atmosfera em ambientes urbanos e industriais nas últimas décadas, a previsão da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação é tema da maior relevância.

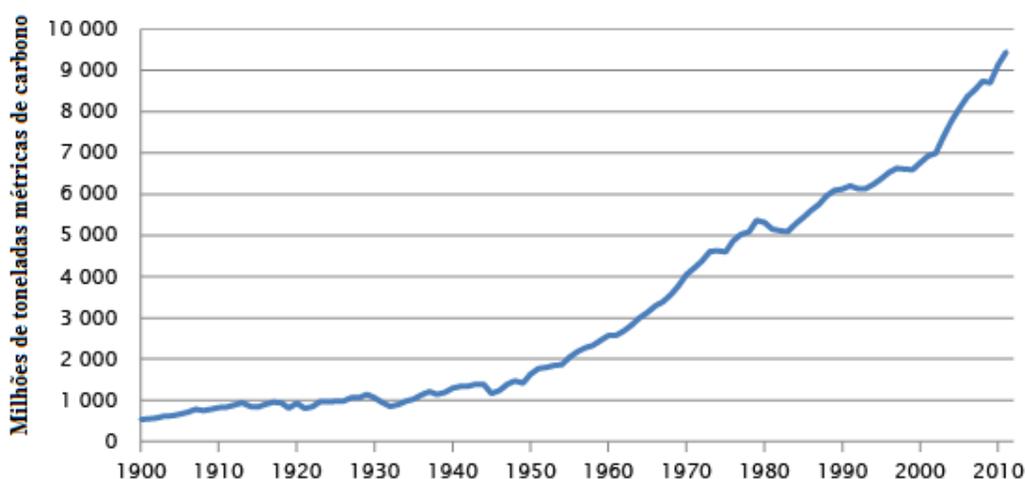


Figura 1.2 – Emissão global de carbono provenientes de combustíveis fósseis (BODEN, T.A.; MARLAND, G.; ANDRES R.J., 2015)

A despeito da importância do tema, a durabilidade das estruturas de CA é tratada por métodos prescritivos nas normas técnicas atuais (veja-se, por exemplo, a NBR 6118:2014 e ACI 318-14). Nas normas técnicas também são destacados alguns mecanismos de degradação que limitam a vida útil das estruturas de CA. Dentre os mecanismos de degradação, a carbonatação é um dos principais fenômenos físico-químicos que podem limitar a vida útil das estruturas de CA.

Devido à variabilidade dos fatores intervenientes no processo da carbonatação, a vida útil de estruturas de CA submetidas à carbonatação só pode ser estabelecida em termos probabilísticos, como sugere o *fib* Model Code (2010) e o ACI 365-00. Com os avanços computacionais, a Simulação de Monte Carlo (SMC) tornou-se uma grande aliada no que diz respeito à previsão da vida útil, desde que modelos determinísticos para a previsão da vida útil e a descrição probabilística das variáveis envolvidas estejam disponíveis. Em relação aos modelos determinísticos para previsão da vida útil das estruturas de CA, vários são encontrados na literatura; entretanto fatores distintos são levados em consideração em cada um deles, resultando em diferentes estimativas da vida útil para um mesmo problema.

1.3 Objetivos

Dentro deste contexto, o presente estudo tem como objetivo principal a avaliação probabilística da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação. Nesse processo, os seguintes objetivos secundários também serão considerados:

- Identificar as principais variáveis que influenciam no processo de carbonatação;
- discutir alguns dos modelos determinísticos existentes para o cálculo da profundidade de carbonatação;
- descrever estatisticamente as variáveis intervenientes;
- implementar procedimento computacional baseado na SMC para a descrição probabilística da vida útil da estrutura;
- avaliar a influência das variáveis de projeto no processo de carbonatação;
- simular a vida útil de estruturas sujeitas à carbonatação através da SMC.

O presente trabalho ficará restrito à fase de iniciação, ou seja, o fim da vida útil ocorre quando a frente de carbonatação atinge a armadura. A definição de vida útil utilizada nesta dissertação

advém do fato de que a duração da fase de iniciação é bastante superior àquela correspondente à propagação. Além disso, a fase de iniciação e propagação são eventos independentes, nos quais, a ocorrência da fase de iniciação não definirá se irá ocorrer a fase de propagação, ou seja, se ocorrer a despassivação da armadura não significará que a armadura sofrerá corrosão.

1.4 Apresentação da Dissertação

Esta Dissertação é desenvolvida em seis capítulos, a saber:

- No Capítulo 1, *Introdução*, o problema da durabilidade das estruturas é destacado e, a partir de então, apresenta-se o conceito de vida útil. Com isso, o processo carbonatação é apresentado como mecanismo de deterioração que limita a vida útil das estruturas de CA. São destacadas então as variáveis que influenciam no processo de carbonatação, a abordagem normativa da patologia e como tratar o problema probabilisticamente. São apresentados a justificativa e os objetivos do presente trabalho;
- No Capítulo 2, *Carbonatação*, o correspondente processo de deterioração é apresentado de maneira completa, subdividindo-o em fase de iniciação (Avanço da frente de carbonatação) e, para efeito de completude, fase de propagação (Corrosão);
- No Capítulo 3, *A carbonatação segundo normas e recomendações técnicas*, o assunto da carbonatação é abordado de acordo com a normalização pertinente. Os documentos apresentados são: o *fib Model Code* (2010), o ACI 365-00, o JSCE 17 (2007), a NBR 6118:2014 e o ACI 318-14.
- No Capítulo 4, *Requisitos para a modelagem probabilística da carbonatação*, as informações necessárias para a utilização da Simulação de Monta Carlo (SMC) no problema da definição da vida útil de uma estrutura sujeita à carbonatação são apresentadas. Tais requisitos compreendem: (i) modelo matemático de caráter determinístico que descreva o avanço da frente de carbonatação; e (ii) a descrição probabilística das variáveis básicas pertinentes ao problema em questão. Um exemplo ilustrativo da aplicação da SMC para o problema da carbonatação é apresentado.

- No Capítulo 5, *Simulação da vida útil de estruturas de concreto sujeitas à carbonatação*, é realizada a SMC para a determinação probabilística da vida útil de estruturas sujeitas à carbonatação segundo os distintos modelos considerados na descrição do avanço da frente de carbonatação. Distintos cenários são considerados para as variáveis pertinentes ao problema.

Finalmente, no Capítulo 6, *Sumário e Conclusões*, são apresentadas as considerações finais, as conclusões obtidas através do estudo descrito nesta dissertação e as sugestões para trabalhos futuros.

2

CARBONATAÇÃO

2.1 Considerações Gerais

O processo da deterioração de estruturas de CA via carbonatação pode ser dividido em duas fases: a fase de iniciação e a fase de propagação. A fase de iniciação é aquela referente ao avanço da frente de carbonatação até atingir a armadura; já a fase de propagação engloba o início da corrosão, passando pela fissuração do concreto tracionado, culminando com o deslocamento do concreto. O avanço da frente de carbonatação ocorre devido à ação do CO_2 no concreto. Através do processo de difusão, o CO_2 irá penetrar e reagir com íons presentes nos poros do concreto, formando carbonatos e reduzindo a alcalinidade da solução dos poros. Existem diversos fatores que influenciam na velocidade de difusão do CO_2 nas estruturas de CA. Dentre esses fatores estão: a relação água/cimento, o cobrimento, os tipos e o teor de cimento e adições, cura, adensamento, fissuração e resistência à compressão do concreto, a concentração de CO_2 na atmosfera, a umidade relativa do ambiente, a temperatura e o efeito de proteção da chuva. Quando a neutralização do pH causada pelo CO_2 atinge a armadura, a camada passivadora da armadura se desestabiliza e ocorre a despassivação da armadura. Dessa forma, o aço estará suscetível ao processo de corrosão.

2.2 A frente de carbonatação

Ao longo do processo de endurecimento do concreto, em condições adequadas de umidade ambiental, forma-se uma rede de poros, preenchida por uma solução, constituída principalmente por íons OH^- , Ca^{++} , Na^+ , K^+ e SO_4^{2-} , que promovem ao concreto uma alcalinidade elevada (pH variando de 12,6 a 13,5). Em presença de oxigênio (O_2) e desse pH, uma capa de óxidos muito aderente, compacta e invisível protege o aço da corrosão. Esta capa é chamada de camada passivadora. Esta camada se mantém estável em ambientes altamente alcalinos, enquanto o concreto não sofrer alterações físicas ou químicas (BARIN, 2008).

A carbonatação ocorre devido ao processo de difusão do CO_2 , e, esse processo, é muito lento e diretamente relacionado com as condições ambientais (RAMEZANIANPOUR *et al.*, 2000). A difusão é o movimento de um componente de uma mistura através de um estímulo físico. A principal causa da difusão é a existência de um gradiente de concentração do componente que difunde em uma direção, tendendo a igualar a concentração e destruir o gradiente (BARBUDO, 1992). Este processo físico-químico ocorre a partir da superfície progredindo para o interior do concreto, no denominado avanço da frente de carbonatação (Figura 2.1). Cabe ressaltar que a carbonatação não reduz a resistência do concreto; ela inclusive aumenta a dureza superficial, sendo prejudicial apenas para as barras de aço (HELENE, 1997a).

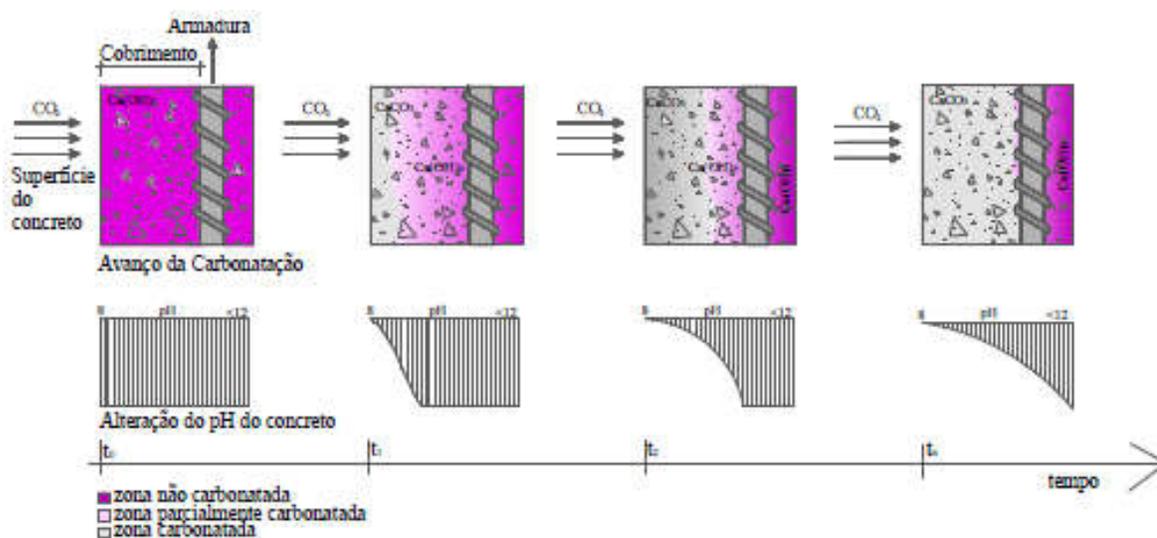


Figura 2.1 – Esquema de avanço da frente de carbonatação com o tempo e modificação no pH (Fonte: Possan, 2010)

A carbonatação ocorre quando o CO_2 penetra e reage com os íons presentes na solução dos poros. Essas reações formam carbonatos (substâncias que dão nome à patologia), responsáveis pela queda do pH (aproximadamente 8,5) da solução dos poros. Com isso, a camada passivadora da armadura fica instável e ocorre a despassivação da mesma. Então, na presença de oxigênio e água, inicia-se o processo de corrosão da armadura.

O processo da carbonatação ocorre principalmente pela reação do CO_2 com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) formando o carbonato de cálcio (CaCO_3) conforme Equação 2.1:



Se houver excesso de CO_2 , como no caso de águas agressivas, a reação irá continuar ocorrendo. O CaCO_3 reagirá com o CO_2 e formará o bicarbonato de cálcio ($\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$), conforme Equação 2.2:

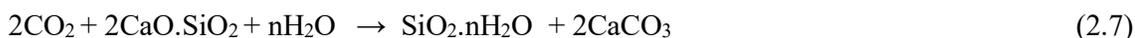
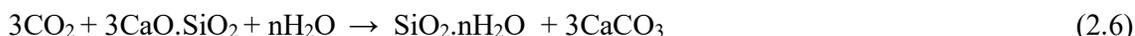
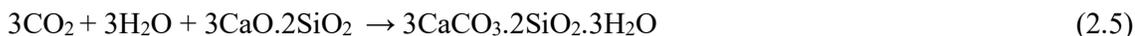


Nesse caso, a velocidade de difusão será maior, pois a solubilidade do $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ é de 1890 mg/L, bem maior do que a do CaCO_3 que é de 13 mg/L (GENTIL, 2003).

De acordo com Possan (2010), o hidróxido de potássio (KOH) e o hidróxido de sódio (NaOH) também são carbonatáveis (Equações 2.3 e 2.4):



As Equações 2.5, 2.6 e 2.7 apresentam as reações com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), o silicato tricálcico (C_3S) e o silicato dicálcico (C_2S) não hidratados (POSSAN, 2010):



As reações aqui apresentadas estão de forma simplificada.

A carbonatação não é perceptível a olho nu e, por isso, é necessário realizar ensaios para determinação da profundidade de carbonatação. Um ensaio muito simples de se verificar a profundidade de carbonatação é feito com a fenolftaleína ou com a timolftaleína, que são indicadores de pH. De acordo com Helene (1986), uma determinação mais precisa só é possível através do estudo de seções microscópicas.

A carbonatação superficial dos concretos é variável de acordo com os componentes de sua mistura, com o meio ambiente (rural, industrial ou urbano) e com as técnicas construtivas de

transporte, lançamento, adensamento, cura, etc. Como consequência, a profundidade de carbonatação é de difícil previsão e também variável dentro de amplos limites (HELENE, 1986). Com isso, o item a seguir apresentará as principais variáveis que influenciam no processo de carbonatação.

2.2.1 Variáveis que influenciam no avanço da frente de carbonatação

As principais variáveis que influenciam na velocidade do avanço da frente de carbonatação podem ser divididas em fatores construtivos e fatores ambientais. Os fatores construtivos são: a relação água/cimento, o cobrimento, os tipos e o teor de cimentos e adições, cura, adensamento, fissuração e resistência à compressão do concreto. Os fatores ambientais são: a concentração de CO₂ na atmosfera, a umidade relativa do ambiente, a temperatura e o efeito de proteção da chuva.

2.2.1.1 Relação água/cimento

A relação água/cimento (a/c) é um dos parâmetros mais importantes, quando se diz respeito à corrosão da armadura, pois é ela que determina a qualidade do concreto, ou seja, define as características de compacidade ou porosidade da pasta de cimento endurecida responsável pela proteção da armadura, ou seja, o cobrimento (CASCUDO, 1997). Essa ideia é reforçada por Ho e Lewis (1987) que apresentam um gráfico da relação a/c versus profundidade de carbonatação (Figura 2.2), onde se percebe que quanto maior a relação a/c , maior será a profundidade de carbonatação no mesmo intervalo de tempo. Esse aumento na profundidade de carbonatação referente ao aumento da relação água/cimento é justificado por Houst e Wittmann (1994) que dizem que o processo de difusão depende fortemente da porosidade do concreto. Quanto maior a relação a/c , maior será a conectividade e, dessa forma, maior será a velocidade de difusão.

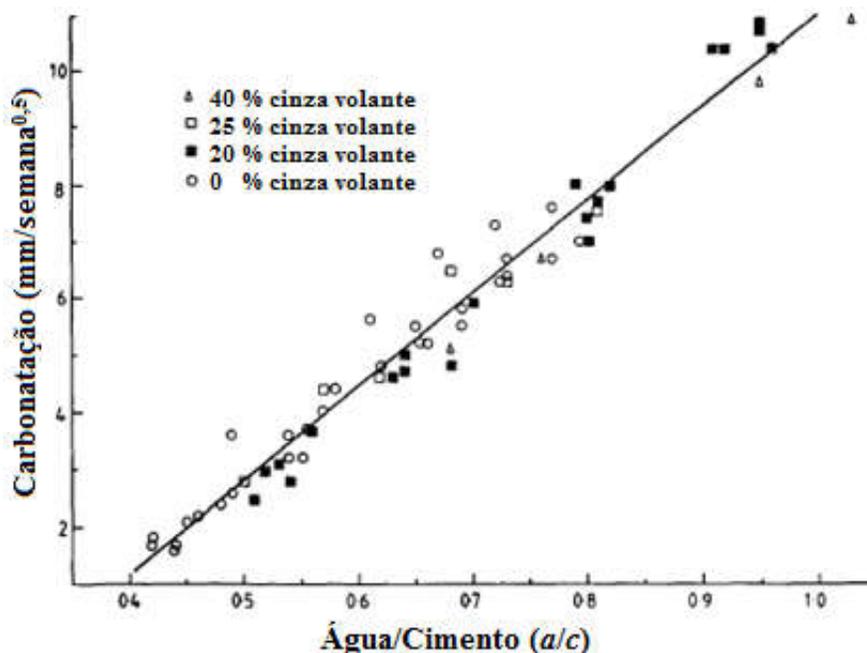


Figura 2.2 – Relação água/cimento x Profundidade de carbonatação (Fonte: Ho e Lewis, 1987)

2.2.1.2 Cobrimento

O concreto de cobertura constitui a proteção física e química da armadura. A proteção física ocorre contra agentes agressivos, oxigênio e umidade. A proteção química ocorre devido à garantia do meio alcalino para que não ocorra a despassivação da armadura. O cobrimento é um elemento de grande importância, uma vez que especificações de projeto inadequadas (frente à agressividade ambiental), assim como erros executivos, por exemplo, espessura desuniforme ao longo de peças estruturais, podem facilitar o início de processos de corrosão e acelerar os já existentes (CASCUDO, 1997).

A proteção química, mais importante e efetiva, decorre da basicidade do concreto. Em ambientes de elevada alcalinidade o aço está no domínio da imunidade ou no da passivação. As soluções intersticiais do concreto é altamente alcalina com o pH variando de 12 a 13 o que confere ao concreto um caráter básico e capaz de proporcionar um meio adequado às reações de passivação. A alcalinidade do concreto deriva principalmente das reações de hidratação dos compostos principais do cimento e dos silicatos de cálcio (C_2S e C_3S), que liberam uma porcentagem de hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$). A quantidade total de hidróxido de cálcio pode atingir até 25% da massa de cimento. O papel do cobrimento de concreto é, portanto,

proteger a película passivadora protetora da armadura contra danos físicos e mecânicos e manter a sua estabilidade química, ou seja, a alcalinidade (HELENE, 1993).

2.2.1.3 Cimento e adições

No Brasil, são consideradas como adições as escórias de alto-forno, pozolanas e os fileres calcários, entre outros minerais. A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) apresenta os tipos de cimento de acordo com as adições (Tabela 2-1).

Tabela 2-1 – Tipos de Cimentos Portland e respectivas adições (Fonte: ABCP, 2017)

Tipo de Cimento	Adições	Sigla
Cimento Portland Comum	Escória, pozolana ou filer (até 5%)	CP I-S 32
		CP I-S 40
Cimento Portland Composto	Escória (6-34%)	CP II-E 32
		CP II-E 40
	Pozolana (6-14%)	CP II-Z 32
		Fíler (6-10%)
		CP II-F 40
Cimento Portland de Alto-Forno	Escória (35-70%)	CP III 32
		CP III 40
Cimento Portland Pozolânico	Pozolana (15-50%)	CP IV 32
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	Materiais carbonáticos (até 5%)	CP V-ARI
Cimento Portland Resistente aos Sulfatos	Estes cimentos são designados pela sigla RS. Ex: CP III-40 RS, CP V-ARI RS	

Concretos com adições de escória de alto-forno ou com adições de materiais pozolânicos, tais como cinzas volantes ou sílica ativa, apresentam estruturas de pasta mais compactas (menor porosidade), e, dessa maneira, a resistência desses concretos quanto à penetração de líquidos, gases e íons são melhores em comparação com os concretos de cimento Portland Comum (CASCUDO, 1997). Segundo Neville (1982), tais estruturas de pasta mais compactas dos cimentos Portland pozolânicos e de alto forno resultam em boa resistência aos sulfatos e outros agentes agressivos, porém, essas adições pioram o comportamento dos concretos em relação à carbonatação. Este comportamento também foi verificado por Isaia (1999) que observa que concretos produzidos com cimentos que possuem adições pozolânicas apresentam profundidades de carbonatação superiores às obtidas em concretos de cimento Portland comum.

Este fato pode ser explicado pela maior concentração de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), um dos responsáveis pela alcalinidade do concreto (teor de produtos carbonatáveis), nos cimentos

com menores adições pozolânicas. Helene (1993) reporta que na medida em que há uma maior concentração de Ca(OH)_2 na solução intersticial do concreto, o processo de difusão do CO_2 ocorre com velocidade inferior, pois o CO_2 que penetra precisa reagir com o Ca(OH)_2 para reduzir o pH e seguir precipitando o CaCO_3 . Portanto, se mantida a mesma relação água/cimento, cura e condições de exposição, concretos com elevado teor de Ca(OH)_2 total devem apresentar menores profundidades de carbonatação em um mesmo período de tempo.

2.2.1.4 Cura e Adensamento

Quando se trata de corrosão de armaduras, principalmente no caso da carbonatação, o que realmente interessa é o controle de qualidade do concreto do cobrimento e não a qualidade do interior do componente estrutural. Será a qualidade dos poucos centímetros de concreto próximos à superfície que controlará a velocidade de penetração de gases no componente estrutural (HELENE, 1993).

A qualidade de execução do concreto em relação às atividades de mistura (transporte, lançamento, adensamento e cura) é importante para minimizar a permeabilidade, evitando segregações, exsudações excessivas e formação de fissuras. O adensamento do concreto é completamente dependente do detalhamento da armadura, interferindo diretamente na segurança e durabilidade da estrutura. Portanto, uma armadura detalhada de forma errada irá interferir negativamente no adensamento do concreto (BRANDÃO, 1998).

A cura do concreto é o intervalo de tempo necessário para que se produzam as reações iniciais de hidratação e endurecimento do cimento. Esse período depende dos itens que vem a seguir, como por exemplo, a umidade e a temperatura, que influenciam significativamente nas propriedades do material, necessitando-se de cuidados especiais para que ocorra a proteção física e química adequada. Dessa forma, deve-se garantir água suficiente em tempo adequado necessário para as reações de hidratação, que devem ser função da composição química ou de eventuais adições ao cimento, de forma que o aglomerante possa desenvolver resistência razoável antes que se manifestem as tensões de tração nas superfícies das peças (CADORE, 2008).

A importância da cura é cada vez maior na medida em que se utilizam misturas com cimentos e adições minerais (escória de alto-forno, pozolanas, etc.). Estudos relacionando diretamente

as condições de cura com a resistência a carbonatação normalmente são realizados através da utilização de períodos distintos de cura bem como processos diferentes de cura. Mas em geral a literatura é unânime, quanto maior o tempo do processo de cura, maior será o ganho das propriedades do concreto, apresentando uma menor porosidade e conseqüentemente uma menor carbonatação (CADORE, 2008).

Uma má cura produz uma elevada porosidade, principalmente na superfície externa do concreto e, por isso, é um dos fatores que mais influenciam na velocidade de carbonatação. A profundidade de carbonatação diminui à medida que a duração da cura é aumentada de um para sete dias, mas mantêm-se praticamente inalterada quando o período de cura é prolongado além de sete dias (HO e LEWIS, 1987).

2.2.1.5 Fissuração

Para a carbonatação, Tuutti (1982) diz que o processo de corrosão se inicia nas fissuras pré-existentes, porém, devido aos produtos de corrosão, as fissuras são vedadas e a armadura passa por um processo de repassivação. Segundo Tuutti (1982), as estruturas fissuradas podem ser consideradas como se não existissem fissuras, desde que a estrutura não sofra grandes movimentos que farão a fissura variar de tamanho, pois variações no tamanho da fissura poderão dificultar o fechamento da mesma e, por conseqüência, irá prejudicar o processo de repassivação. Portanto, em estruturas que não sofram grandes movimentações, o processo de fissuração não irá interferir no processo da carbonatação.

2.2.1.6 Resistência à compressão do concreto

A porosidade influencia na resistência à compressão do concreto. Ho e Lewis (1987) desenvolvem um estudo e constataam que quanto maior a resistência à compressão do concreto, menor será a profundidade de carbonatação. Os resultados estão apresentados no gráfico da Figura 2.3.

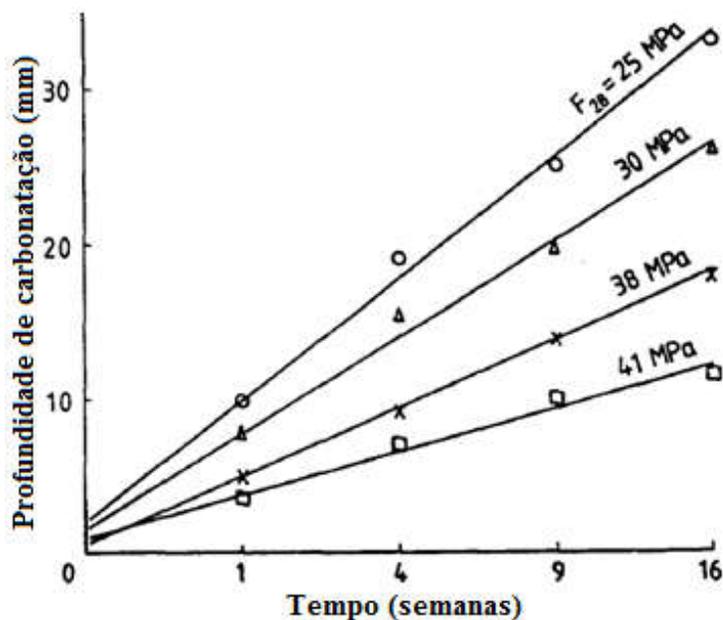


Figura 2.3 – Influência da resistência do concreto na profundidade de carbonatação (Fonte: Ho e Lewis, 1987)

2.2.1.7 Concentração de CO₂ na atmosfera

A velocidade da carbonatação e a durabilidade da estrutura estão diretamente ligadas com a concentração de CO₂ presente na atmosfera em torno do concreto. A velocidade aumenta quando o ambiente possui uma maior concentração de CO₂, principalmente para concretos de elevada relação *a/c* (CADORE, 2008). Conforme já mencionado, a difusão irá ocorrer devido ao gradiente de concentração da substância que está difundindo. Portanto, quanto maior a concentração de CO₂ na atmosfera, mais rapidamente ocorrerá o aumento do gradiente e mais rápido o CO₂ atingirá a armadura.

De acordo com Tuutti (1982), a concentração de CO₂ na atmosfera varia entre 0,033% a 1% do volume. Altos valores de concentrações são encontrados em atmosferas de aglomerações urbanas. Porém, maiores concentrações podem acontecer em alguns locais, por exemplo, cidades com tráfego de veículos muito elevado, ou regiões bem próximas a chaminés de indústrias. Com isso, a concentração de CO₂ na atmosfera deverá ser checada no local.

2.2.1.8 Umidade relativa do ambiente

A umidade relativa do ambiente em que a estrutura está inserida exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade

de difusão do CO_2 nos espaços intersticiais através dos poros do concreto (CADORE, 2008). A carbonatação é altamente dependente da umidade relativa do concreto. A maior velocidade de carbonatação ocorre quando a umidade relativa está entre 50% e 75%. Abaixo de 25% de umidade relativa, o grau de carbonatação é considerado insignificante. Acima de 75%, a umidade relativa restringe a difusão de CO_2 (ACI 201, 2001).

De acordo com Tuutti (1982), nos poros secos, o dióxido de carbono se difunde facilmente, mas não reage devido à ausência de água. Em contrapartida, os poros com muita água atrapalham na difusão do CO_2 para o interior do concreto, sendo assim, a velocidade de carbonatação é muito menor. Por isso, entre 50% e 75% é que ocorre a maior velocidade de carbonatação. A influência da umidade relativa do ar no processo de carbonatação pode ser observada na Figura 2.4.

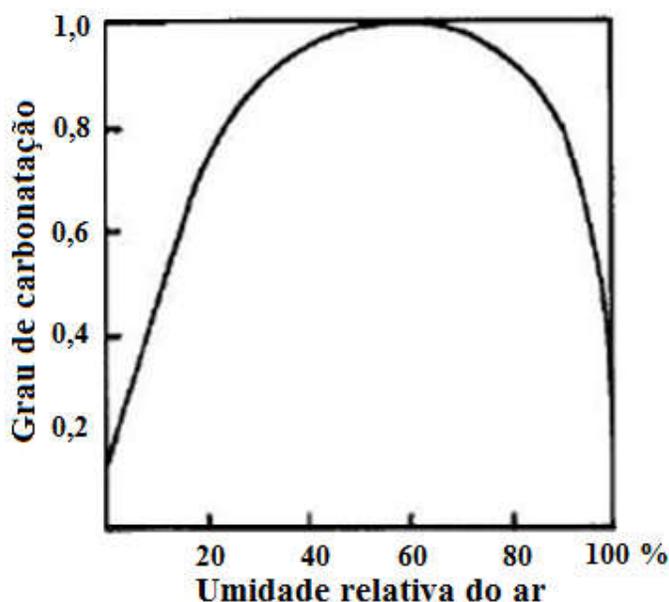


Figura 2.4 – Grau de Carbonatação x Umidade Relativa do ar (Fonte: Verbeck, 1950 *apud* Andrade, 1992)

2.2.1.9 Temperatura

Possan (2010) diz que o aumento da temperatura não causa grande aumento na velocidade de carbonatação; entretanto a temperatura irá causar um aumento da velocidade de corrosão do aço. Já Barbudo (1992) fala que a temperatura favorece a penetração do CO_2 no processo de difusão. Essa ideia é confirmada por Callister (2008) que diz que a temperatura tem uma das influências mais significativas sobre os coeficientes e as taxas de difusão.

A temperatura tem um papel duplo nos processos de deterioração. Por um lado, seu incremento promove um aumento da velocidade de corrosão e na mobilidade dos íons, porém, visto de outro ângulo, a sua diminuição pode dar lugar a condensações que por sua vez podem produzir incrementos locais no teor de umidade (ANDRADE, 1992). Com isso, o aumento ou a diminuição da temperatura poderão acelerar ou diminuir a velocidade do processo da carbonatação.

De acordo com Andrade (1992), vale ressaltar que é importante destacar que a umidade e a temperatura podem ter efeitos opostos. Por exemplo, uma maior umidade irá facilitar a corrosão, mas irá impedir o acesso de CO_2 e a difusão, ou, um incremento de temperatura acelera a corrosão, mas diminui a condensação. Este efeito pode dar lugar a interpretações errôneas.

2.2.1.10 Efeito da proteção à chuva

A difusão do CO_2 ocorre com 60% da velocidade em ambientes externos, comparados aos ambientes internos. Os concretos tendem a umedecer rapidamente, enquanto secam lentamente. Com isso, os concretos de ambientes externos sofrem mais com os ciclos de molhagem e secagem, e dessa forma permanecem por mais tempo saturados, reduzindo então a velocidade de difusão do CO_2 no concreto (SCHIESSL, 1988). Então, pode-se concluir que locais desprotegidos da chuva estão menos susceptíveis à carbonatação, pois ficam mais tempo saturados e isso impede que o CO_2 penetre no cobrimento e atinja a armadura.

2.3 Corrosão em armaduras de concreto armado

Como visto anteriormente, quando a frente de carbonatação atinge a armadura, a camada passivadora fica instável e ocorre a despassivação. Então, na presença de oxigênio e água, inicia-se o processo de corrosão da armadura. De acordo com Andrade (2001), a corrosão das armaduras é um processo físico-químico gerador de óxidos e hidróxidos de ferro, denominados de produtos de corrosão, que ocupam um volume significativamente superior ao volume original das barras metálicas.

Quando uma estrutura é corretamente executada, o concreto do cobrimento protege a armadura de agressões físicas e químicas. Quanto ao aspecto físico, a proteção é devida à barreira proporcionada pelo cobrimento do concreto sobre a armadura, cuja eficiência

depende da sua qualidade e espessura. A proteção química resulta do elevado pH (em torno de 12,5) existente na solução aquosa presente nos poros do concreto, permitindo assim a formação de uma fina camada protetora chamada de camada de camada passivadora. Quando o pH da solução aquosa diminui, ocorre a despassivação da armadura, deixando a armadura suscetível ao ataque de agentes externos podendo ser desencadeado um processo de corrosão (COSTA, 1999).

O mecanismo de corrosão do aço pode ser classificado em dois tipos diferentes, conforme a sua natureza em corrosão química e corrosão eletroquímica (POSSAN, 2010). A corrosão de natureza química, conhecida como oxidação, ocorre devido à reação dos átomos do ferro com o oxigênio na atmosfera (reação gás-metal), formando uma película contínua e uniforme de produtos de corrosão (óxidos de ferro) na superfície da armadura (GENTIL, 2003). A corrosão do CA é de natureza eletroquímica, ocorre em meio aquoso, sendo caracterizada pela formação de uma célula de corrosão (Figura 2.5). Esta corrosão conduz a formação de óxidos e hidróxidos de ferro, ocorrendo somente perante a existência de um eletrólito, uma diferença de potencial e oxigênio. Em uma célula de corrosão há um ânodo, um cátodo, um condutor metálico e um eletrólito. Qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas gera o aparecimento de uma corrente elétrica. Dependendo da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio, poderá ou não haver corrosão (LORENSINI, 2006).

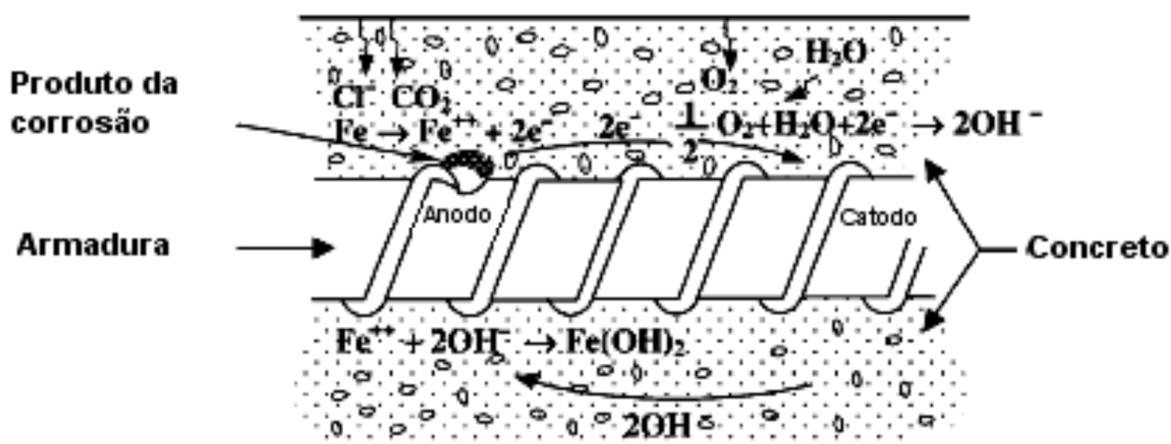


Figura 2.5 – Célula de Corrosão Eletroquímica (Fonte: Ahmad, 2003)

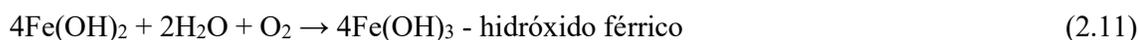
Na zona anódica, há uma perda de elétrons (reação de oxidação), ocasionando a dissolução do metal:



Na zona catódica, há um ganho de elétrons (reação de redução) que, reagindo com o oxigênio e a água existentes nos poros do concreto, formam íons de hidroxila (OH^-):



Esses íons de hidroxila se deslocam pelo eletrólito em direção ao ânodo e combinam-se com os íons ferrosos, formando a ferrugem:



De acordo com Lorensini (2006), os produtos da corrosão irão preencher completamente a zona porosa, o que resultará em uma expansão do concreto em volta da armadura. Com isso, tensões de tração são iniciadas no concreto. Depois de algum tempo com corrosão crescente, as tensões de tração alcançarão valores críticos, sendo então desenvolvidas fissuras causadas pela corrosão. Durante este processo, o produto da corrosão deverá ocupar três volumes: (i) a zona porosa ao redor da armadura, (ii) a zona de expansão do concreto devido à pressão da ferrugem e, (iii) o espaço ocupado anteriormente pela armadura que sofreu corrosão. A Figura 2.6 mostra os volumes ocupados pela ferrugem.

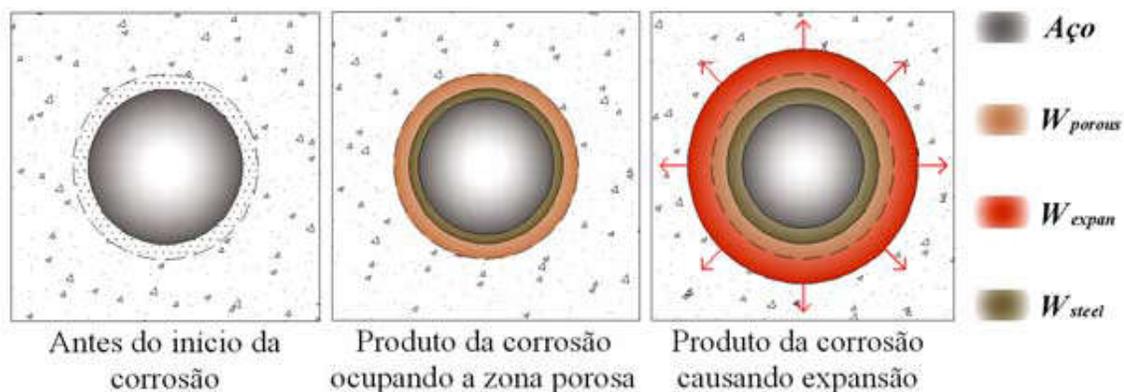


Figura 2.6 – Volumes ocupados pelos produtos de corrosão (Fonte: Lorensini, 2006)

2.4 Sumário

Neste capítulo foi discutido o processo de carbonatação nas estruturas de CA. Foi observado que os íons presentes nos poros do concreto garantem a alcalinidade que propicia a proteção química das barras de aço através da camada passivadora. Quando essa proteção química é perdida, a armadura fica suscetível ao processo da corrosão. Dessa forma, a carbonatação é dividida em fase de iniciação e fase de propagação. A fase de iniciação ocorre devido à difusão do CO₂ e outros gases que penetram e reagem com os íons dos poros do concreto. Destas reações são formados carbonatos, resultando na queda do pH e despassivação da armadura. Para efeito de completude, a fase de propagação, que corresponde ao processo de corrosão da armadura, também foi apresentada.

A velocidade do avanço da frente de carbonatação é determinada por fatores ambientais e construtivos. Dentre os fatores construtivos, foram destacados: relação *a/c*; cobrimento; tipos e teor de cimento e adições; cura e adensamento do concreto; fissuração e resistência à compressão do concreto. Dentre os fatores ambientais estão: concentração de CO₂, umidade relativa do ambiente, temperatura e exposição à chuva. Quanto aos fatores construtivos, a relação *a/c* influencia diretamente na porosidade do concreto. Quanto maior a relação *a/c* maior será a profundidade de carbonatação com o tempo. O cobrimento garante a proteção física (agentes agressivos, oxigênio e umidade) e a proteção química (garantindo a alcalinidade) do aço. O tipo de cimento e adições influenciam diretamente na profundidade de carbonatação; por exemplo, concretos com cimentos pozolânicos, possuem uma menor reserva alcalina e, dessa forma, apresentam maiores profundidades de carbonatação. A cura, adensamento e resistência à compressão influenciam na profundidade de carbonatação. Em relação aos fatores ambientais, quanto maior a concentração de CO₂ na atmosfera maior será a velocidade do processo de difusão. A umidade relativa pode influenciar de duas maneiras distintas: se for muito alta, o processo de difusão é impedido pela água nos poros e a carbonatação ocorre de maneira mais lenta; já se os poros estiverem vazios a difusão ocorrerá rapidamente, mas as reações que reduzem a alcalinidade ocorrem lentamente. Por isso, a velocidade máxima ocorrerá entre 50% e 75% de umidade relativa. Já quanto ao efeito da temperatura, a literatura apresenta divergências sobre este tema. A exposição à chuva é importante, pois o concreto umedece rapidamente e demora a secar. Enquanto ele está úmido, os poros estão saturados e o CO₂ é impedido de avançar para dentro da estrutura. Por outro

lado, quando a umidade relativa é muito baixa, as reações do processo de carbonatação não ocorrem pela falta de água.

A corrosão da armadura em estruturas de CA é um processo físico-químico que ocorre a partir da despassivação da armadura, ou seja, diminuição no pH da solução aquosa presente nos poros do concreto. A despassivação faz com que a armadura fique suscetível ao ataque de agentes externos, e, dessa forma, o processo da corrosão poderá iniciar-se. O processo de corrosão é responsável pela diminuição da seção transversal da armadura, fissuração e deslocamento do concreto.

A discussão aqui apresentada sobre os diversos fatores intervenientes no processo de carbonatação é fundamental para a adequada formulação de procedimentos normativos sobre o tema da durabilidade de estruturas de CA, o que será discutido no Capítulo 3.

3

A CARBONATAÇÃO SEGUNDO NORMAS E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS

3.1 Considerações Gerais

As normas e recomendações técnicas relativas a estruturas de CA são formuladas a partir da consideração de estados limites, a saber: últimos, de utilização e de durabilidade. O problema da carbonatação insere-se preponderantemente no estado limite de durabilidade. Distintos formatos vêm sendo recomendados para o tratamento do problema da durabilidade. Nas seções seguintes serão apresentados os formatos probabilístico, semi-probabilístico e prescritivo, conforme distintas normas e recomendações técnicas. Em particular, serão apresentados o *fib* Model Code (2010) e o ACI 365-00, que contemplam os três formatos. Será apresentado também o JSCE 17 (2007) que, da mesma forma que o ACI 365-00, é um documento de recomendações técnicas, porém, contemplando apenas o formato prescritivo. Em termos das normas operacionais são apresentados a NBR 6118 (ABNT, 2014) e o ACI 318-14, que contemplam apenas o prescritivo. Através destas normas buscou-se apresentar de forma abrangente o estado da prática sobre o tema, através de distintos documentos normativos com abrangência não apenas em termos do tratamento dado ao problema, mas também em termos geográficos contemplando países das Américas, Europa e Ásia.

3.2 *fib* Model Code for Concrete Structures (2010)

3.2.1 Objetivo do Código Modelo

O Código Modelo para estruturas de CA é um documento que se destina a servir de base para futuras normas. O Código Modelo também leva em conta novos conhecimentos em relação às estruturas de concreto, ao tipo de material estrutural e novas ideias no que diz respeito às exigências a serem formuladas para as estruturas. No *fib* Model Code (2010), estão apresentadas informações que não se referem apenas às exigências clássicas em termos de

segurança e facilidade de manutenção, mas também levam em conta a crescente importância dos critérios de projeto para durabilidade e sustentabilidade.

Para as pessoas que estarão envolvidas na atualização de normas existentes ou desenvolvimento de novas normas para estruturas de concreto, o *fib* Model Code (2010) deve ser uma fonte de informação. Enquanto uma norma operacional fornece predominantemente conjuntos de regras de aplicação que devem ser suficientemente transparentes para serem aplicadas por projetistas e seja satisfatório o suficiente para ser econômico, o *fib* Model Code (2010) pretende fornecer, além disso, informações básicas suficientes que servirão para desenvolvimento e atualização de normas técnicas e pesquisas.

Com isso, o *fib* Model Code (2010) será apresentado, pois possui grande relevância no que diz respeito ao direcionamento para elaboração de normas técnicas e pesquisas que envolvam melhores condições de execução de obras econômicas e duráveis. Desta forma, o *fib* Model Code pode ser visto como um instrumento definidor das diretrizes a serem seguidas em normas futuras que tratem do tema da durabilidade das estruturas.

3.2.2 Estados limites associados à durabilidade

A verificação dos estados limites associados à durabilidade pode ser feito de acordo com os formatos abaixo:

- Formato probabilístico;
- Formato semi-probabilístico;
- Abordagem com base em experiências satisfatórias anteriores;
- Abordagem de prevenção da deterioração.

O *fib* Model Code (2010) apresenta para cada tipo de patologia responsável pela deterioração das estruturas os formatos citados anteriormente. Nas seções a seguir será apresentado um resumo do conteúdo do *fib* Model Code (2010) relativo aos efeitos da carbonatação em estruturas de CA.

3.2.2.1 Formato probabilístico

O formato probabilístico é apresentado considerando dois estados limites: o estado limite de despassivação da armadura e o estado limite de fissuração do concreto.

Considerando como estado limite a despassivação da armadura, a Equação 3.1 deverá ser atendida:

$$p\{\} = p_{\text{des.}} = p\{c - x_c(t_{SL}) < 0\} < p_0 \quad (3.1)$$

onde:

$p\{\}$ = probabilidade de que a despassivação aconteça;

c = cobrimento da armadura, em mm;

$x_c(t_{SL})$ = profundidade da frente de carbonatação no tempo t_{SL} , em mm;

t_{SL} = vida útil de projeto, em anos;

p_0 = probabilidade de falha aceitável;

As variáveis c e $x_c(t_{SL})$ precisam ser definidas em termos probabilísticos, ou seja, em termos da distribuição de probabilidade correspondente e seus parâmetros.

Considerando o estado limite de fissuração causado pela carbonatação, a seguinte função deverá ser atendida:

$$p\{\} = p_{\text{crack}} = p\{\Delta r_{(R)} - \Delta r_{(S)}(t_{SL}) < 0\} < p_0 \quad (3.2)$$

onde:

$p\{\}$ = probabilidade de que a fissuração induzida pela carbonatação ocorra;

$\Delta r_{(R)}$ = Incremento máximo do raio da armadura induzido pela corrosão que pode ser acomodado pelo concreto sem formação de fissuras na superfície do concreto, em μm ;

$\Delta r_{(S)}(t_{SL})$ = Incremento do raio da barra de armadura pela corrosão, em μm ;

t_{SL} = vida útil de projeto, em anos;

p_0 = probabilidade de falha aceitável;

Uma função alternativa seria:

$$p\{\} = p_{\text{crack}} = p\{t_{SL} - t_{ini} - t_{prop} < 0\} < p_0 \quad (3.3)$$

onde:

$p\{\}$ = probabilidade de que a fissuração induzida pela carbonatação ocorra;

t_{SL} = vida útil de projeto, em anos;

t_{ini} = período de iniciação, em anos;

t_{prop} = período de propagação, em anos;

p_0 = probabilidade de falha aceitável;

As variáveis $\Delta r_{(R)}$ e $\Delta r_{(S)}(t_{SL})$ ou as variáveis t_{ini} e t_{prop} precisam ser definidas em termos probabilísticos.

As primeiras abordagens existem para definir as variáveis $\Delta r_{(S)}$, t_{SL} e $\Delta r_{(R)}$. Porém, a maioria dos modelos correspondentes são muito limitados, em consequência da insuficiente base de dados. A relação entre taxas de corrosão / qualidade do concreto / micro ambiente ainda não é quantificada em detalhes. Com isso, os modelos que se referem à taxa de corrosão da armadura e ao período de propagação ainda são limitados e precisam de maiores aprofundamentos.

3.2.2.2 Formato semi-probabilístico

Considerando como estado limite a despassivação da armadura, a Equação 3.4 deverá ser atendida:

$$a_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0 \quad (3.4)$$

onde:

a_d = valor de cálculo do cobrimento do concreto, em mm;

$x_{c,d}(t_{SL})$ = valor da profundidade da frente de carbonatação no tempo t_{SL} , em mm.

O valor de cálculo do cobrimento do concreto a_d é calculado do seguinte modo:

$$a_d = a_{nom} - \Delta a \quad (3.5)$$

a_{nom} = valor nominal do cobrimento do concreto, em mm;

Δa = margem de segurança do cobrimento do concreto, em mm.

A margem de segurança do cobrimento, Δa , serve para garantir que a grande maioria da espessura de cobrimento para a armadura seja maior do que o cobrimento mínimo especificado para a vida útil de projeto. Se caso não houver outro valor nas especificações assume-se $\Delta a = 10\text{mm}$.

O valor de cálculo da profundidade de carbonatação num momento t_{SL} é calculado da seguinte forma:

$$x_{c,d}(t_{SL}) = x_{c,c}(t_{SL}) \cdot \gamma_f \quad (3.6)$$

onde:

$x_{c,c}(t_{SL})$ = valor característico da profundidade de carbonatação no tempo t_{SL} , em mm.

Por exemplo: valor médio da profundidade de carbonatação;

γ_f = fator parcial de segurança da profundidade de carbonatação.

3.2.2.3 Abordagem com base em experiências satisfatórias anteriores

Dentro dessa abordagem, é feita a escolha da geometria (cobrimento da armadura), parâmetros de material (indiretamente ligados a características de difusão) e de execução (compactação e cura). Para determinados valores da vida útil de projeto, os requisitos básicos relativos ao cobrimento mínimo da armadura, valores limite para a composição do concreto (por exemplo: máxima relação a/c), limitação da largura da fissura e o nível mínimo de acabamento são dados na maioria das normas técnicas. Esse tipo de abordagem é o que está presente na maioria das normas técnicas e trabalha de acordo com a prescrição de valores para determinadas condições de exposição da estrutura e vida útil de projeto.

3.2.2.4 Abordagem de prevenção da deterioração

Geralmente, só é possível prevenir a despassivação da armadura se a resistência do concreto à carbonatação for infinita, se a resistência à corrosão da armadura for infinita ou não houver agressividade do ambiente. Portanto, é praticamente impossível que não ocorra a despassivação da armadura.

3.2.3 Durabilidade relacionada à carbonatação

3.2.3.1 Condições de exposição ao ambiente da estrutura e classes de agressividade ambiental

O *fib* Model Code (2010) apresenta algumas condições de exposição das estruturas. Essas condições estão apresentadas na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Categorias de exposição ambiental relacionadas a condições ambientais para estruturas de CA.

(Fonte: *fib* Model Code (2010)).

Categorias de exposição ambiental	Condições Ambientais
Nenhum risco para corrosão ou ataques.	Exposição a ambientes muito secos.
Corrosão por carbonatação.	Exposição ao ar e à umidade.
Corrosão por ataque de cloretos que não vem da água do mar.	Exposição à umidade e aos cloretos de outras fontes que não a água do mar (por exemplo, cloretos de agentes de degelo).
Corrosão por ataque de cloretos da água do mar.	Exposição à água do mar.
Degradação por congelamento e descongelamento.	Exposição à umidade e a ciclos de congelamento e descongelamento.
Ataques químicos.	Exposição a um ambiente químico agressivo, (por exemplo, componentes expostos a ambientes químicos agressivos ou atmosferas industriais agressivas).

O *fib* Model Code (2010) também diz que as condições de exposição ambiental podem ser classificadas em classes de exposição relacionadas às condições ambientais. Na Tabela 3-2 estão apresentadas as classes de exposição relacionadas às condições ambientais.

Tabela 3-2– Classes de exposição relacionadas às condições ambientais para concreto armado ou protendido de acordo com a norma ISO 22965-1 (Fonte: *fib* Model Code (2010)).

Classe de exposição	Condições ambientais e exemplos
Nenhum risco para corrosão ou ataques.	
X0	Exposição a ambientes muito secos, por exemplo: componentes dentro de edifícios com umidade do ar muito baixa e sem risco de corrosão ou ataque.
Corrosão por carbonatação.	
XC1	Exposição a ambientes secos ou permanentemente úmidos, por exemplo: interior de edifícios com baixa umidade do ar, componentes permanentemente submersos na água.
XC2	Exposição a ambientes úmidos ou raramente secos, por exemplo: superfícies sujeitas a contato de água em longo prazo, fundações.
XC3	Exposição a ambientes úmidos ou que passam por ciclos de molhagem e secagem, por exemplo: componentes dentro de edifícios com umidade de ar moderada ou alta, exterior de edifícios protegidos da chuva.
Corrosão por ataque de cloretos que não vem da água do mar.	
XD1	Exposição a ambientes úmidos moderados e cloretos de outras fontes que não a água do mar, por exemplo: superfícies expostas a cloretos no ar.
XD2	Exposição a ambientes úmidos ou raramente secos e cloretos de outras fontes que não a água do mar.
XD3	Exposição a ambientes úmidos ou que passam por ciclos de molhagem e secagem e cloretos de outras fontes que não a água do mar, por exemplo: pavimentos, lajes de estacionamento, componentes expostos à pulverização contendo cloretos.
Corrosão por ataque de cloretos da água do mar.	
XS1	Exposição ao sal presente no ar, mas não em contato direto com a água do mar, por exemplo: superfícies próximas ao mar.
XS2	Exposição à saturação permanente na água do mar, por exemplo: componentes de estruturas marinhas permanentemente submersas na água do mar.
XS3	Exposição à água do mar em zonas de maré, de respingos e de pulverização, por exemplo: componentes de estruturas marinhas.
Degradação por congelamento e descongelamento.	
XF1	Exposição a ciclos de congelamento/descongelamento e saturação de água moderada sem agente de degelo, por exemplo: superfícies verticais expostas à chuva e congelamento.
XF2	Exposição a ciclos de congelamento/descongelamento e saturação de água moderada em combinação com agente de degelo, por exemplo: superfícies verticais de estruturas de estradas expostas ao congelamento e agentes de descongelamento no ar.
XF3	Exposição a ciclos de congelamento/descongelamento e elevada saturação de água sem agente de degelo, por exemplo: superfícies horizontais expostas à chuva e ao congelamento.
XF4	Exposição a ciclos de congelamento/descongelamento e elevada saturação de água em combinação com agente de degelo, por exemplo: Pavimentos de rodovias e pontes expostos a agentes de degelo; superfícies expostas à pulverização direta contendo agentes de degelo e congelamento; respingos de estruturas marinhas expostas ao congelamento.
Ataques químicos.	
XA1	Exposição a ambientes químicos de agressividade baixa.
XA2	Exposição a ambientes químicos de agressividade moderada.
XA3	Exposição a ambientes químicos de agressividade alta.

3.2.3.2 Transporte de líquidos e gases no concreto endurecido

Outro fator referente à durabilidade das estruturas é o transporte de líquidos e gases no concreto endurecido. Esse fenômeno é responsável pela maioria dos casos de deterioração das armaduras. Líquidos, gases ou íons podem ser transportados em concreto endurecido pelos mecanismos da permeabilidade, difusão, capilaridade e por modos mistos de mecanismos de transporte. As características de transporte são difíceis de prever, uma vez que podem variar de acordo com várias variáveis e dependem da composição do concreto (relação a/c), do tipo de materiais (cimento, adições pozolânicas), idade, cura e teor de umidade do concreto.

3.3 ACI 365: Service Life Prediction - State of the art report (2000)

O ACI 365-00 é um documento de recomendações técnicas que possui informações de extrema relevância no que diz respeito à vida útil de estruturas de CA, apresentando, da mesma forma que o *fib* Model Code (2010), tendências futuras. Diferentemente das normas regulamentadoras, o ACI 365-00 possui uma maior abrangência no assunto de previsão da vida útil, e, dessa forma, pode ser considerada mais completa para o conhecimento de projetistas e executores e de extrema importância no que tange a evolução do conhecimento e da qualidade dos empreendimentos. Nas seções a seguir serão apresentadas informações referentes ao tratamento do processo de carbonatação de acordo com o ACI 365-00.

3.3.1 Vida Útil e Durabilidade

Os termos vida útil e durabilidade são muitas vezes utilizados de maneira errada ou trocada. Durabilidade é a capacidade de manutenção de funcionalidade da estrutura ou componente estrutural acima de determinado tempo. Funcionalidade é visto como a capacidade de uma determinada estrutura ou elemento estrutural atender as funções a que foi projetado e construído.

Vida Útil é o período de tempo após a instalação (para as estruturas de CA, após a concretagem) que todas as propriedades do material funcionem atendendo valores mínimos aceitáveis quando uma rotina é mantida. Três tipos de vida útil são definidos: a vida útil técnica é o tempo em serviço até que um estado definido inaceitável seja atingido, como o desprendimento de concreto, nível de segurança abaixo do aceitável ou falha de elementos; a vida útil funcional é o tempo de serviço até que a estrutura deixe de satisfazer os requisitos

funcionais ou se torne obsoleta devido a mudanças nos requisitos funcionais, como por exemplo: necessidade de resistir cargas mais elevadas de eixos e rodas ou de realização do alargamento da estrada; a vida útil econômica é o tempo em serviço até que a substituição da estrutura (ou parte dela) seja economicamente mais vantajosa do que mantê-la em serviço.

Para prever a vida útil de estruturas ou elementos de concreto, deve-se definir o fim da vida útil. Por exemplo, o fim de vida pode ser definido como:

- A segurança estrutural é inaceitável devido à degradação do material ao exceder a capacidade de carga de projeto;
- Grave degradação do material, como por exemplo, processo de corrosão da armadura devido ao processo de carbonatação;
- Os requisitos de manutenção excedem os limites de recursos disponíveis;
- A estética torna-se inaceitável; ou
- A capacidade funcional da estrutura já não é suficiente para uma demanda, tal como um estádio de futebol com uma capacidade de assentos insuficiente.

3.3.2 Abordagens para previsão da vida útil de novas estruturas de concreto

3.3.2.1 Previsões baseadas na experiência

O ACI 365-00, da mesma forma que o *fib* Model Code (2010), apresenta a abordagem para previsão de vida útil baseada em experiências satisfatórias anteriores. Previsões semiquantitativas da vida útil do concreto são baseadas no conhecimento acumulado de laboratório e testes de campo e experiências. Presume-se que se o concreto é feito seguindo as diretrizes e práticas padrão da indústria, ele terá a vida útil necessária. Esta abordagem é feita quando se torna necessário prever a vida útil do concreto de forma que a durabilidade seja maior do que a que se tem experiência ou para novos ambientes agressivos e materiais utilizados. Vários exemplos foram analisados usando esta abordagem com a conclusão de que a experiência ou avaliações qualitativas de durabilidade não formam uma base confiável para as previsões de vida útil e são apenas estimativas.

3.3.2.2 Previsões baseadas na comparação de desempenho

A abordagem comparativa não tem sido comumente usada para concreto, mas com uma população crescente de estruturas de concreto antigas sua utilização aumentará. Nesta abordagem, presume-se que se o concreto tem sido durável por certo tempo, um concreto semelhante exposto a um ambiente semelhante tem a mesma vida útil. Um problema com esta abordagem é que cada estrutura de concreto tem certa singularidade devido à variabilidade de materiais, geometria, práticas de construção, exposição a cargas e ambientes. Além disso, ao longo dos anos, as propriedades dos materiais de concreto mudaram. Por exemplo, os Cimentos Portland são mais finos hoje do que era há 40 anos para conseguir maior resistência em menor tempo. Isto resulta em um concreto com menor densidade e maior permeabilidade. Outro problema com a abordagem de comparação é a diferença nos microclimas (ambiente na superfície do concreto) que pode ter efeitos imprevistos na durabilidade do concreto. Em contrapartida, os avanços em aditivos químicos e adições minerais levaram ao desenvolvimento e uso de concreto com melhor desempenho e durabilidade. Portanto, comparar a durabilidade de concreto antigo e novo não é simples, mesmo quando as condições são bem semelhantes.

3.3.2.3 Testes acelerados

A maioria dos testes de durabilidade para estruturas de CA utilizam carregamentos elevados ou ambientes mais agressivos, como uma maior concentração de reagentes, temperatura e umidade, para acelerar a degradação. Programas de testes acelerados, se devidamente projetados, executados e interpretados, podem ajudar a prever o desempenho e a vida útil do concreto. Testes acelerados têm sido propostos como um método para a previsão da vida de vários tipos de materiais de construção. O mecanismo de degradação no ensaio acelerado deve ser o mesmo que o responsável pela deterioração em serviço. Se a degradação prossegue a uma taxa proporcional pelo mesmo mecanismo em ensaios de envelhecimento acelerado e em serviço em longo prazo, pode obter-se um fator de aceleração K , a partir de:

$$K = \frac{R_{AT}}{R_{LT}} \quad (3.9)$$

onde:

R_{AT} = Taxa de degradação em testes acelerados;

R_{LT} = Taxa de degradação em serviço em longo prazo;

Se a relação entre as taxas for não-linear, então a modelagem matemática do mecanismo de degradação é recomendada para estabelecer a relação.

Uma dificuldade no uso de testes acelerados na previsão da vida útil é a falta de dados em longo prazo sobre o desempenho em serviço do concreto como requerido na Equação 3.9. Testes acelerados, no entanto, podem fornecer informações sobre a degradação do concreto que é necessário para resolver modelos matemáticos para prever vida útil de serviço.

3.3.2.4 Modelos matemáticos

Modelos matemáticos não são melhores do que sua base conceitual subjacente, portanto qualquer solução calculada usando um modelo tem incertezas associadas, bem como os parâmetros materiais e ambientais. Vários modelos foram desenvolvidos para prever a vida útil do concreto submetido a processos de degradação como corrosão, ataque de sulfato, lixiviação e danos por congelamento e descongelamento. Muitos dos processos de degradação do concreto, excluindo os causados por cargas mecânicas, estão associados com a intrusão no concreto de água, sais ou gases. Para tais processos, modelos matemáticos que predizem a vida útil podem ser desenvolvidos considerando a taxa de intrusão de meios agressivos em concreto e a taxa de reações químicas e processos físicos. Há que se ressaltar que o ACI 365-00 alerta para o fato de que em muitas situações tais modelos não avaliam com precisão a vida útil da estrutura de CA.

3.3.2.5 Modelos probabilísticos

O uso de conceitos probabilísticos na elaboração de previsões de vida útil dos materiais de construção tem sido explorado por vários pesquisadores. Modelos de vida útil usando métodos probabilísticos baseiam-se na premissa de que a vida útil não pode ser precisamente prevista. Um grande número de fatores afeta a vida útil do concreto, e suas interações não são bem conhecidas. Esses fatores incluem o grau de aderência às especificações do projeto, a variabilidade nas propriedades do concreto endurecido, a aleatoriedade do ambiente em

serviço e a resposta de um material aos microclimas. Duas abordagens probabilísticas são: o método de confiabilidade e a combinação de modelos estatísticos e determinísticos.

O método de confiabilidade combina os princípios do teste de degradação acelerada com conceitos probabilísticos na previsão da vida útil. Como é típico de qualquer material de engenharia, corpos de prova de concreto idênticos expostos às mesmas condições têm distribuições de tempo para falha. O método de confiabilidade leva em consideração essas distribuições. É necessário testar vários corpos de prova para obter a distribuição.

Muitas vezes, os modelos estatísticos são combinados com modelos determinísticos. Por exemplo, a média de vida útil dos edifícios pode ser prevista utilizando valores médios para os parâmetros em modelos determinísticos que foram desenvolvidos. O desvio padrão da vida útil também é calculado usando a expressão:

$$\sigma^2(t_1) = \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial t_1}{\partial x_j} \cdot x_j \right)^2 \quad (3.10)$$

onde:

$\sigma(t_1)$ = Desvio padrão da vida útil;

$\sigma(x_j)$ = Desvio padrão das variáveis x_j que afetam a vida útil;

$\partial t_1 / \partial x_j$ = Derivada parcial de t_1 em função de x_j ;

n = Número de variáveis.

As derivadas parciais, $\partial t_1 / \partial x_j$, são calculadas para os valores médios das variáveis probabilísticas. Nesta abordagem, assume-se que as variáveis x_j são independentes uma da outra. Em vez de distribuições normais, recomendam-se distribuições lognormais para representar as distribuições da vida útil.

3.4 JSCE 17: Standard Specifications for Concrete Structures – Maintenance (2007)

Da mesma forma que o ACI 365-00, o JSCE 17 (2007) apresenta recomendações técnicas para estruturas de concreto. Nas seções a seguir será apresentado o que o documento traz de informações em relação à fase de iniciação do processo de carbonatação e previsão da profundidade de carbonatação.

3.4.1 Carbonatação

Carbonatação em estruturas de CA significa a reação do CO₂ e hidróxidos presentes no cimento, como resultado da penetração do CO₂ do ar no concreto, o que faz com que o valor do pH nos poros do concreto caia. A carbonatação destrói a película passivadora da superfície da armadura e a corrosão se inicia com a presença de oxigênio e umidade. A corrosão do aço induz então a fissuração, o deslocamento do cobrimento de concreto e a redução da capacidade de carga da estrutura. O processo da carbonatação reage com todos os tipos de hidróxidos, sendo o principal deles o hidróxido de cálcio (Ca(OH₂)). Sabe-se também que a alteração da estrutura dos poros no cimento endurecido provoca a alteração da resistência superficial e redução da porosidade devido à carbonatação.

3.4.2 Previsão da profundidade de carbonatação

A previsão da profundidade carbonatação deve ocorrer considerando a qualidade do concreto e o ambiente em que a estrutura está inserida. O progresso da carbonatação pode ser previsto pelos seguintes métodos:

- Regra da \sqrt{t} ;
- Uso de testes acelerados;
- Uso de modelos físico-químicos.

A previsão da profundidade de carbonatação é importante para a previsão da fase de iniciação do processo. A profundidade de carbonatação é determinada pela velocidade em que o CO₂ penetra e reage no concreto e a capacidade de manutenção do pH nos poros do concreto. A velocidade de penetração do CO₂ é afetada pela qualidade do cimento endurecido e porosidade. Assim, o cimento, as misturas, o tipo de agregado, a relação *a/c* (relação

água/aglomerante) e o grau de hidratação do aglomerante afetam a profundidade de carbonatação como variáveis construtivas. O CO₂ penetra a uma taxa muito mais baixa na fase líquida do que na fase gasosa. Nos casos em que os poros são totalmente preenchidos com água, a profundidade de carbonatação pode ser ignorada. Em condições muito secas, por outro lado, não ocorre a reação de carbonatação. Então, a taxa de carbonatação é afetada pelo teor de água do concreto, temperatura, umidade, exposição à chuva e concentração de CO₂ e esses fatores devem ser levados em consideração como condições ambientais. A capacidade de manutenção do pH da água nos poros do concreto é determinada pela quantidade de hidróxido de cálcio (reserva alcalina). Em seguida, o cimento, o tipo de mistura, a relação *a/c*, o teor de cimento e o grau de hidratação do aglomerante afetam a taxa de carbonatação. Os efeitos devem ser avaliados adequadamente para a previsão.

3.4.2.1 Regra da \sqrt{t}

De acordo com o JSCE 17 (2007), várias pesquisas confirmam que a profundidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo.

$$y = b\sqrt{t} \quad (3.11)$$

onde:

y = profundidade de carbonatação, em mm;

t = período de exposição, em anos;

b = coeficiente de carbonatação, em mm/ano^{1/2};

Nos casos em que a profundidade de carbonatação foi medida, o coeficiente de carbonatação deve ser obtido com base na medição para a previsão subsequente. O coeficiente de carbonatação pode ser obtido principalmente usando os dados de uma medição. No entanto, para aumentar a confiabilidade, o coeficiente deve ser calculado pelo método dos mínimos quadrados, após duas ou três medições, por ano, nos anos posteriores. Nos casos em que a profundidade de carbonatação e o coeficiente de carbonatação variam muito de acordo com o local de medição em uma estrutura, a taxa de carbonatação pode variar de região para região.

Se não houver resultados de investigação disponíveis, a profundidade de carbonatação deve ser prevista usando uma equação confiável para calcular a taxa de carbonatação adequadamente, considerando os materiais, as proporções de mistura de concreto e as condições ambientais sob as quais a estrutura está em serviço. Conforme descrito no Capítulo 2 e na seção anterior, a profundidade de carbonatação está sujeita a vários fatores. A maioria das equações para o cálculo da taxa de carbonatação usa relação *a/c* (relação água/aglomerante) e resistência à compressão como indicadores de qualidade do concreto. Para prever a profundidade de carbonatação, é desejável a utilização de uma equação para os mesmos materiais, proporções de mistura e condições ambientais como as da estrutura em estudo. Se não houver essa equação disponível, a seguinte equação pode ser adotada:

$$y = (-3,57 + 9,00W / B)\sqrt{t} \quad (3.12)$$

onde:

W/B = Relação água/aglomerante

= $W/(C_p + kAd)$;

W = quantidade de água;

B = quantidade de aglomerante;

C_p = quantidade de Cimento Portland;

Ad = quantidade de adições;

k = coeficiente do efeito da adição:

Cinza volante: $k = 0$.

Escória de alto forno: $k = 0,7$.

3.4.2.2 Uso de testes acelerados

O teste acelerado é utilizado para avaliar a profundidade de carbonatação em um curto período de tempo. A avaliação é, contudo, difícil porque o fator de aceleração (razão entre a profundidade de carbonatação nos ensaios acelerados e a condição natural) depende dos materiais, das proporções da mistura, das condições de cura iniciais antes do início da aceleração e das dimensões dos corpos de prova. Deve ser confirmado que a profundidade de carbonatação no ensaio acelerado não excede a da condição natural.

3.4.2.3 Uso de modelos físico-químicos

Métodos foram recentemente desenvolvidos para modelagem da movimentação e reação das substâncias envolvidas no processo da carbonatação (por exemplo: CO₂, água e hidróxido de cálcio) e, dessa forma, prever o avanço da frente de carbonatação por cálculos numéricos. Os métodos são utilizados para previsão da profundidade de carbonatação e para aumento da eficiência de manutenção, porém, só se obtém resultados que representam a realidade se os parâmetros necessários para o cálculo sejam especificados de maneira satisfatória. Esses parâmetros devem ser determinados com base no resultado de vários testes.

3.5 NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de Concreto – Procedimento (2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta recomendações prescritivas para atender exigências referentes à vida útil das estruturas de CA. Esta seção apresenta definições e recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) para os efeitos do meio ambiente em estruturas de CA.

3.5.1 Vida útil de projeto

Por vida útil de projeto, entende-se 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 conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimentação.

3.5.2 Agressividade do ambiente

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que a agressividade do ambiente está relacionada com as ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas em estudo. Ela independe das ações mecânicas, variação de volume devido à temperatura, da retração hidráulica, dentre outras. Abaixo serão mostrados alguns procedimentos e valores a serem adotados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) a fim de minimizar os efeitos da agressividade do ambiente.

3.5.2.1 Classes de agressividade ambiental

A NBR 6118 (ABNT, 2014) divide em quatro classes a agressividade ambiental (Tabela 3-3). A classe I é em ambiente rural ou submersa, onde a agressividade é fraca e o risco de deterioração da estrutura é insignificante. A classe II é em ambiente urbano onde a agressividade é moderada e o risco de deterioração é pequeno. Já as classes III e IV apresentam o risco de deterioração grande e elevado, respectivamente.

Tabela 3-3 – Classes de agressividade ambiental (Fonte: ABNT, 2014)

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

3.5.2.2 Cobrimento da armadura

O cobrimento também é outro fator importante para retardar os efeitos da agressividade ambiental, principalmente para evitar a despasseificação da armadura. A Tabela 3-4 apresenta os cobrimentos recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) de acordo com cada classe de agressividade ambiental e o tipo de elemento estrutural.

Tabela 3-4 – Cobrimento nominal exigido devido à classe de agressividade ambiental (Fonte: ABNT, 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

3.5.2.3 Qualidade do concreto

A NBR 6118 (ABNT, 2014) faz exigências a respeito da qualidade do concreto a ser utilizado e o controle de qualidade da execução do projeto e da obra. São observações referentes à drenagem, fissuração, detalhamento das armaduras, inspeção da qualidade do cimento e a relação água/cimento.

A NBR 12655 (ABNT, 2015) está diretamente relacionada à NBR 6118 (ABNT, 2014), quando o assunto é durabilidade das estruturas. A NBR 12655 apresenta informações mais completas referentes ao assunto da qualidade do concreto.

A NBR 12655 (ABNT, 2015) preconiza que para garantir a durabilidade de uma estrutura de CA, a relação *a/c* deve ser dada de acordo com a classe de agressividade ambiental. A relação *a/c* contribui na redução da porosidade do concreto e na resistência. A relação *a/c*, classe de concreto e consumo de Cimento Portland por metro cúbico de concreto a serem utilizadas de acordo com o tipo de estrutura e da classe de agressividade ambiental estão apresentadas na Tabela 3-5.

Tabela 3-5 – Relação *a/c*, classe de concreto e consumo de Cimento Portland exigido devido à classe de agressividade ambiental e o tipo de estrutura (Fonte: ABNT, 2015)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de Cimento Portland por metro cúbico de concreto kg/m ³	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

CA Componentes e elementos estruturais de concreto armado.
 CP Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

3.6 ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14) (2014)

3.6.1 Durabilidade

A durabilidade do concreto é impactada pela resistência à penetração do fluido. Isto é afetado principalmente pela relação a/c e a composição de materiais de cimento utilizados no concreto. Para uma determinada relação a/c , o uso de cinzas volantes, cimento de escória, ou uma combinação destes materiais normalmente aumentará a resistência do concreto à penetração de fluido e, assim, melhorará a durabilidade do concreto. O ACI 318-14 coloca ênfase na influência da relação a/c para alcançar baixa permeabilidade para atender aos requisitos de durabilidade.

Como é difícil verificar com precisão a relação a/c do concreto, o valor selecionado da resistência especificada do concreto (f_c') deve ser consistente com a máxima relação a/c necessária para a durabilidade. A seleção de um f_c' que seja consistente com o máximo permitido da relação a/c requerido para a durabilidade permitirá que os resultados dos ensaios de resistência sejam utilizados como substitutos para a relação a/c e assim ajudar a assegurar que a máxima relação a/c não seja excedida no campo.

Conforme indicado na nota de rodapé da Tabela 3-7, os limites máximos da relação a/c não são especificados para o concreto leve, porque a quantidade de água de mistura que é absorvida pelos agregados do concreto leve torna o cálculo da relação a/c incerto. Portanto, a exigência de um f_c' mínimo é usada para garantir uma pasta de cimento de alta qualidade.

As categorias de exposição definidas na Tabela 3-6 são subdivididas em classes de exposição, dependendo da gravidade da exposição. Os requisitos associados ao concreto em relação às classes de exposição serão apresentados. O ACI 318-14 não inclui disposições para exposições especialmente graves, como ácidos ou temperaturas elevadas.

3.6.2 Categorias de exposição e classes

O projetista licenciado deve atribuir classes de exposição de acordo com a severidade da exposição antecipada dos elementos de concreto armado para cada categoria de exposição na Tabela 3-6.

Tabela 3-6 – Categorias de exposição e classes (Fonte: ACI 318, 2014)

Categoria	Classe	Condição	
Congelamento e descongelamento (F)	F0	Concreto não exposto a ciclos de congelamento e descongelamento.	
	F1	Concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento com exposição limitada à água.	
	F2	Concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento com exposição frequente à água.	
	F3	Concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento com exposição frequente à água e exposição a produtos químicos de degelo.	
Sulfato (S)		Sulfato (SO_4^{2-}) solúvel em água no solo, por cento em massa [1].	Sulfato (SO_4^{2-}) dissolvido em água, ppm [2].
	S0	$\text{SO}_4^{2-} < 0,10$	$\text{SO}_4^{2-} < 0,150$
	S1	$0,10 \leq \text{SO}_4^{2-} < 0,20$	$150 \leq \text{SO}_4^{2-} < 1500$ Ou água do mar
	S2	$0,20 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 2,00$	$1500 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 10000$
	S3	$\text{SO}_4^{2-} > 2,00$	$\text{SO}_4^{2-} > 10000$
Em contato com a água (W)	W0	Concreto seco em serviço. Concreto em contato com água e baixa permeabilidade não é necessário.	
	W1	Concreto em contato com água e baixa permeabilidade.	
Proteção contra a corrosão da armadura (C)	C0	Concreto seco ou protegido da umidade.	
	C1	Concreto exposto à umidade, mas não a uma fonte externa de cloretos.	
	C2	Concreto exposto à umidade e uma fonte externa de cloretos de produtos químicos de degelo, sal, água salobra, água do mar, ou respingos a partir dessas fontes.	

[1] A percentagem de sulfato em massa no solo deve ser determinada pela norma ASTM C1580.

[2] A concentração de sulfatos dissolvidos em água, em ppm, deve ser determinada pela norma ASTM D516 ou ASTM D4130.

O Código aborda quatro categorias de exposição que afetam os requisitos de concreto para garantir durabilidade adequada:

- A categoria de exposição F aplica-se ao concreto exterior que é exposto à umidade e ciclos de congelamento e descongelamento, com ou sem produtos químicos de degelo.
- A categoria de Exposição S aplica-se ao concreto em contato com o solo ou água contendo quantidades deletérias de íons sulfato solúvel em água.
- A categoria de exposição W aplica-se ao concreto em contato com a água, mas não exposto ao congelamento e descongelamento, cloretos ou sulfatos.
- A categoria de exposição C aplica-se ao concreto exposto a condições que necessitam de proteção adicional contra a corrosão da armadura.

A agressividade da exposição dentro de cada categoria é definida por classes com valores numéricos crescentes que representam condições de exposição cada vez mais severas. Uma classificação de 0 é atribuída se a gravidade da exposição tiver um efeito insignificante ou a categoria de exposição não se aplica ao membro.

A categoria de exposição F é subdividida em quatro classes de exposição:

- A classe de exposição F0 é atribuída ao concreto que não será exposto a ciclos de congelamento e descongelamento.

- A classe de exposição F1 é atribuída ao concreto que será exposto a ciclos de congelamento e descongelamento e que terá uma exposição limitada à água. A exposição limitada à água implica algum contato com a absorção de água, porém, não se prevê que o concreto absorva água suficiente para se tornar saturado. O projetista licenciado deve rever cuidadosamente as condições de exposição para apoiar a decisão de que o concreto não sature antes de congelar. Mesmo que o concreto nesta classe de exposição não esteja saturado, é necessário um conteúdo de ar incorporado mínimo de 3,5 a 6 por cento para reduzir o potencial de danos no caso de partes do componente de concreto ficar saturadas.

- A classe de exposição F2 é atribuída ao concreto que será exposto a ciclos de congelamento e descongelamento e que terá exposição frequente à água. A exposição frequente à água implica que algumas partes do concreto absorverão água suficiente, de modo que com o tempo elas terão o potencial de estarem saturadas antes de congelar. Se houver dúvida sobre se atribuir Classes de Exposição F1 ou F2 a um membro, a opção mais conservadora, F2, deve ser selecionada. As classes de exposição F1 e F2 são condições em que não se prevê a exposição a produtos químicos de degelo.

- A classe de exposição F3 é atribuída ao concreto que será exposto a ciclos de congelamento e descongelamento com o mesmo grau de exposição à água que a classe de exposição F2. Além disso, o concreto da Classe de Exposição F3 deverá ser exposto a produtos químicos de degelo.

A categoria de exposição S é subdividida em quatro classes de exposição:

- A classe de exposição S0 é atribuída a condições em que a concentração de sulfato solúvel em água em contato com o concreto é baixa e o ataque de sulfato nocivo não é uma preocupação.

- Classes de exposição S1, S2 e S3 são atribuídas para elementos estruturais de concreto em contato direto com sulfatos solúveis no solo ou na água. A gravidade da exposição aumenta

da classe de exposição S1 para S3 com base no valor mais crítico da concentração de sulfato solúvel em água medida no solo ou na concentração de sulfato dissolvido em água. A exposição à água do mar é classificada como classe de exposição S1.

A categoria de exposição W é subdividida em duas classes de exposição:

- Os elementos são atribuídos à classe de exposição W0 se estiverem secos em serviço ou em contato com água, mas não existem requisitos específicos para a baixa permeabilidade.
- Os elementos são atribuídos à classe de exposição W1 se houver necessidade de concreto com baixa permeabilidade à água e a penetração de água no concreto pode reduzir a durabilidade do elemento. Um exemplo é uma parede de fundação abaixo do lençol freático.

A categoria de exposição C é subdividida em três classes de exposição:

- A classe de exposição C0 é atribuída se as condições de exposição não exigirem proteção adicional contra o início da corrosão do reforço.
- As classes de exposição C1 e C2 são atribuídas a elementos de concreto em função do grau de exposição a fontes externas de umidade e de cloretos em serviço. Exemplos de exposições a fontes externas de cloretos incluem concreto em contato direto com produtos químicos de degelo, sal, água salgada, água salobra, água do mar, ou respingos a partir dessas fontes.

3.6.3 Requisitos para misturas de concreto

Com base nas classes de exposição atribuídas a partir da Tabela 3-6, misturas de concreto devem ser conformes com as exigências mais restritivas na Tabela 3-7. As Tabelas 3-8, 3-9 e 3-10 complementam as informações contidas na tabela 3-7 de acordo com o ACI 318-14.

Tabela 3-7 – Requisitos para misturas de concreto de acordo com a classe de exposição (Fonte: ACI 318, 2014)

Classes de Exposição	Relação <i>a/c</i> máxima ^[1]	<i>fc'</i> mínimo, MPa	Requisitos adicionais			Limites de materiais cimentícios
			Teor de ar			
F0	N/A	17	N/A			N/A
F1	0,55	24	Tabela 3-8			N/A
F2	0,45	31	Tabela 3-8			N/A
F3	0,40 ^[2]	35 ^[2]	Tabela 3-8			Tabela 3-9
			Materiais Cimentícios ^[3] - Tipos			Adição de cloreto de cálcio
			ASTM C150M	ASTM C595M	ASTM C1157M	
S0	N/A	17	Sem restrições	Sem restrições	Sem restrições	Sem restrições
S1	0,50	28	II ^[4] [5]	Tipos IP, IS, ou IT com designação (MS)	MS	Sem restrição
S2	0,45	31	V ^[5]	Tipos IP, IS, ou IT com designação (HS)	HS	Não é permitido
S3	0,45	31	V mais cimento de pozolana ou de escória ^[6]	Tipos IP, IS, ou IT com designação (HS) mais cimento de pozolana ou de escória ^[6]	HS mais cimento de pozolana ou de escória ^[6]	Não é permitido
W0	N/A	17	Nenhum			
W1	0,50	28	Nenhum			
			Teor máximo de íons cloreto (Cl ⁻) solúveis em água contidos no concreto, por cento em peso de cimento ^[7]		Informações adicionais	
			Concreto não protendido	Concreto Protendido		
C0	N/A	17	1,00	0,06	Nenhuma	
C1	N/A	17	0,30	0,06		
C2	0,40	35	0,15	0,06	Cobrimento do concreto ^[8]	

^[1] Os limites máximos da relação *a/c* na Tabela 3-7 não se aplicam ao concreto leve.

^[2] Para o concreto simples, o máximo da relação *a/c* deve ser 0,45 e o mínimo *fc'* deve ser de 31 MPa.

^[3] São permitidas combinações alternativas de materiais cimentícios apresentadas na Tabela 3-7 quando testadas quanto à resistência ao sulfato e que satisfaçam os critérios da Tabela 3-10.

^[4] Para a exposição à água do mar, são permitidos outros tipos de cimentos portland com teor em aluminato tricálcico (C₃A) até 10% se a relação *a/c* não exceder 0,40.

^[5] Outros tipos de cimento disponíveis, como o Tipo I ou o Tipo III, são permitidos nas Classes de Exposição S1 ou S2 se o teor de C₃A for inferior a 8% para a Classe de Exposição S1 ou inferior a 5% para a Classe de Exposição S2.

^[6] A quantidade específica de pozolana ou cimento de escória a ser utilizado deve ser pelo menos a quantidade que foi determinada pelo registro de serviço para melhorar a resistência ao sulfato quando utilizado em concreto contendo cimento tipo V. Em alternativa, a quantidade da fonte específica de pozolana ou de cimento de escória a utilizar deve ser pelo menos a quantidade ensaiada em conformidade com a norma ASTM C1012M e que satisfaça os critérios Tabela 3-10.

^[7] O teor de íons cloreto solúvel em água que é contribuído a partir dos ingredientes incluindo água, agregados, materiais cimentícios e aditivos deve ser determinado na mistura de concreto pela ASTM C1218M com idade entre 28 e 42 dias.

^[8] O cobrimento do concreto deve estar em conformidade com a seção 3.5.4.

Tabela 3-8 – Teor total de ar para o concreto exposto a ciclos de congelamento e descongelamento (Fonte: ACI 318, 2014)

Tamanho máximo nominal do agregado, mm	Teor de ar alvo, %	
	F1	F2 e F3
9,5	6	7,5
12,5	5,5	7
19,0	5	6
25,0	4,5	6
37,5	4,5	5,5
50,0	4	5
75,0	3,5	4,5

Tabela 3-9 – Limites dos materiais cimentícios para o concreto atribuído à classe de exposição F3 (Fonte: ACI 318, 2014)

Materiais Cimentícios	Porcentagem máxima de materiais cimentícios totais em massa
Cinzas volantes ou outras pozolanas de acordo com ASTM C618.	25
Cimento de escória de acordo com ASTM C989M.	50
Sílica ativa em conformidade com ASTM C1240.	10
Total de cinzas volantes ou outras pozolanas e sílica ativa.	35
Total de cinzas volantes ou outras pozolanas, cimento de escória e sílica ativa.	50

Tabela 3-10 – Limites dos materiais cimentícios para o concreto atribuído à classe de exposição F3 (Fonte: ACI 318, 2014)

Classe de exposição	Esforço de expansão máximo se testado usando ASTM C1012M		
	Aos 6 meses	Aos 12 meses	Aos 18 meses
S1	0,10 %	Nenhuma exigência	Nenhuma exigência
S2	0,05 %	0,10 % ^[1]	Nenhuma exigência
S3	Nenhuma exigência	Nenhuma exigência	0,10 %

[1] O limite de expansão de 12 meses aplica-se apenas se a expansão medida exceder o limite máximo de expansão de 6 meses.

3.6.4 Cobrimento da armadura

Da mesma forma que a NBR 6118:2014, o ACI 318-14 também prescreve o cobrimento necessário para cada situação e elemento estrutural. As Tabelas 3-11, 3-12 e 3-13 trazem os valores dos cobrimentos exigidos pela norma.

Os elementos de concreto não protendido lançado no local devem ter cobrimento especificado para a armadura, pelo menos, conforme indicado na Tabela 3-11.

Tabela 3-11 – Cobrimentos para elementos de concreto não protendido lançado no local (Fonte: ACI 318, 2014)

Exposição do Concreto	Elemento Estrutural	Armadura	Cobrimento Mínimo, mm
Lançado contra e permanentemente em contato com terra	Todos	Todas	75
Exposto ao tempo ou em contato com o solo	Todos	Barras com diâmetro de 19 mm até 57 mm	50
		Barras com diâmetro de 16 mm, fios MW200 ou MD200 e menores	40
Não exposto ao tempo ou em contato com o solo	Lajes e paredes	Barras com diâmetro de 43 mm até 57 mm	40
		Barras com diâmetro de 36 mm ou menores	20
	Vigas e pilares	Armadura longitudinal, estribos e espirais	40

Os elementos de concreto protendido lançados no local devem ter um cobrimento especificado para a armadura, tubos e acessórios de extremidade, pelo menos, conforme indicado na Tabela 3-12.

Tabela 3-12 – Cobrimentos para elementos de concreto protendido lançado no local (Fonte: ACI 318, 2014)

Exposição do Concreto	Elemento Estrutural	Armadura	Cobrimento Mínimo, mm
Lançado contra e permanentemente em contato com terra	Todos	Todas	75
Exposto ao tempo ou em contato com o solo	Lajes, vigas e paredes	Todas	25
	Todos os outros	Todas	40
Não exposto ao tempo ou em contato com o solo	Lajes e paredes	Todas	20
			40
	Vigas e pilares	Reforço primário	25
		Estribos e espirais	

Os elementos de concreto não protendido e protendidos pré-moldados devem ter um cobrimento especificado para a armadura, tubos e acessórios de extremidade, pelo menos, conforme indicado na Tabela 3-13.

Tabela 3-13 – Cobrimentos para elementos de concreto não protendido e protendido pré-moldados (Fonte: ACI 318, 2014)

Exposição do Concreto	Elemento Estrutural	Armadura	Cobrimento Mínimo, mm
Exposto ao tempo ou em contato com o solo	Paredes	Barras com diâmetro de 43 mm e 57 mm; cordoalhas com diâmetro acima de 40 mm	40
		Barras com diâmetro de 36 mm e menores, fios MW200 ou MD200 e menores; cordoalhas com diâmetro de 40 mm e menores	20
	Todos os outros	Barras com diâmetro de 43 mm e 57 mm; cordoalhas com diâmetro acima de 40 mm	50
		Barras com diâmetro de 19 mm até 36 mm; cordoalhas com diâmetro acima de 16 mm e até 40 mm	40
		Barras com diâmetro de 19 mm, fios MW200 ou MD200 e menores; cordoalhas com diâmetro abaixo de 16 mm	30
	Não exposto ao tempo ou em contato com o solo	Lajes e paredes	Barras com diâmetro de 43 mm e 57 mm; cordoalhas com diâmetro acima de 40 mm
Cordoalhas com diâmetro de 40 mm e menores			20
Barras com diâmetro de 36 mm, fios MW200 ou MD200 e menores.			16
Vigas e pilares		Armadura longitudinal	Maior entre db e 16 e não precisa exceder 40
		Estribos e espirais	10

3.7 Sumário

Neste capítulo foram apresentados o *fib* Model Code (2010), o ACI 365-00, o JSCE 17 (2007), a NBR 6118:2014 e o ACI 318-14. As normas operacionais (NBR 6118:2014 e ACI 318-14) abordam o estado limite de durabilidade e o processo da carbonatação através da prescrição de valores máximos para a relação a/c , mínimos para o cobrimento e resistência característica do concreto, de acordo com o elemento estrutural para distintas classes de agressividade ambiental. O JSCE 17 (2007) também apresenta uma abordagem prescritiva, porém não fica limitado a ela, fornecendo também informações mais detalhadas sobre o processo de carbonatação.

Já o ACI 365-00 e o *fib* Model Code (2010) apresentam os três formatos de abordagem para o estado limite de durabilidade, a saber: probabilístico, semi-probabilístico e prescritivo. O prescritivo é apresentado a partir de experiências satisfatórias anteriores e comparação de

desempenho; o semi-probabilístico é trabalhado a partir de fatores parciais de majoração e minoração; já o formato probabilístico é apresentado a partir da utilização de funções densidade de probabilidade das variáveis que descrevem o processo do avanço da frente de carbonatação.

Tanto o *fib* Model Code (2010) quanto o ACI 365-00 sugerem que a forma mais correta para se trabalhar o problema da durabilidade das estruturas é através da utilização de métodos probabilísticos, porém, sem detalhar como tal objetivo possa ser atingido, indicando necessidade de pesquisas a respeito do tema. Desta forma, o capítulo a seguir apresentará a modelagem probabilística da deterioração causada pela carbonatação apresentando: (i) a Simulação de Monte Carlo; (ii) os modelos matemáticos que serão abordados para determinação da profundidade de carbonatação em função do tempo; (iii) a descrição probabilística das variáveis intervenientes no processo da carbonatação.

4

REQUISITOS PARA A MODELAGEM PROBABILÍSTICA DA CARBONATAÇÃO

4.1 Considerações Gerais

Conforme observado no Capítulo 3, tanto o *fib* Model Code (2010) quanto o ACI 365: Service Life Prediction – State of the art report (2000) apontam para a necessidade do tratamento da deterioração de estruturas de CA causada pela carbonatação através de uma metodologia probabilística.

Para tal finalidade, o presente trabalho utiliza a Simulação de Monte Carlo (SMC). A SMC é um processo de replicação do mundo real com um conjunto de hipóteses e modelos da realidade. Ela pode ser aplicada para prever ou estudar o desempenho das respostas às variações dos parâmetros de entrada do processo. Uma amostra obtida pela SMC é semelhante a uma amostra obtida experimentalmente e, dessa forma, os resultados poderão ser tratados estatisticamente (ANG E TANG, 1990).

Os requisitos necessários para a utilização da SMC no problema da definição da vida útil de uma estrutura sujeita à carbonatação são:

- Modelo matemático de carácter determinístico que descreva o avanço da frente de carbonatação, e
- descrição probabilística das variáveis básicas pertinentes ao problema em questão.

Desta maneira, o presente capítulo tem como objetivo apresentar: (i) a SMC, (ii) modelos matemáticos para a descrição do avanço da frente de carbonatação, e (iii) a descrição probabilística das variáveis pertinentes ao problema.

4.2 Simulação de Monte Carlo

Uma das principais tarefas na SMC é a geração de números aleatórios. A utilização da SMC na avaliação de desempenho da estrutura pode ser feita de duas formas (DINIZ, 2008):

- Na obtenção das estatísticas (média, desvio padrão e tipo de distribuição) da resposta do sistema. Neste caso, em primeiro lugar uma amostra de resposta da estrutura é obtida, em seguida, uma distribuição de probabilidade é ajustada aos dados de amostra e os parâmetros de distribuição estimados;
- No cálculo da probabilidade de falha da estrutura. Neste caso, uma função de desempenho é estabelecida e uma amostra dos possíveis resultados é simulada. O número de resultados não satisfatórios, n_f , é contado, e a probabilidade de falha, P_f , é obtida pela razão entre o número de resultados não satisfatórios pelo número de simulações realizadas (tamanho da amostra), n , ou seja: $P_f = n_f / n$.

É importante observar que na SMC a precisão das estimativas está ligada ao número de simulações. Por aproximação da distribuição binomial com a distribuição normal, Shooman (1968) desenvolveu a seguinte expressão para o erro percentual:

$$\%erro = 200 \sqrt{\frac{1 - P_f}{n \cdot P_f}} \quad (4.1)$$

onde P_f é a probabilidade de falha estimada. Existe uma chance de 95% de que o erro percentual na probabilidade estimada esteja abaixo do valor obtida pela equação 4.1. Por exemplo, supondo que em 100.000 simulações foi obtida uma probabilidade de falha igual a 0,01, para esta probabilidade de falha a equação 4.1 fornece um erro percentual de 6,29%, isto é, a probabilidade de falha está compreendida no intervalo 0,01 +/- 0,000629. Para a probabilidade de falha de 0,001, o erro encontrado é de 20%, resultando em uma falha compreendida no intervalo 0,001 +/- 0,0002. Para a probabilidade de falha de 0,1, o erro encontrado é de 1,9%, resultando em uma falha compreendida no intervalo 0,1 +/- 0,0019.

Para exemplificar a utilização da SMC na avaliação da carbonatação, um problema bastante simples é apresentado a seguir. Tomando-se as variáveis aleatórias cobertura, C , e profundidade de carbonatação, E , falha corresponde ao evento $C - E < 0$. As variáveis

aleatórias C e E são descritas pelas respectivas funções densidade de probabilidade, assumidas neste exemplo como estatisticamente independentes. López (2003) propõe as seguintes estatísticas para o cobrimento: média de 33,62 mm, desvio padrão de 3,69 mm, seguindo uma distribuição normal. Figueiredo (2004) analisou seis estruturas diferentes, com idades na faixa de 15 a 35 anos, propondo para a profundidade de carbonatação média de 22,60 mm, desvio padrão de 3,16 mm e distribuição normal. As funções densidade de probabilidade associadas às variáveis E e C estão representadas na Figura 4.1.

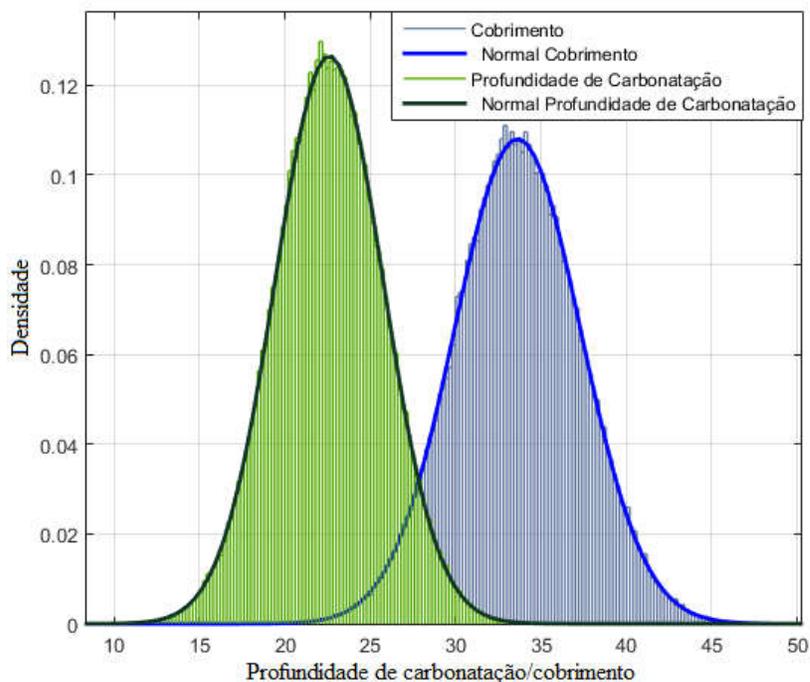


Figura 4.1 – Histogramas das variáveis E (esquerda) e C (direita) e correspondentes distribuições de probabilidade.

A partir da descrição probabilística de cada variável, vetores de números aleatórios são gerados correspondentes às variáveis C e E , ou seja, os vetores $\{C\}$ e $\{E\}$, cada um contendo n elementos, onde n é o tamanho da amostra. Os histogramas associados aos vetores $\{C\}$ e $\{E\}$ são apresentados na Figura 4.1. A partir destas informações, um vetor das realizações de $C_i - E_i$ ($i = 1, n$) é obtido, sendo C_i e E_i os valores correspondentes à i -ésima posição nos vetores $\{C\}$ e $\{E\}$, respectivamente. Neste processo, uma amostra de soluções é obtida (histograma apresentado na Figura 4.2) e uma distribuição de probabilidade pode ser ajustada a esta amostra. No caso do problema em análise, $C - E$, a média é 11,03 mm e o desvio padrão 4,86 mm e distribuição normal (ver Figura 4.2). No problema em questão foram

observados que dentre as 100.000 simulações ocorre a falha ($C - E < 0$) em 1.188 realizações; assim a probabilidade de falha é dada pela razão $1.188/100.000$, ou seja $1,19 \times 10^{-2}$. Caso a distribuição de probabilidade de $C - E$ seja conhecida, a probabilidade de falha também pode ser obtida pela área sob a curva correspondente a $C - E < 0$. Para o caso do exemplo, o erro associado ao cálculo da probabilidade de falha é de 18,22%, portanto, a falha está compreendida entre $(1,19 \pm 0,217) \times 10^{-2}$.

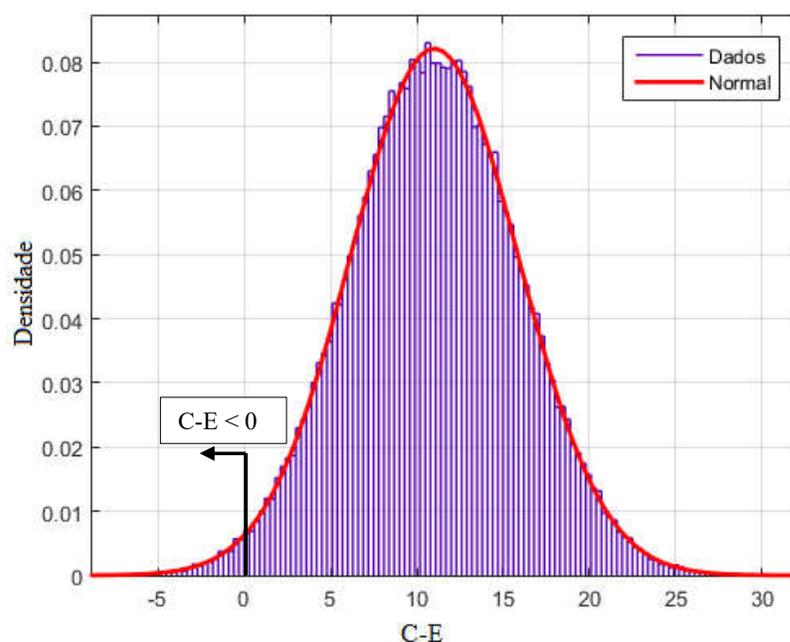


Figura 4.2 – Histograma e correspondente distribuição de probabilidade de $C - E$.

4.3 Modelos matemáticos

Conforme mencionado no Capítulo 1, a vida útil de uma estrutura sujeita à carbonatação é definida pelo tempo requerido para que a frente de carbonatação atinja a armadura. Assim, os modelos descritos a seguir ficam limitados à fase de iniciação do processo de carbonatação.

4.3.1 Modelo de Ho e Lewis (1987)

Como mencionado no capítulo anterior, várias pesquisas confirmam que a profundidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo (JSCE, 2007). O modelo proposto por Ho e Lewis (1987) é um modelo bem simples, dado pela seguinte expressão:

$$e_c = e_0 + k\sqrt{t} \quad (4.2)$$

onde:

k = coeficiente de carbonatação, em mm/ano^{0,5};

e_c = profundidade de carbonatação, em mm;

e_0 = profundidade de carbonatação inicial, em mm;

t = tempo, em anos.

A despeito da simplicidade desta equação, o maior problema em sua utilização fica na determinação do coeficiente de carbonatação. Diferentes propostas foram feitas para a determinação desse coeficiente, dentre elas a de Vesikari (1988) e Helene (1997b), os quais são apresentados a seguir.

4.3.1.1 Coeficiente de carbonatação de Vesikari (1988)

Vesikari (1988) propõe duas equações para o coeficiente de difusão levando em consideração a exposição à chuva. Consideradas as categorias “Protegido da chuva” (Equação 4.3) e “Exposto à chuva” (Equação 4.4), a única variável presente neste modelo é a relação a/c :

Protegido da chuva:

$$k = 26 \cdot (ac - 0,3)^2 + 1,6 \quad (4.3)$$

Exposto à chuva:

$$k = 26 \cdot (ac - 0,3)^2 + 0,7 \quad (4.4)$$

onde:

k = coeficiente de carbonatação, em mm/ano^{1/2};

ac = relação água/cimento.

4.3.1.2 Coeficiente de carbonatação de Helene (1997b)

Da mesma forma de Vesikari (1988), Helene (1997b) apresenta um modelo matemático para a determinação do coeficiente de carbonatação. O modelo proposto leva em consideração a concentração de CO₂ no ambiente e a resistência à compressão do concreto como variáveis, ajustados por um fator, função do tipo de cimento utilizado (concretos em geral, concretos com cimento pozolânico e concretos com cimento de alto forno,):

Concretos em geral:

$$k = (21,46617 - 0,35765 \cdot fck) \cdot \sqrt{CCO_2} \quad (4.5)$$

Concretos com cimento pozolânico:

$$k = 1,1 \cdot (21,46617 - 0,35765 \cdot fck) \cdot \sqrt{CCO_2} \quad (4.6)$$

Concretos com cimento de alto forno:

$$k = 1,2 \cdot (21,46617 - 0,35765 \cdot fck) \cdot \sqrt{CCO_2} \quad (4.7)$$

onde:

k = coeficiente de carbonatação, em mm/ano^{1/2};

fck = resistência característica do concreto, em MPa;

CCO_2 = concentração de CO₂, em %.

4.3.2 Modelo de Possan (2010)

O modelo proposto por Possan (2010) é um modelo desenvolvido a partir de um grupo focal, ou seja, a partir da opinião de *experts* no assunto de carbonatação. O modelo foi desenvolvido ficou limitado às zonas urbanas, ou seja, classe de agressividade II de acordo com a NBR 6118:2014, sendo dado pela equação:

$$e_c = k_c \cdot \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp\left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{\frac{3}{2}}}{40+f_c}\right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60+f_c}\right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR-0,58)^2}{100+f_c}\right)\right] \cdot k_{ce} \quad (4.8)$$

onde:

e_c = profundidade de carbonatação média, em mm;

f_c = resistência à compressão axial do concreto, em MPa;

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento empregado;

k_{fc} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do cimento utilizado;

t = idade do concreto, em anos;

ad = teor de adição pozolânica no concreto, em % em relação à massa de cimento;

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz – em função do tipo de cimento utilizado;

UR = umidade relativa média, em %/100;

k_{UR} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado;

CO_2 = teor de CO_2 da atmosfera, em %;

k_{CO_2} = fator variável referente ao teor de CO_2 do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado;

k_{ce} = fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura.

Alguns dos coeficientes empregados na equação 4.8 são apresentados nas Tabelas 4-1 e 4-2 (Possan, 2010).

Tabela 4-1 – Coeficientes do modelo de Possan referentes às características do concreto e das condições ambientais (Fonte: Possan, 2010)

Tipo de Cimento	Características do Concreto			Condições Ambientais	
	Cimento	f_c	Adição	CO ₂	UR
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{CO_2}	k_{UR}
CP I	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300

Tabela 4-2 – Coeficientes do modelo de Possan referentes à proteção à chuva (Fonte: Possan, 2010)

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	k_{ce}
Ambiente interno protegido da chuva	1,30
Ambiente externo protegido da chuva	1,00
Ambiente externo desprotegido da chuva	0,65

4.4 Descrição probabilística das variáveis intervenientes

Para se realizar a SMC, é necessário a descrição probabilística das variáveis aleatórias presentes em um dado modelo determinístico. A seguir são apresentadas a descrição probabilística para as variáveis cobrimento da armadura, relação a/c , concentração de CO₂, umidade relativa do ar, temperatura, profundidade de carbonatação e resistência à compressão do concreto, intervenientes no processo da carbonatação, conforme discutido no Capítulo 2.

4.4.1 Cobrimento da Armadura

O cobrimento da armadura é um fator que pode variar de acordo com a região em que a estrutura está inserida, o elemento estrutural, o controle de qualidade da construção e o ano em que a estrutura foi executada. A partir disso, a literatura apresenta diversos autores que realizaram o levantamento do cobrimento de estruturas em distintas situações, localidades e

ano de execução. Os dados referentes ao cobrimento da armadura estão apresentados na Tabela 4-3.

Tabela 4-3 – Descrição probabilística do cobrimento

Fonte	Elemento Estrutural	Média (mm)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Carmona (2005)	Pilar	17,00	8,16	0,48	Lognormal
	Viga	13,30	7,71	0,58	Lognormal
Figueiredo (2004)	Pilar	23,33	3,60	0,15	Lognormal
Da Silva (2001)	Não especificado	11,24	1,91	0,17	Lognormal
Da Silva (2001)	Não especificado	14,31	2,00	0,14	Normal
Da Silva (2001)	Não especificado	19,00	1,90	0,1	Normal
Siemes <i>et al.</i> (1985)	Laje 15 mm	20,00	5,00	0,25	Lognormal
	Laje 30 mm	35,00	4,90	0,14	Lognormal

Os dados de Carmona (2005) são referentes a um levantamento do cobrimento de vigas e pilares na garagem de um edifício residencial localizado na zona central de São Paulo construído na década de 1970. Figueiredo (2004) realiza um levantamento do cobrimento de pilares em seis estruturas na cidade de Brasília. Da Silva (2001) apresenta exemplos de como realizar levantamentos estatísticos para o cobrimento. Porém, não são fornecidas informações a respeito das estruturas em que as amostras foram retiradas. Os dados de Siemes *et al.* (1985) são referentes ao cobrimento da armadura de lajes na Holanda.

A partir dos valores apresentados na bibliografia, será adotado para a realização das SMC no Capítulo 5 um coeficiente de variação de 15%. O tipo de distribuição a ser adotado será a distribuição normal.

4.4.2 Relação água/cimento

A relação água cimento é um dos fatores mais importantes para se determinar a profundidade de carbonatação. Os dados referentes à relação *a/c* estão apresentados na Tabela 4-4. Siemes *et al.* (1985) trazem valores de referência da Holanda e Awruch e Gomes (2014) trazem valores de referência do Brasil.

Tabela 4-4 – Descrição probabilística da relação água/cimento

Fonte	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Siemes <i>et al.</i> (1985)	0,50	0,025	0,05	Lognormal
Awruich e Gomes (2014)	0,59	0,059	0,1	Lognormal

A partir dos valores apresentados na bibliografia, será adotado para a realização das SMC no Capítulo 5 um coeficiente de variação de 10%, por se tratar de valores de referência do Brasil. O tipo de distribuição a ser adotado será a distribuição lognormal.

4.4.3 Concentração de CO₂

A concentração de CO₂ é uma das variáveis mais importantes, no que diz respeito à agressividade do ambiente na estrutura de CA. A Tabela 4-5 apresenta dados referentes à descrição probabilística da concentração de CO₂ utilizada por alguns autores.

Tabela 4-5 – Descrição probabilística da Concentração de CO₂

Fonte	Média (%)	Desvio Padrão	Coefficiente de variação	Tipo de Distribuição
Awruich e Gomes (2014)	0,055	0,008	0,15	Normal
Jordão (2006)	0,108	0,016	0,15	Lognormal
Carmona (2005)	1,3	0,156	0,12	Normal

De acordo com Helene (1993) a concentração de CO₂ em ambientes rurais varia de 0,03% a 0,05%. Em ambientes urbanos, a concentração varia de 0,3% a 1% , porém, podendo chegar a 1,2% em alguns casos de cidades com tráfego intenso. Tuuti (1982) diz que em ambientes rurais a concentração média é de 0,033% e em zonas agressivas essa concentração é de 1%. Com isso, vários autores apresentam valores e não existe um consenso entre eles.

Awruich e Gomes (2014) não informam o local onde a concentração de CO₂ foi obtida. Jordão (2006) faz a média das concentrações de CO₂ na cidade de São Paulo (ambiente externo) dos anos de 1997 a 2005. Carmona (2005) realiza medidas da concentração de CO₂ dentro de uma garagem de um edifício na cidade de São Paulo.

A partir das informações apresentadas na Tabela 4-5, neste trabalho será assumido que a variável aleatória “concentração de CO₂” segue uma distribuição normal com coeficiente de variação de 15 %.

Para as classes de agressividade ambiental, serão adotados os seguintes valores médios da concentração de CO₂:

- 0,05 % (classe de agressividade ambiental I);
- 0,1 % (classe de agressividade ambiental II);
- 0,3 % (classe de agressividade ambiental III); e
- 1 % (classe de agressividade ambiental IV).

4.4.4 Umidade Relativa do ar

A umidade relativa do ar influencia fortemente na velocidade em que ocorrem as reações do processo de carbonatação e poderá também influenciar para que a difusão não ocorra, como explicado no Capítulo 2. Esses dados estão apresentados na Tabela 4-6.

Tabela 4-6 – Descrição probabilística da Umidade Relativa

Cidade	Média (%)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Belo Horizonte	61,25	7,24	0,12	Normal
São Paulo	73,06	4,67	0,06	Normal
Curitiba	80,73	3,41	0,04	Normal
Brasília	63,55	13,36	0,21	Normal
Salvador	83,14	3,65	0,04	Normal
Manaus	78,46	6,15	0,08	Normal

Os dados foram obtidos a partir da média mensal dos meses de janeiro de 2010 até agosto de 2016 pelo site do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). As cidades escolhidas representam várias regiões do Brasil onde existe uma diferenças nos valores da umidade relativa.

A partir dos valores apresentados na bibliografia, será adotado para a realização das SMC no Capítulo 5 um coeficiente de variação de 5%. O tipo de distribuição a ser adotado será a distribuição normal.

4.4.5 Temperatura

A temperatura é um dos fatores que apresentam discordâncias entre autores sobre a influência no processo de difusão do CO₂. A Tabela 5-7 apresenta os dados que foram obtidos a partir da média mensal dos meses de janeiro de 2010 até agosto de 2016 pelo site do Instituto Nacional

de Meteorologia (INMET). As cidades escolhidas representam várias regiões do Brasil onde existe uma diferença muito grande em termos de temperatura média.

Tabela 4-7 – Descrição probabilística da Temperatura

Cidade	Média (°C)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Belo Horizonte	22,23	1,89	0,09	Normal
São Paulo	20,79	2,54	0,12	Normal
Curitiba	18,00	2,96	0,16	Normal
Brasília	21,63	1,38	0,06	Normal
Salvador	25,38	1,42	0,06	Normal
Manaus	27,97	1,10	0,04	Normal

Nenhum dos modelos escolhidos para a realização das SMC no Capítulo 5 leva em consideração a temperatura média. Portanto, essa Seção servirá como base de dados para futuras pesquisas que envolvam modelos que levam em conta a temperatura.

4.4.6 Resistência à compressão do concreto

Como visto anteriormente, a resistência do concreto é um dos fatores que vão influenciar na profundidade de carbonatação. Como os estudos a respeito de profundidade de carbonatação são realizados em estruturas mais antigas para execução de estruturas novas com base em experiências anteriores, a disponibilidade de dados em relação à resistência do concreto na época da execução é pequena e é apresentada na Tabela 4-8.

Tabela 4-8 – Descrição probabilística da resistência à compressão do concreto.

Fonte	Média (MPa)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Figueiredo (2004)	27,20	2,800	0,10	Normal
Awruch e Gomes (2014)	21,30	5,000	0,23	Lognormal

Figueiredo (2004) realiza a média da resistência à compressão em seis estruturas de CA, com idades diferentes na cidade de Brasília. Awruch e Gomes (2014) não informam de onde retiram a resistência do concreto.

A partir dos valores apresentados na bibliografia, será adotado para a realização das SMC no Capítulo 5 um coeficiente de variação de 10%. O tipo de distribuição a ser adotado será a distribuição normal.

4.5 Sumário

Para realização da SMC é necessário um modelo matemático de caráter determinístico e a descrição probabilística das variáveis intervenientes no problema em questão. O presente capítulo apresentou informações necessárias para a utilização da SMC no processo da carbonatação, onde tal procedimento foi apresentado através de um exemplo simples caracterizando o problema Suprimento *versus* Demanda, ou, mais especificamente, do Cobrimento *versus* Profundidade de carbonatação.

Enquanto existe consenso de que um modelo matemático para a carbonatação deva ser baseado na \sqrt{t} , não existe consenso quanto ao tratamento a ser dado às demais variáveis que influenciam tal fenômeno. Desta forma, foram apresentados distintos modelos matemáticos (modelo de Ho e Lewis (1987) com coeficiente de difusão de Vesikari (1988); modelo de Ho e Lewis (1987) com coeficiente de difusão de Helene (1997b); e o modelo de Possan (2010)) cujo desempenho será investigado no capítulo seguinte.

O modelo de Ho e Lewis (1987) com coeficiente de difusão de Vesikari (1988) é bastante simples e leva em consideração apenas a relação a/c , o cobrimento e a proteção à chuva. Ressalta-se que tal modelo não representa a realidade, pois desconsidera fatores ambientais importantes, como por exemplo, a concentração de CO_2 . O modelo de Ho e Lewis (1987) com coeficiente de difusão de Helene (1997b) pode ser facilmente aplicado e leva em consideração a concentração de CO_2 no ambiente, a resistência à compressão do concreto e os tipos de cimento utilizados. Entretanto, esse segundo modelo desconsidera fatores importantes, como o fator proteção à chuva. O modelo de Possan (2010) é o mais complexo e completo dentre aqueles aqui considerados, levando em consideração o cobrimento, os tipos de cimento e adições, a resistência à compressão do concreto, a concentração de CO_2 , a umidade relativa e a proteção à chuva. Nenhum dos modelos incorpora a temperatura dentre os parâmetros considerados no processo de difusão de CO_2 . A Tabela 4-9 sumariza as informações apresentadas acima.

A partir de dados encontrados na literatura, a descrição probabilística de todas as variáveis pertinentes ao problema, e que serão utilizadas na SMC, é apresentada na Tabela 4-10.

Tabela 4-9 – Variáveis consideradas nos modelos

Modelo/ Variável	Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988)	Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b)	Possan (2010)
Relação <i>a/c</i>	x	-	-
Cobrimento	x	x	x
Tipos de cimento e adições	-	x	x
Resistência à compressão	-	x	x
Concentração de CO ₂	-	x	x
Umidade Relativa	-	-	x
Temperatura	-	-	-
Proteção à chuva	x	-	x

Tabela 4-10 – Descrição probabilística adotados para cada cenário

Classe de agressividade ambiental	Variável	Média	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Classe de Agressividade I	Relação <i>a/c</i>	0,65	10%	Lognormal
	Cobrimento	25 mm	15%	Normal
	Resistência à compressão	23,95 MPa	10%	Normal
	Concentração de CO ₂	0,05%	15%	Normal
	Umidade Relativa	-	-	-
Classe de Agressividade II	Relação <i>a/c</i>	0,6	10%	Lognormal
	Cobrimento	30 mm	15%	Normal
	Resistência à compressão	29,94 MPa	10%	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1%	15%	Normal
	Umidade Relativa	70%	5%	Normal
Classe de Agressividade III	Relação <i>a/c</i>	0,55	10%	Lognormal
	Cobrimento	40 mm	15%	Normal
	Resistência à compressão	35,93 MPa	10%	Normal
	Concentração de CO ₂	0,3%	15%	Normal
	Umidade Relativa	-	-	-
Classe de Agressividade IV	Relação <i>a/c</i>	0,45	10%	Lognormal
	Cobrimento	50 mm	15%	Normal
	Resistência à compressão	44,39 MPa	6%* 10%	Normal
	Concentração de CO ₂	1%	15%	Normal
	Umidade Relativa	-	-	-

*Para o coeficiente de variação da Resistência à Compressão na classe de agressividade ambiental IV, foram adotados dois valores. Isso se deve ao fato de que um problema com a dispersão dos dados foi encontrado no modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b), que será explicado no Capítulo 5.

Observa-se que a Umidade Relativa é adotada apenas na classe de agressividade ambiental II. Isso se deve ao fato de que o modelo de Possan (2010) é o único que leva em consideração a Umidade Relativa, e foi um modelo desenvolvido apenas para a classe de agressividade ambiental II.

5

SIMULAÇÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SUJEITAS À CARBONATAÇÃO

Neste capítulo é apresentada a descrição probabilística da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação para o estado limite de despassivação da armadura. Para tal finalidade, um procedimento computacional utilizando a SMC foi implementado no software MATLAB. O número de simulações utilizado, ou seja, o número de amostras geradas para cada condição em análise é de 10^6 . Para a descrição probabilística da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação, foram adotados os modelos determinísticos apresentados na Seção 4.3 (modelo de Ho e Lewis (1987) com o coeficiente de difusão de Vesikari (1988); modelo de Ho e Lewis (1987) com o coeficiente de carbonatação de Helene (1997b); modelo de Possan (2010)) e a descrição estatística das variáveis básicas apresentadas na Tabela 4.10, para os quatro níveis de classe de agressividade ambiental estabelecidos pela NBR 6118:2014. Distintos cenários foram considerados para a avaliação do efeito das variáveis pertinentes ao problema na vida útil da estrutura.

5.1 Modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988)

O modelo de Ho e Lewis (1987) com o coeficiente de difusão de Vesikari (1988) é o mais antigo e simples dentre os modelos que descrevem o avanço da frente de carbonatação. O modelo leva em consideração apenas a *relação a/c*, o *cobrimento* e o *fator proteção da chuva*.

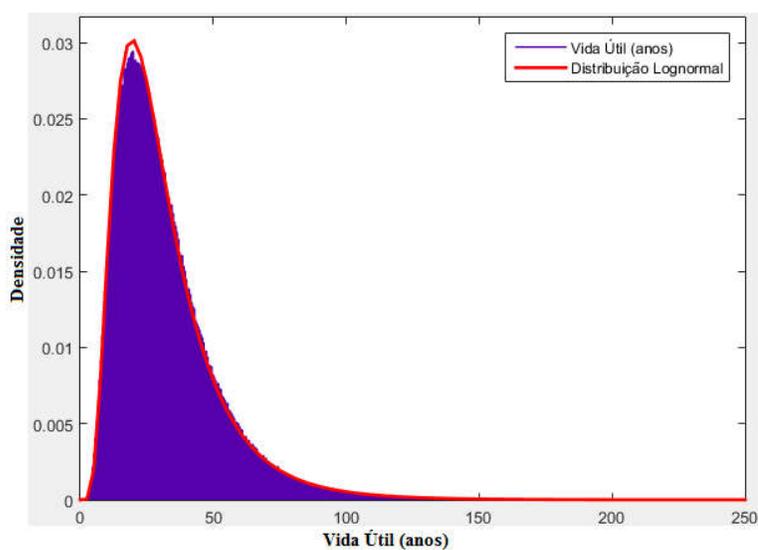
5.1.1 Classe de agressividade ambiental I

As simulações 1 e 2 são referentes à classe de agressividade ambiental I para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-1. A simulação 1 é referente às estruturas protegidas da chuva e a simulação 2 às estruturas desprotegidas da chuva. Os resultados obtidos para previsão da vida

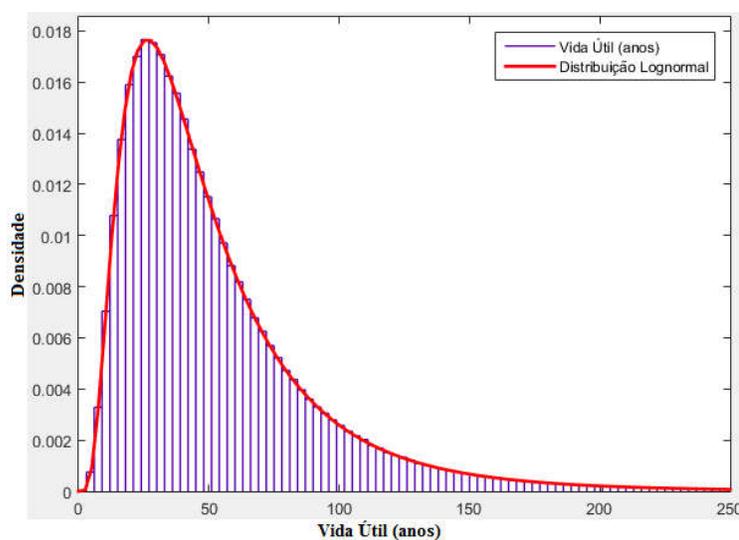
útil (VU) de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.1 e na Tabela 5-2. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

Tabela 5-1 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 1 e 2.

Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Água/cimento	0,65	0,065	0,1	Lognormal
Cobrimento	25 mm	3,75 mm	0,15	Normal



(a)



(b)

Figura 5.1 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade ambiental I, modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 1: Protegido da chuva; (b) Simulação 2: Desprotegido da chuva.

Tabela 5-2 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 1 e 2.

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de Falha
1	31,80	18,94	0,60	Lognormal	0,856
2	52,68	39,90	0,76	Lognormal	0,602

5.1.2 Classe de agressividade ambiental II

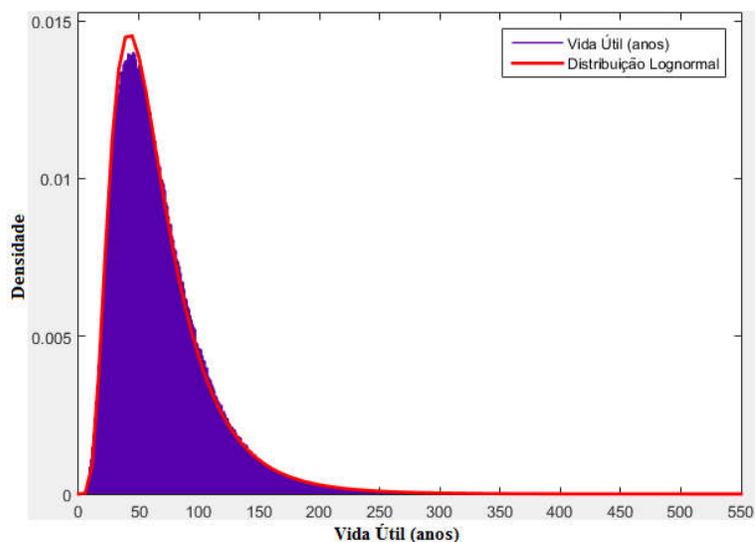
As simulações 3 e 4 são referentes à classe de agressividade ambiental II para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-3. A simulação 3 é referente às estruturas protegidas da chuva e a simulação 4 às estruturas desprotegidas da chuva. Os resultados obtidos para previsão da vida útil de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.2 e na Tabela 5-4. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como P ($VU < 50$ anos).

Tabela 5-3 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 3 e 4.

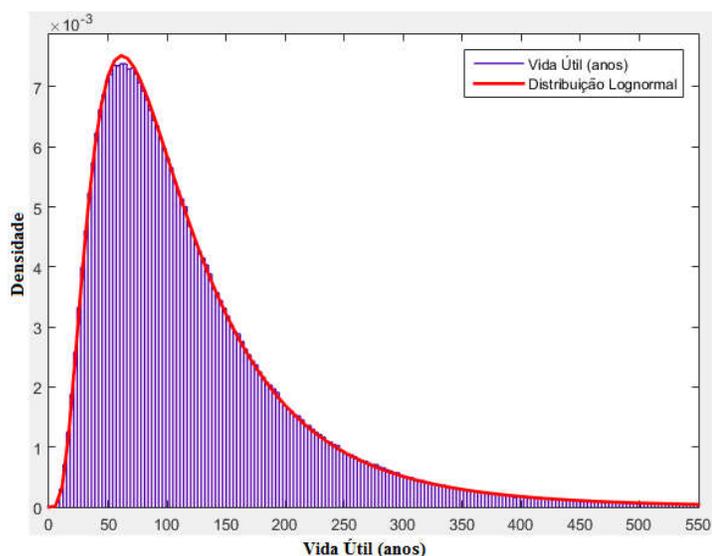
Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Água/cimento	0,6	0,06	0,1	Lognormal
Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal

Tabela 5-4 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 3 e 4.

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
3	66,39	37,67	0,57	Lognormal	0,395
4	123,47	92,44	0,75	Lognormal	0,162



(a)



(b)

Figura 5.2 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade II, modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 3: Protegido da chuva; (b) Simulação 4: Desprotegido da chuva.

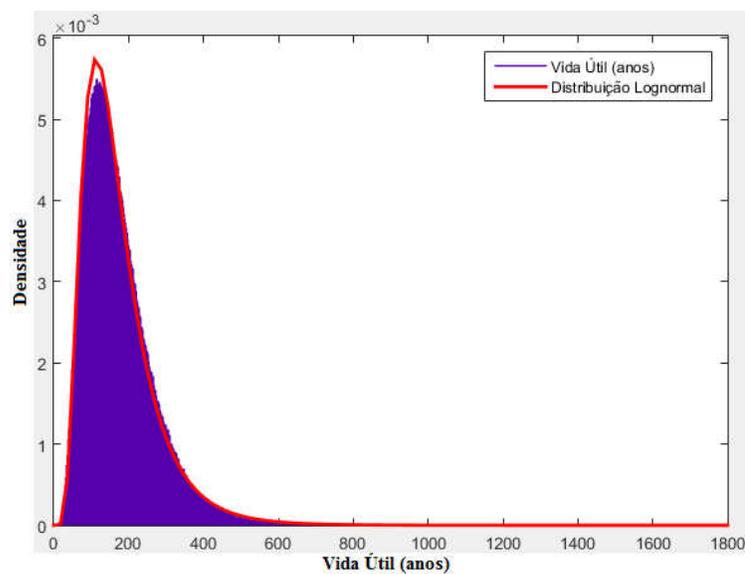
5.1.3 Classe de agressividade ambiental III

As simulações 5 e 6 são referentes à classe de agressividade ambiental III para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-5. A simulação 5 é referente às estruturas protegidas da chuva e a simulação 6 às estruturas desprotegidas da chuva. Os resultados obtidos para previsão da vida útil de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados

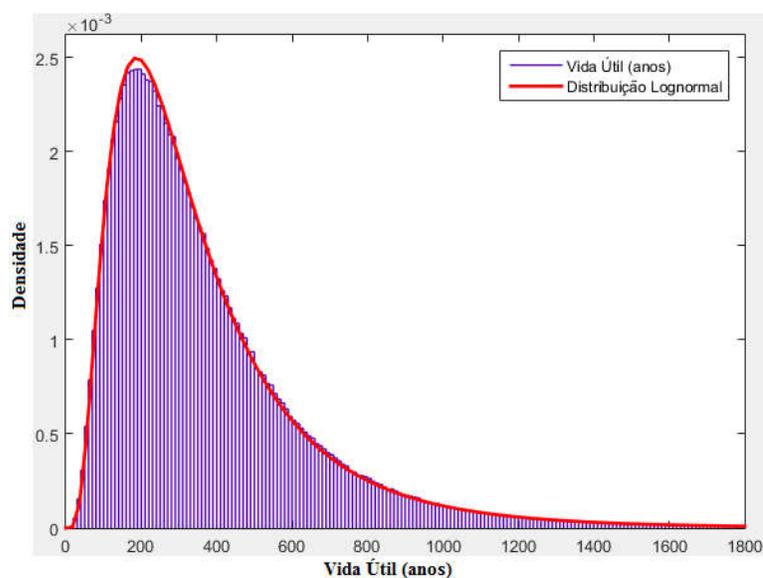
na Figura 5.3 e na Tabela 5-6. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

Tabela 5-5 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 5 e 6.

Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Água/cimento	0,55	0,055	0,1	Lognormal
Cobrimento	40 mm	6 mm	0,15	Normal



(a)



(b)

Figura 5.3 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade III, modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 5: Protegido da chuva; (b) Simulação 6: Desprotegido da chuva.

Tabela 5-6 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 5 e 6.

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
5	172,10	91,17	0,53	Lognormal	0,026
6	370,92	269,17	0,73	Lognormal	0,005

5.1.4 Classe de agressividade ambiental IV

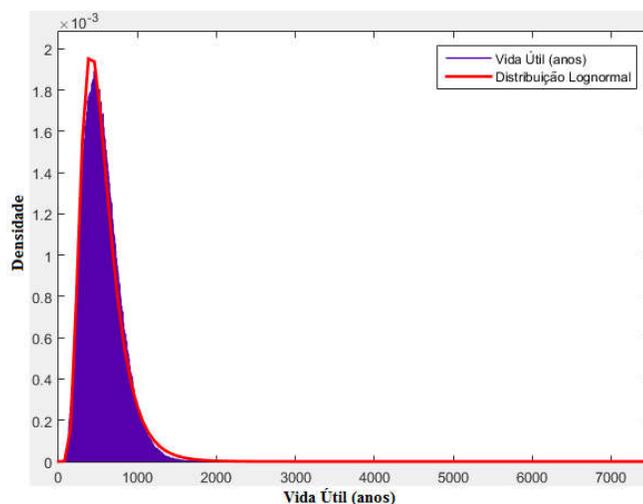
As simulações 7 e 8 são referentes à classe de agressividade ambiental IV para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-7. A simulação 7 é referente às estruturas protegidas da chuva e a simulação 8 às estruturas desprotegidas da chuva. Os resultados obtidos para previsão da vida útil de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.4 e na Tabela 5-8. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

Tabela 5-7 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 7 e 8.

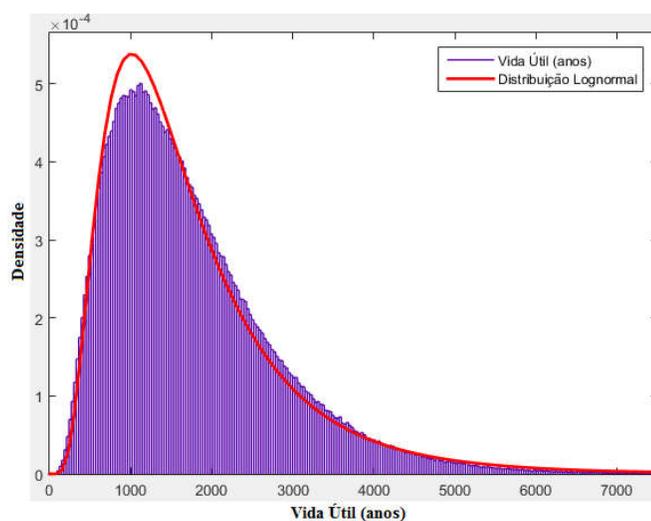
Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Água/cimento	0,45	0,045	0,1	Lognormal
Cobrimento	50 mm	7,5 mm	0,15	Normal

Tabela 5-8 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 7 e 8.

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
7	548,43	231,77	0,42	Lognormal	$2,3 \times 10^{-5}$
8	1743,20	1037,00	0,59	Lognormal	1×10^{-6}



(a)



(b)

Figura 5.4 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade IV, modelo de Ho e Lewis / Vesikari: (a) Simulação 7: Protegido da chuva; (b) Simulação 8: Desprotegido da chuva.

5.1.5 Influência das variáveis

As seções a seguir apresentam o estudo relativo à avaliação da influência das variáveis *relação a/c* e *cobrimento* na previsão da vida útil de uma estrutura sujeita à carbonatação, segundo o modelo de Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988).

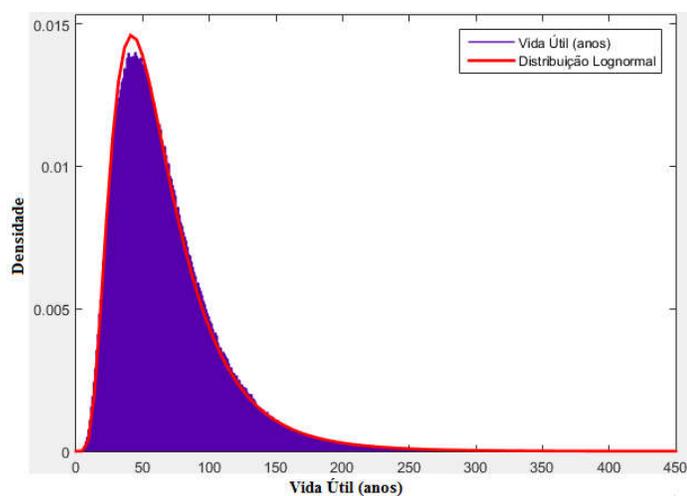
5.1.5.1 Relação água/cimento

As simulações 9 e 10 utilizam as informações correspondentes às variáveis *relação a/c* e *cobrimento* apresentadas na Tabela 5-9. Observa-se que, enquanto as informações relativas ao

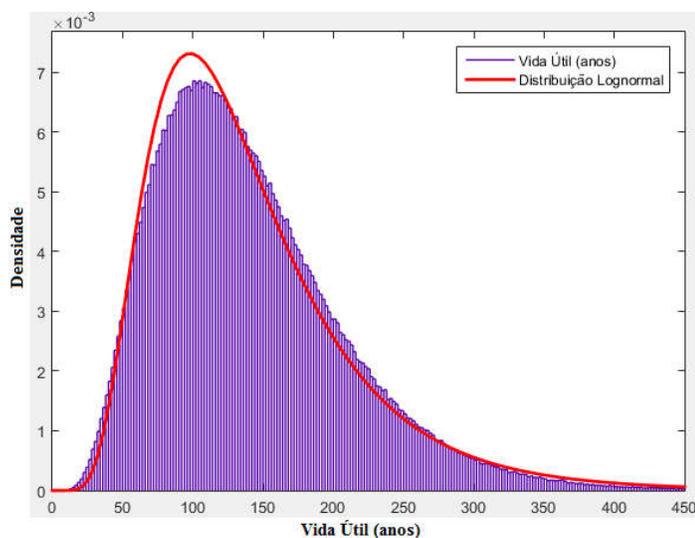
cobrimento são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média da *relação a/c* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas protegidas da chuva estão apresentados na Figura 5.5 e na Tabela 5-10.

Tabela 5-9 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 9 e 10 (Protegidos da chuva).

Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
9	Água/cimento	0,6	0,06	0,1	Lognormal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
10	Água/cimento	0,5	0,05	0,1	Lognormal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal



(a)



(b)

Figura 5.5 – Influência da vida útil devido à relação água/cimento do concreto para Ho e Lewis (1987)/Vesikari (1988): (a) Simulação 9: a/c 0,6; (b) Simulação 10: a/c 0,5.

Tabela 5-10 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 9 e 10 (Protegidos da chuva).

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
9	66,39	37,67	0,57	Lognormal	0,395
10	140,12	67,34	0,48	Lognormal	0,041

5.1.5.2 Cobrimento

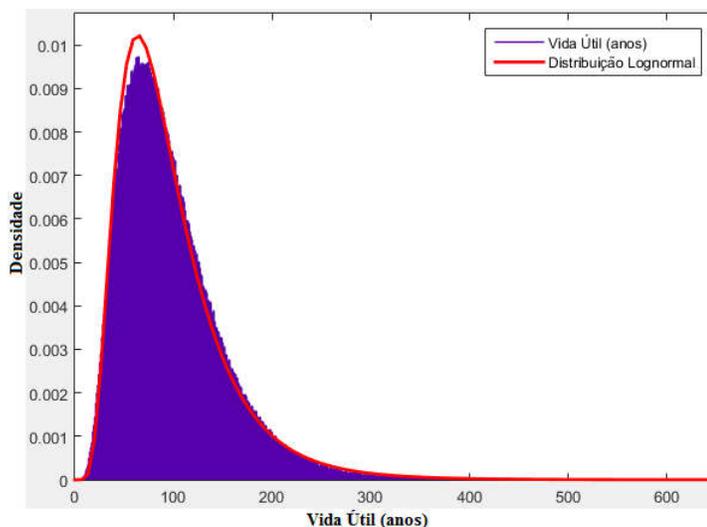
As simulações 11 e 12 utilizam as informações correspondentes às variáveis *relação a/c* e *cobrimento* apresentadas na Tabela 5-11. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *relação a/c* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média do *cobrimento* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas protegidas da chuva estão apresentados na Figura 5.6 e na Tabela 5-12.

Tabela 5-11 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 11 e 12 (Protegidos da chuva).

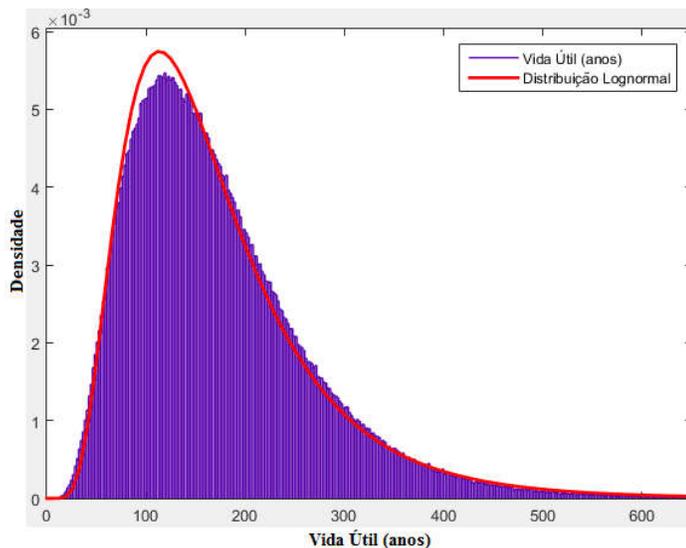
Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
11	Água/cimento	0,55	0,055	0,1	Lognormal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
12	Água/cimento	0,55	0,055	0,1	Lognormal
	Cobrimento	40 mm	6 mm	0,15	Normal

Tabela 5-12 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 11 e 12 (Protegidos da chuva).

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
11	96,73	51,22	0,53	Lognormal	0,163
12	172,09	91,19	0,53	Lognormal	0,025



(a)



(b)

Figura 5.6 – Influência da vida útil devido ao cobrimento do concreto para Ho e Lewis (1987) e Vesikari (1988):

(a) Simulação 11: *Cobrimento* 30mm; (b) Simulação 12: *Cobrimento* 40mm.

5.2 Modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b)

O modelo de Ho e Lewis (1987) com o coeficiente de carbonatação de Helene (1997b), diferentemente do modelo de Vesikari (1988), apresenta a concentração de CO_2 como condição ambiental para determinação da profundidade de carbonatação. Além dessa condição ambiental, o modelo também apresenta condições de execução da estrutura, que são: a resistência característica do concreto e o tipo de cimento utilizado no concreto, além da espessura do cobrimento que será utilizada para determinação da vida útil.

5.2.1 Classe de agressividade ambiental I

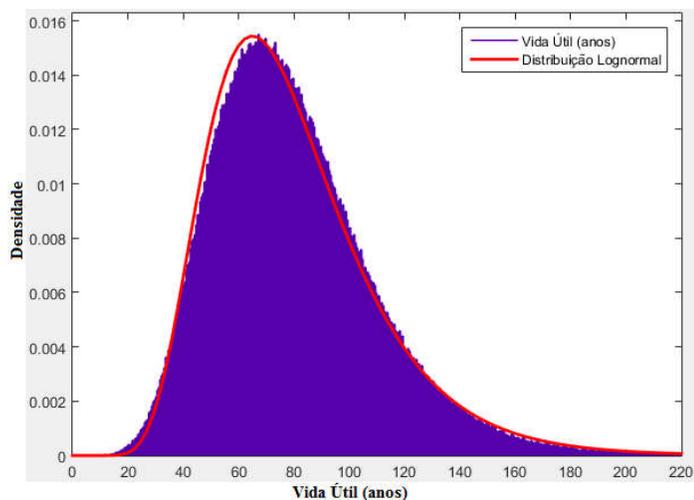
As simulações 13, 14 e 15 são referentes à classe de agressividade ambiental I para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-13. A simulação 13 é referente às estruturas realizadas com concreto em geral, simulação 14 às estruturas de concreto com cimento pozolânico e a simulação 15 às estruturas de concreto com cimento de alto forno. Os resultados obtidos para previsão da vida útil (VU) de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.7 e na Tabela 5-14. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

Tabela 5-13 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 13, 14 e 15.

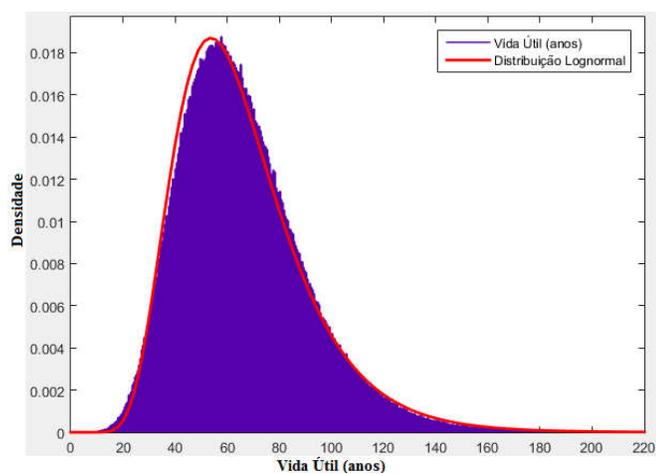
Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Concentração de CO_2	0,05 %	0,0075 %	0,15	Normal
F_c ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$)	23,95 MPa	2,395 MPa	0,10	Normal
Cobrimento	25 mm	3,75 mm	0,15	Normal

Tabela 5-14 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 13, 14 e 15.

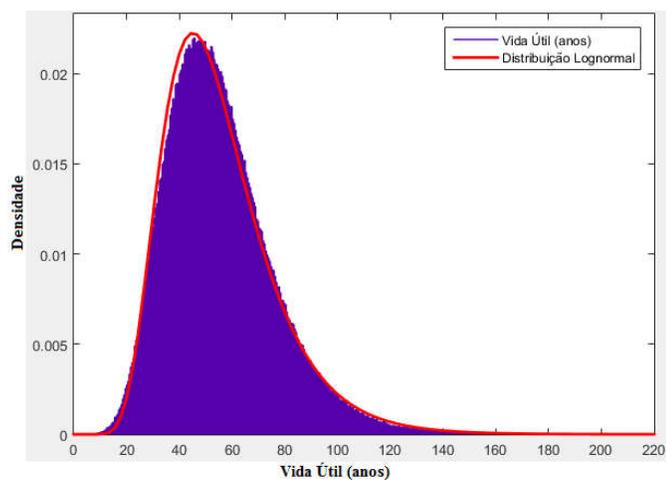
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
13	79,73	29,45	0,37	Lognormal	0,138
14	65,90	24,30	0,37	Lognormal	0,274
15	55,38	20,43	0,37	Lognormal	0,446



(a)



(b)



(c)

Figura 5.7 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade I, modelo Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 13: Concreto em geral; (b) Simulação 14: Concreto com cimento pozolânico; (c) Simulação 15: Concreto com cimento de alto forno.

5.2.2 Classe de agressividade ambiental II

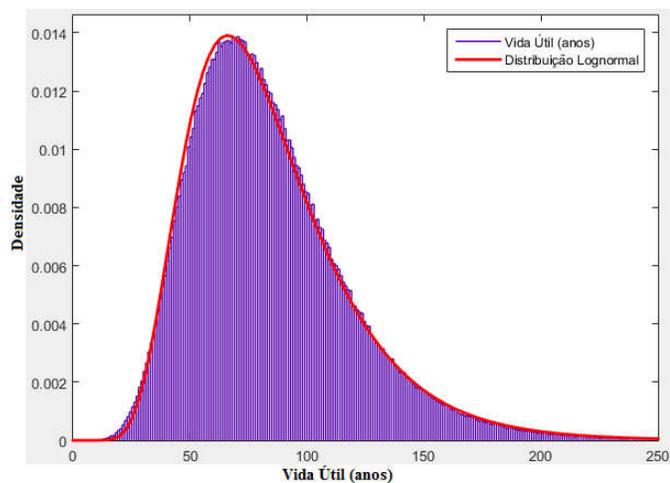
As simulações 16, 17 e 18 são referentes à classe de agressividade ambiental II para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-15. A simulação 16 é referente às estruturas realizadas com concreto em geral, simulação 17 às estruturas de concreto com cimento pozolânico e a simulação 18 às estruturas de concreto com cimento de alto forno. Os resultados obtidos para previsão da vida útil (VU) de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.8 e na Tabela 5-16. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

Tabela 5-15 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 16, 17 e 18.

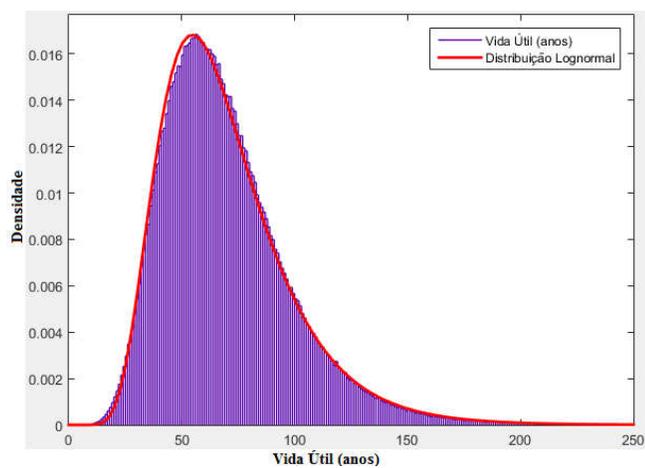
Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Concentração de CO_2	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
F_c ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,10	Normal
Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal

Tabela 5-16 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 16, 17 e 18.

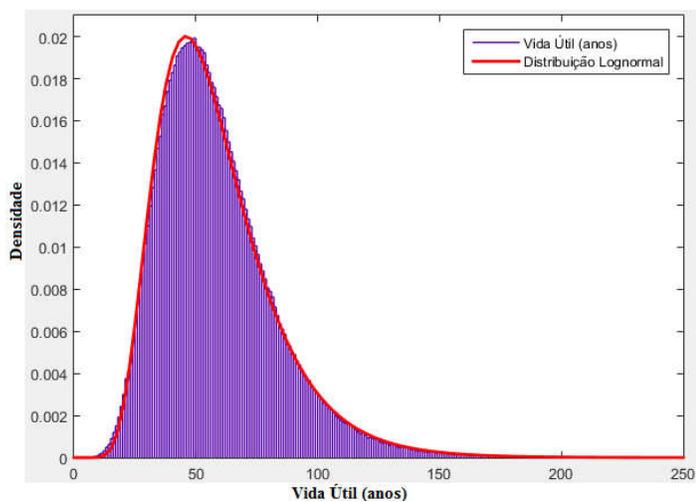
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
16	83,92	34,10	0,41	Lognormal	0,134
17	69,39	28,20	0,41	Lognormal	0,259
18	58,34	23,73	0,41	Lognormal	0,415



(a)



(b)



(c)

Figura 5.8 Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade II, modelo de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 16: Concreto em geral; (b) Simulação 17: Concreto com cimento pozolânico; (c) Simulação 18: Concreto com cimento de alto forno.

5.2.3 Classe de agressividade ambiental III

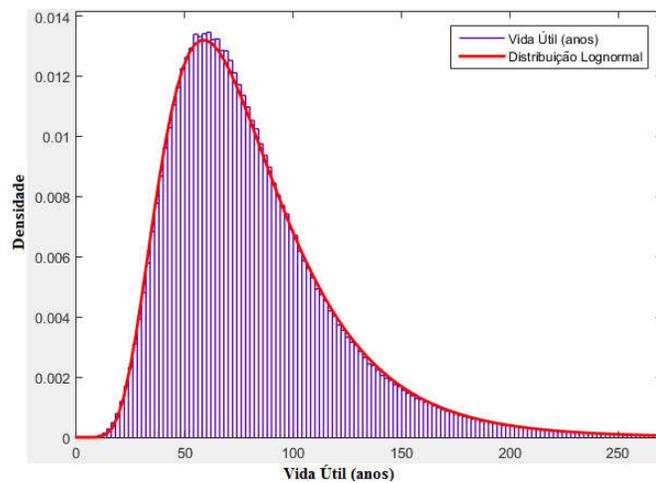
As simulações 19, 20 e 21 são referentes à classe de agressividade ambiental III para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-17. A simulação 19 é referente às estruturas realizadas com concreto em geral, simulação 20 às estruturas de concreto com cimento pozolânico e a simulação 21 às estruturas de concreto com cimento de alto forno. Os resultados obtidos para previsão da vida útil (VU) de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.9 e na Tabela 5-18. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

Tabela 5-17 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 19, 20 e 21.

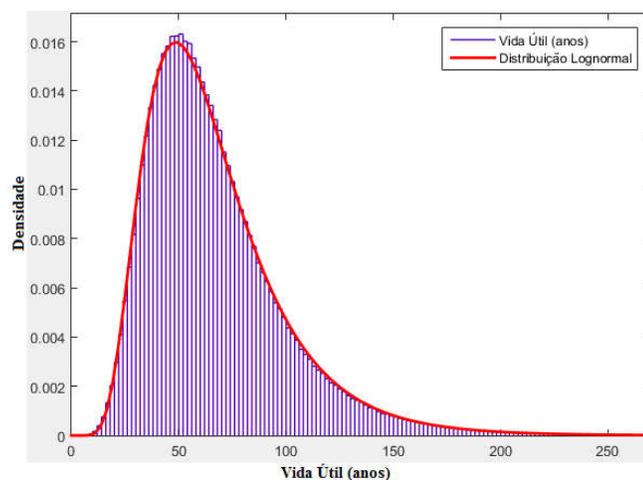
Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Concentração de CO_2	0,3 %	0,045 %	0,15	Normal
F_c ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,10	Normal
Cobrimento	40 mm	6 mm	0,15	Normal

Tabela 5-18 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 19, 20 e 21

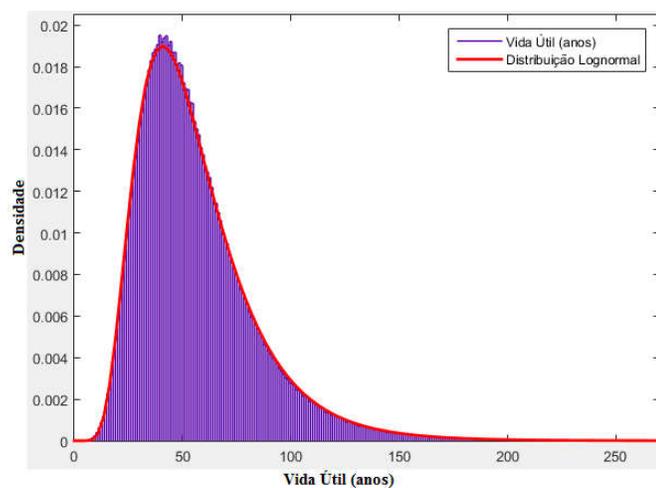
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
19	80,89	40,34	0,50	Lognormal	0,205
20	66,90	33,38	0,50	Lognormal	0,344
21	56,22	27,94	0,50	Lognormal	0,492



(a)



(b)



(c)

Figura 5.9 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade III, modelo Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 19: Concreto em geral. (b) Simulação 20: Concreto com cimento pozolânico. (c) Simulação 21: Concreto com cimento de alto forno.

5.2.4 Classe de agressividade ambiental IV

As simulações 22, 23 e 24 são referentes à classe de agressividade ambiental IV para o modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-19. A simulação 22 é referente às estruturas realizadas com concreto em geral, simulação 23 às estruturas de concreto com cimento pozolânico e a simulação 24 às estruturas de concreto com cimento de alto forno. Os resultados obtidos para previsão da vida útil (VU) de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.10 e na Tabela 5-20. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$.

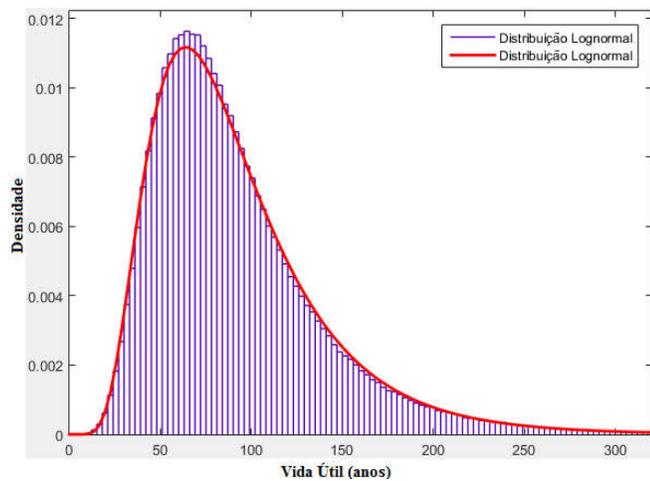
Tabela 5-19 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 22, 23 e 24.

Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Concentração de CO ₂	1 %	0,15 %	0,15	Normal
Fc ($f_{ck} = 40 \text{ MPa}$)	44,39 MPa	2,66 MPa	0,06	Normal
Cobrimento	50 mm	7,5 mm	0,15	Normal

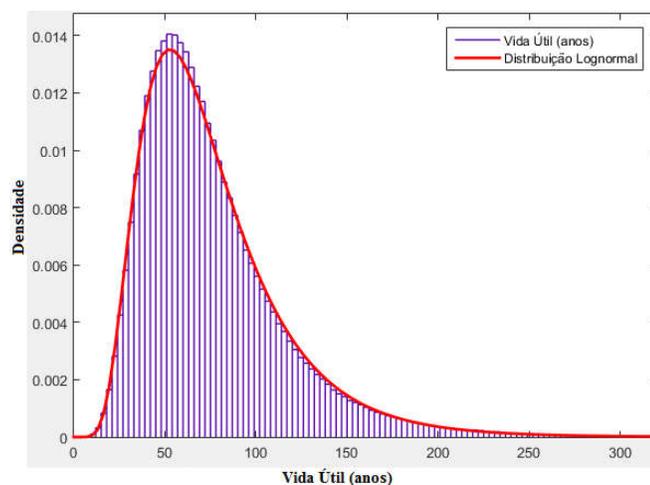
Para as simulações das Seções 5.2.1, 5.2.2 e 5.2.3, referentes ao modelo de Ho e Lewis (1987) com coeficiente de carbonatação de Helene (1997b) e classes de agressividade ambiental I, II e III, o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto é de 10%. Como o modelo para cálculo do coeficiente de carbonatação de Helene (1997b) não foi desenvolvido pensando de maneira probabilística, foi detectado que, para os valores utilizados para a avaliação da classe de agressividade ambiental IV, o maior coeficiente de variação possível para a previsão da vida útil é de 6%. Essa situação ocorre, pois, a operação $21,46617 - 0,35765 \cdot f_{ck}$ apresentada no modelo se aproxima de zero devido ao alto valor da variável f_{ck} em algumas simulações. Com isso, o coeficiente de carbonatação se aproxima de zero e, desta forma, a vida útil atinge valores inconsistentes.

Tabela 5-20 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 22, 23 e 24.

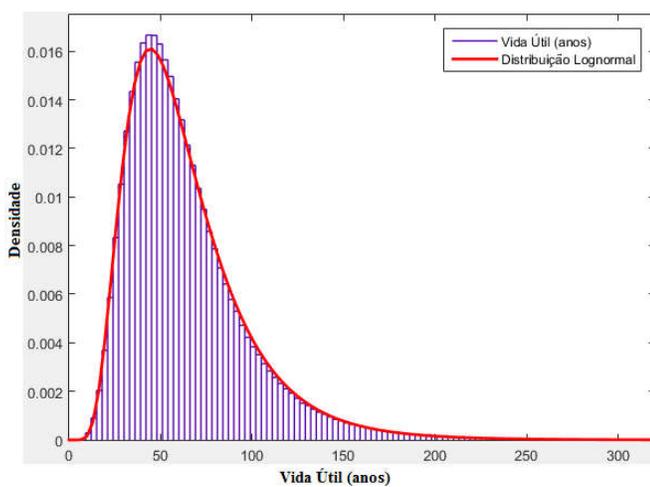
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
22	92,44	52,20	0,56	Lognormal	0,156
23	76,39	42,88	0,56	Lognormal	0,272
24	64,12	35,79	0,56	Lognormal	0,405



(a)



(b)



(c)

Figura 5.10 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade I, modelo Lewis (1987)/Helene (1997b): (a) Simulação 22: Concreto em geral. (b) Simulação 23: Concreto com cimento pozolânico. (c) Simulação 24: Concreto com cimento de alto forno.

5.2.5 Influência das variáveis

As seções a seguir apresentam o estudo relativo à avaliação da influência das variáveis *resistência à compressão do concreto, concentração de CO₂ e cobertura* na previsão da vida útil de uma estrutura sujeita à carbonatação, segundo o modelo de Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b).

5.2.5.1 Resistência à compressão do concreto

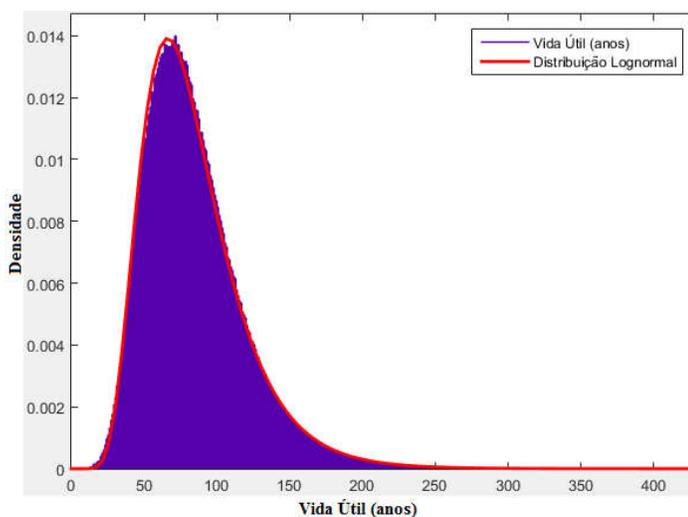
As simulações 25 e 26 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto, concentração de CO₂ e cobertura* apresentadas na Tabela 5-21. Observa-se que, enquanto as informações relativas ao *cobertura e concentração de CO₂* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média da *resistência à compressão do concreto* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas com concreto em geral estão apresentados na Figura 5.11 e na Tabela 5-22.

Tabela 5-21 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 25 e 26 (Concretos em geral).

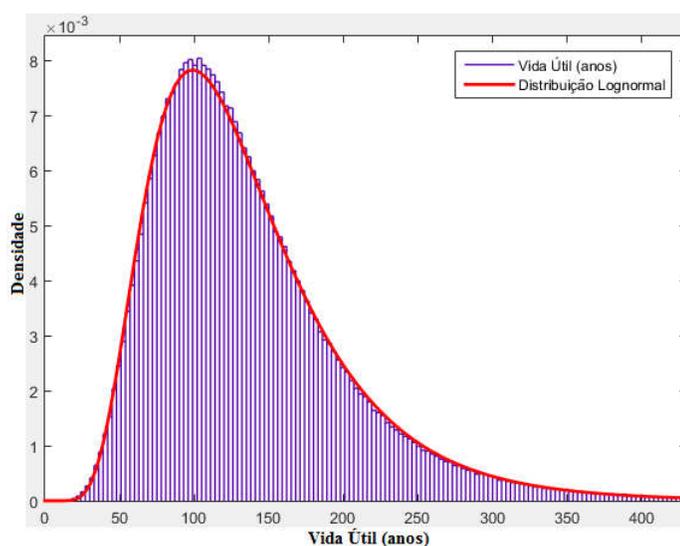
Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
25	Fc (f_{ck} = 25 MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobertura	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
26	Fc (f_{ck} = 30 MPa)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobertura	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal

Tabela 5-22 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 25 e 26 (Concretos em geral).

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
25	83,92	34,10	0,41	Lognormal	0,134
26	136,67	68,17	0,50	Lognormal	0,027



(a)



(b)

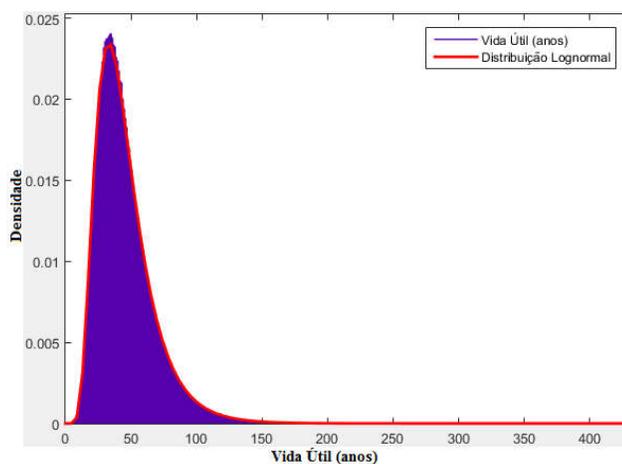
Figura 5.11 – Influência da vida útil devido à resistência à compressão do concreto para Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b): (a) Simulação 25: f_{ck} 25 MPa; (b) Simulação 26: f_{ck} 30 MPa.

5.2.5.2 Concentração de CO_2

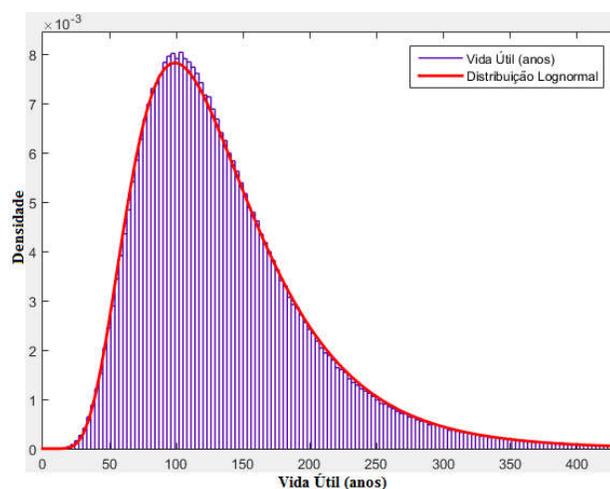
As simulações 27 e 28 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO_2* e *cobrimento* apresentadas na Tabela 5-23. Observa-se que, enquanto as informações relativas ao *cobrimento* e *resistência à compressão do concreto* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média da *concentração de CO_2* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas com concreto em geral estão apresentados na Figura 5.12 e na Tabela 5-24.

Tabela 5-23 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 27 e 28 (Concretos em geral).

Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
27	Fc ($f_{ck} = 30$ MPa)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO₂	0,3 %	0,045 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
28	Fc ($f_{ck} = 30$ MPa)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal



(a)



(b)

Figura 5.12 – Influência da vida útil devido à concentração de CO₂ do ambiente para Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b): (a) Simulação 27: Concentração de CO₂ 0,3%; (b) Simulação 28: Concentração de CO₂ 0,1%.

Tabela 5-24 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 27 e 28 (Concretos em geral).

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
27	45,52	22,68	0,50	Lognormal	0,673
28	136,67	68,17	0,50	Lognormal	0,027

5.2.5.3 Cobrimento

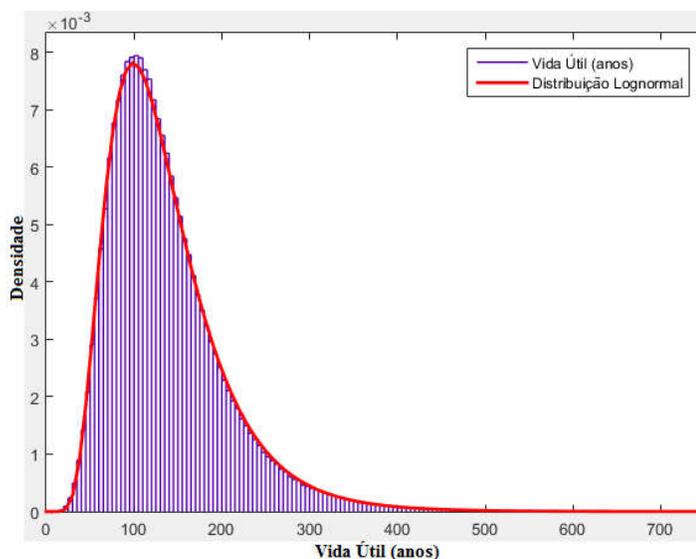
As simulações 29 e 30 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO₂* e *cobrimento* apresentadas na Tabela 5-25. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *concentração de CO₂* e *resistência à compressão do concreto* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média do *cobrimento* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas com concreto em geral estão apresentados na Figura 5.13 e na Tabela 5-26.

Tabela 5-25 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 29 e 30 (Concretos em geral).

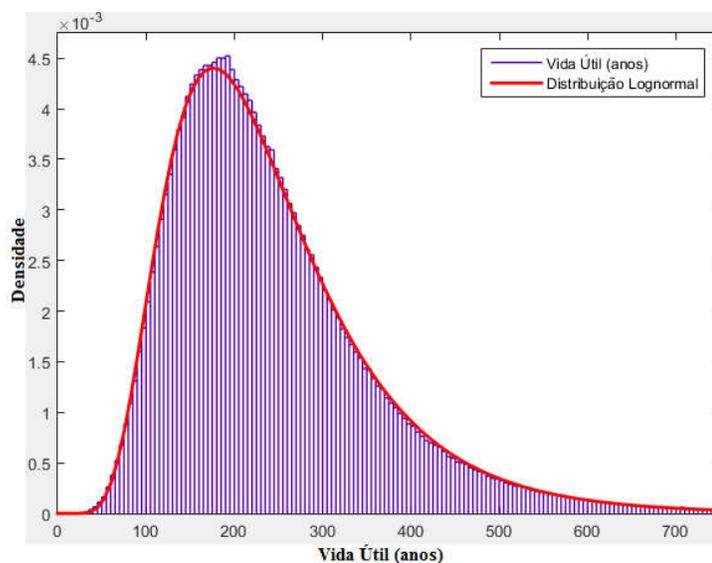
Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
29	Fc ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
30	Fc ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	40 mm	6 mm	0,15	Normal

Tabela 5-26 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 29 e 30 (Concretos em geral).

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
29	136,67	68,17	0,50	Lognormal	0,027
30	242,89	121,27	0,50	Lognormal	0,0012



(a)



(b)

Figura 5.13 – Influência da vida útil devido ao cobrimento do concreto para Ho e Lewis (1987) e Helene (1997b): (a) Simulação 29: Cobrimento 30 mm; (b) Simulação 30: 40 mm.

5.3 Modelo de Possan (2010)

Conforme mencionado anteriormente, o modelo de Possan (2010) foi desenvolvido apenas para ambiente urbano, ou seja, de acordo com a NBR 6118:2014, para a classe de agressividade II. Por conta disso, diferentemente dos outros modelos, só serão realizadas simulações para a classe de agressividade ambiental II.

O modelo de Possan (2010) é o que leva mais variáveis em consideração, comparado aos outros modelos estudados neste trabalho. Como variáveis construtivas, o modelo apresenta: o cobrimento, a resistência à compressão do concreto e o teor de adição pozolânica. As variáveis ambientais são: a umidade relativa, a concentração de CO₂ na atmosfera e o fator de exposição à chuva da estrutura.

5.3.1 Classe de agressividade ambiental II

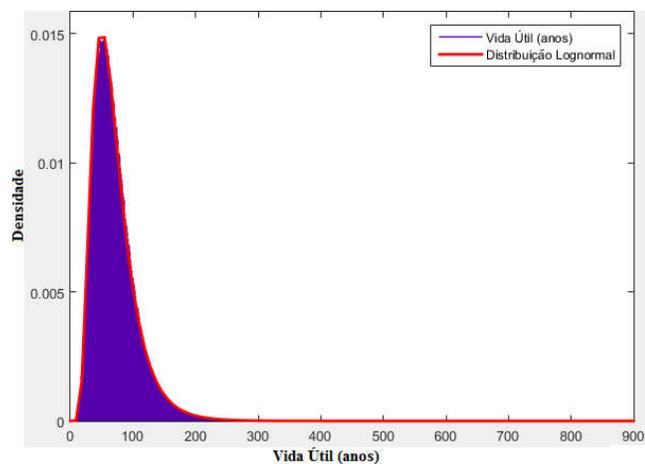
As simulações 31, 32 e 33 são referentes à classe de agressividade ambiental II para o modelo de Possan (2010) e usam a descrição probabilística das variáveis de interesse apresentada na Tabela 5-27. A simulação 31 é referente às estruturas realizadas em ambiente interno protegido da chuva, a simulação 32 às estruturas em ambiente externo protegido da chuva e a simulação 33 às estruturas em ambiente externo desprotegido da chuva. Os resultados obtidos para previsão da vida útil (*VU*) de uma estrutura de CA inserido no meio em estudo estão apresentados na Figura 5.14 e na Tabela 5-28. Nesta tabela, a probabilidade de falha é tomada como $P(VU < 50 \text{ anos})$. As simulações foram realizadas para o tipo de cimento CP II E onde as constantes estão apresentadas na Tabela 4-1. As constantes referentes ao tipo de exposição estão apresentadas na Tabela 4-2. O teor de adição pozolânica utilizado foi de 10%.

Tabela 5-27 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 31, 32 e 33.

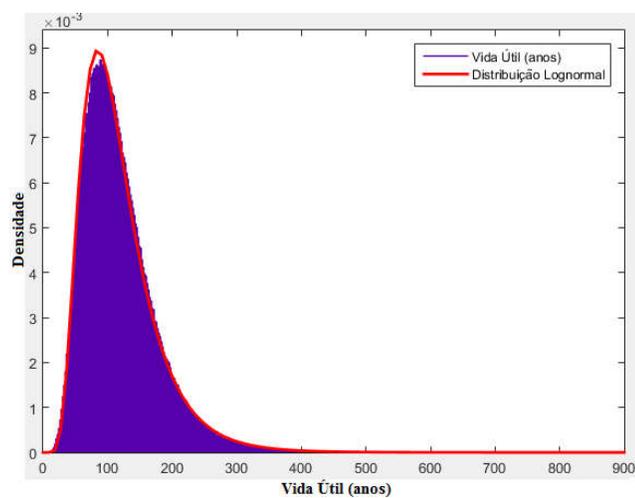
Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
F _c (f _{ck} = 25 MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,10	Normal
Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal

Tabela 5-28 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 31, 32 e 33.

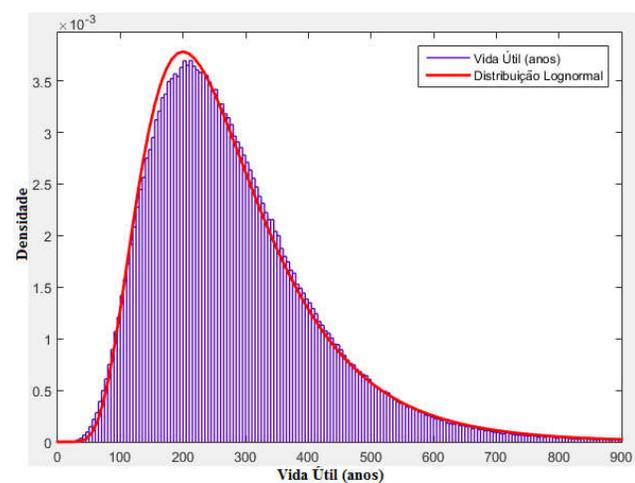
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
31	69,48	33,28	0,48	Lognormal	0,3085
32	117,58	56,19	0,48	Lognormal	0,0617
33	278,40	132,82	0,48	Lognormal	0,0011



(a)



(b)



(c)

Figura 5.14 – Histograma e respectiva função densidade de probabilidade da vida útil, classe de agressividade II, modelo Possan (2010): (a) Simulação 31: Ambiente interno protegido da chuva; (b) Simulação 32: Ambiente externo protegido da chuva; (c) Simulação 33: Ambiente externo desprotegido da chuva.

5.3.2 Influência das variáveis

As seções a seguir apresentam o estudo relativo à avaliação da influência das variáveis *resistência à compressão do concreto, concentração de CO₂, cobertura, umidade relativa e tipos de cimento* na previsão da vida útil de uma estrutura sujeita à carbonatação, segundo o modelo de Possan (2010).

5.3.2.1 Resistência à compressão do concreto

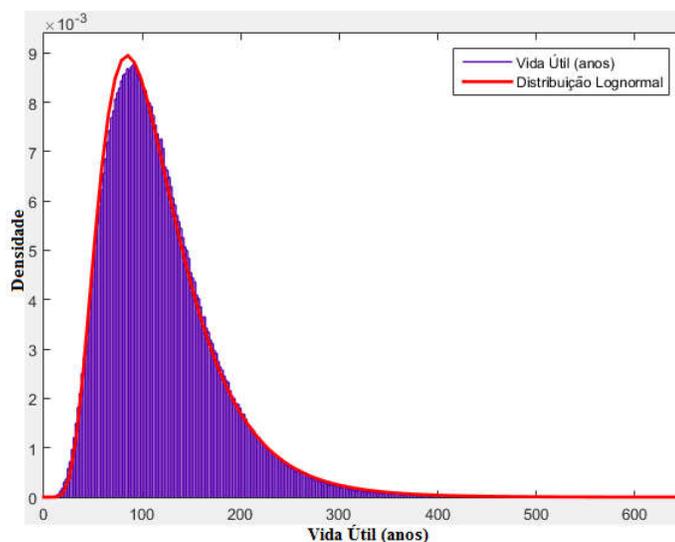
As simulações 34 e 35 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto, concentração de CO₂, cobertura e umidade relativa* apresentadas na Tabela 5-29. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *concentração de CO₂, cobertura e umidade relativa* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média da *resistência à compressão do concreto* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas em ambiente externo protegido da chuva, com cimento CPII E e adição pozolânica de 10% estão apresentados na Figura 5.15 e na Tabela 5-30.

Tabela 5-29 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 34 e 35 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

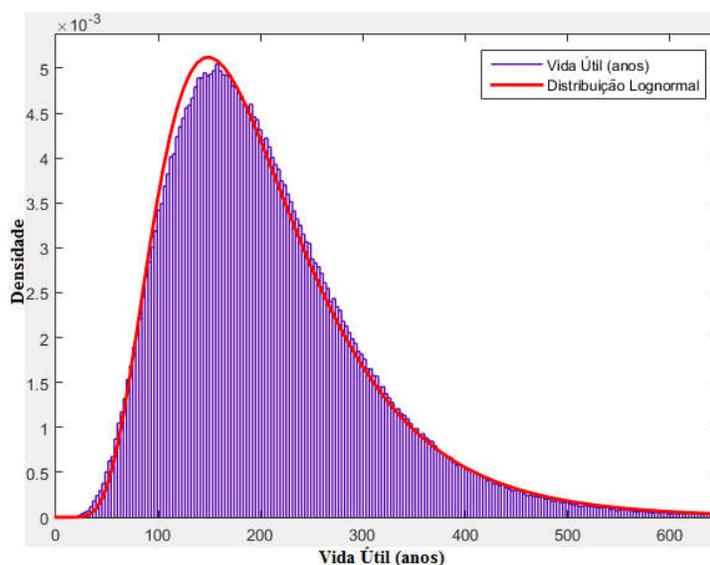
Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
34	Fc (f_{ck} = 25 MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal
35	Fc (f_{ck} = 30 MPa)	35,93 MPa	3,593 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal

Tabela 5-30 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 34 e 35 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
34	117,58	56,19	0,48	Lognormal	0,0617
35	206,10	97,60	0,47	Lognormal	0,0050



(a)



(b)

Figura 5.15 – Influência da vida útil devido à resistência característica do concreto para Possan (2010):

(a) Simulação 34: f_{ck} 25 MPa; (b) Simulação 35: f_{ck} 30 MPa.

5.3.2.2 Concentração de CO_2

As simulações 36 e 37 apresentadas na Tabela 5-31 representam a influência da vida útil a partir da variação da concentração de CO_2 da atmosfera para o modelo de Possan (2010). Os resultados obtidos para vida útil estão apresentados na Figura 5.16 e na Tabela 5-32. As simulações foram realizadas para estruturas em ambiente externo protegido da chuva, cimento CII E e adição pozolânica de 10%. A probabilidade de falha foi calculada para uma vida útil de 50 anos.

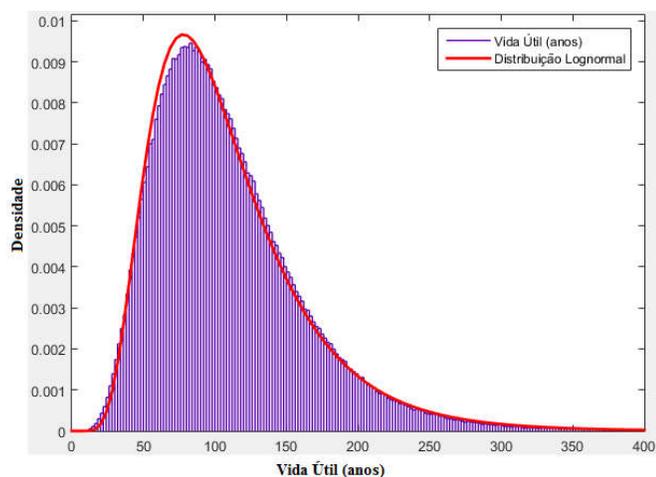
As simulações 36 e 37 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO₂*, *cobrimento* e *umidade relativa* apresentadas na Tabela 5-31. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *resistência à compressão do concreto*, *cobrimento* e *umidade relativa* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média da *concentração de CO₂* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas em ambiente externo protegido da chuva, com cimento CII E e adição pozolânica de 10% estão apresentados na Figura 5.16 e na Tabela 5-32.

Tabela 5-31 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 36 e 37 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

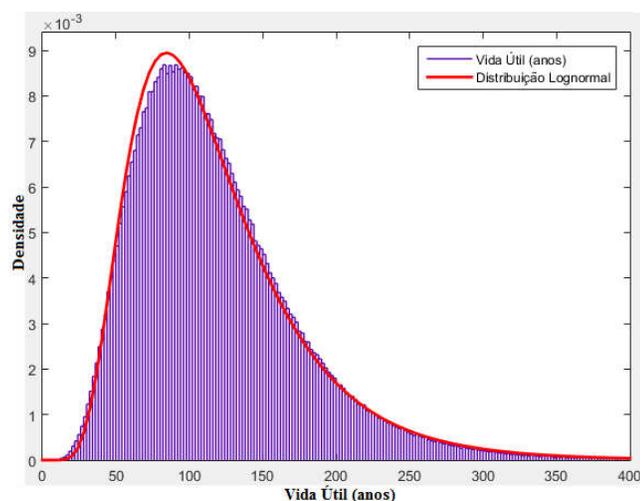
Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
36	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO₂	0,3 %	0,045 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal
37	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal

Tabela 5-32 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 36 e 37 (Ambiente Externo Protegido da Chuva)

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
36	108,64	52,23	0,48	Lognormal	0,0828
37	117,58	56,19	0,48	Lognormal	0,0617



(a)



(b)

Figura 5.16 – Influência da vida útil devido à concentração de CO_2 do ambiente para Possan (2010).

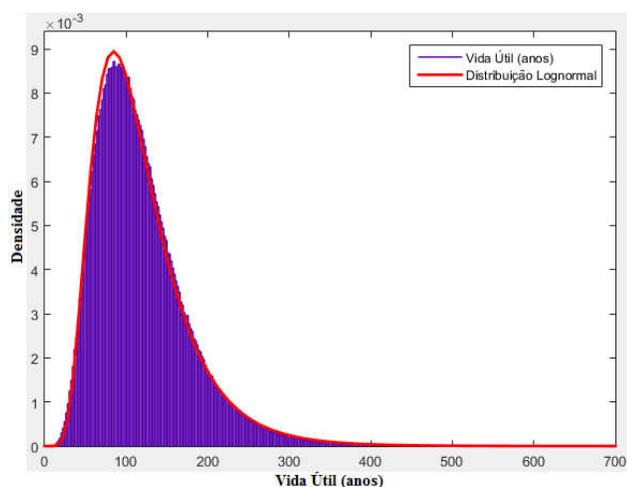
(a) Simulação 36: Concentração de CO_2 0,3 %; (b) Simulação 37: Concentração de CO_2 0,1 %.

5.3.2.3 Cobrimento

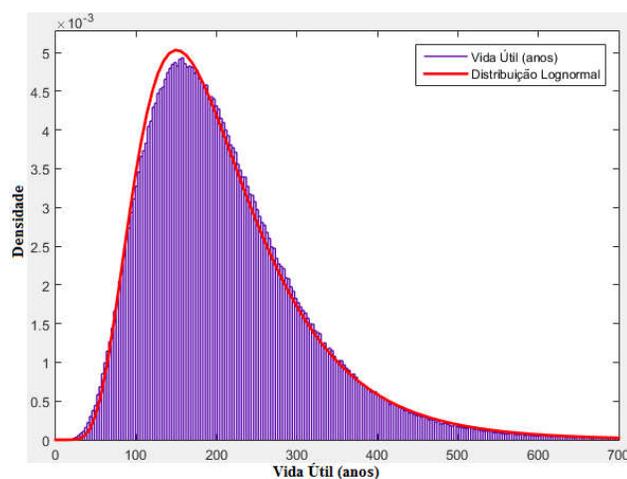
As simulações 38 e 39 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO_2* , *cobrimento* e *umidade relativa* apresentadas na Tabela 5-33. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO_2* e *umidade relativa* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média do *cobrimento* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas em ambiente externo protegido da chuva, com cimento CII E e adição pozolânica de 10% estão apresentados na Figura 5.17 e na Tabela 5-34.

Tabela 5-33 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 38 e 39 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
38	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal
39	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	40 mm	6 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal



(a)



(b)

Figura 5.17 – Influência da vida útil devido ao cobrimento do concreto para Possan (2010).

(a) Simulação 38: Cobrimento 30 mm; (b) Simulação 39: 40 mm.

Tabela 5-34 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 38 e 39 (Ambiente Externo Protegido da Chuva)

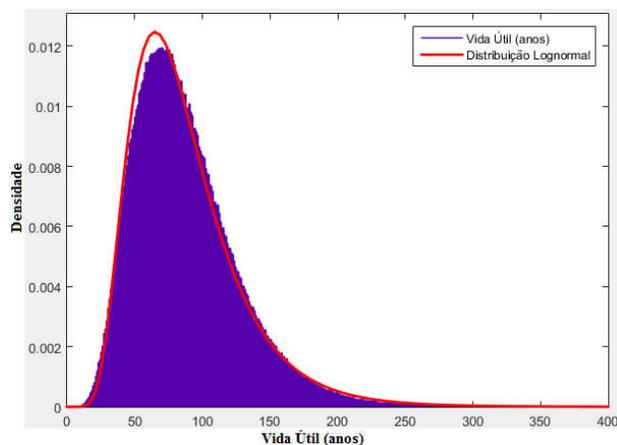
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
38	117,58	56,19	0,48	Lognormal	0,0617
39	209,06	99,95	0,48	Lognormal	0,0049

5.3.2.4 Umidade Relativa

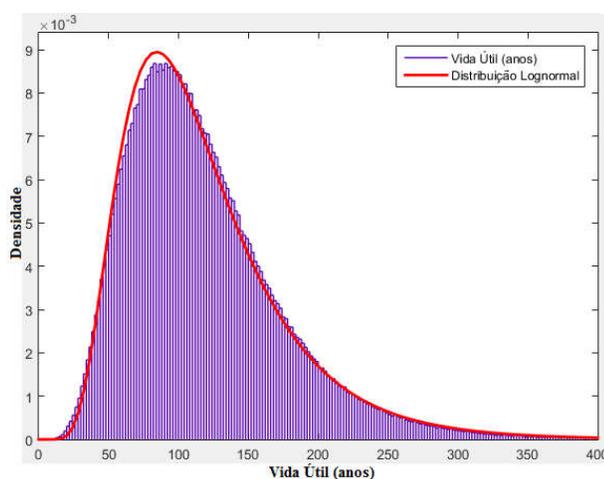
As simulações 40 e 41 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO₂*, *cobrimento* e *umidade relativa* apresentadas na Tabela 5-35. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *resistência à compressão do concreto*, *concentração de CO₂* e *cobrimento* são idênticas em ambos os casos, valores distintos da média da *umidade relativa* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas em ambiente externo protegido da chuva, com cimento CII E e adição pozolânica de 10% estão apresentados na Figura 5.18 e na Tabela 5-36.

Tabela 5-35 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 40 e 41 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
40	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	60 %	3,0 %	0,05	Normal
41	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal



(a)



(b)

Figura 5.18 – Influência da vida útil devido à umidade relativa do ambiente para Possan (2010).

(a) Simulação 40: Umidade Relativa 60%; (b) Simulação 41: Umidade Relativa 70%.

Tabela 5-36 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha $P(VU < 50 \text{ anos})$, simulações 40 e 41 (Ambiente Externo Protegido da Chuva)

Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
40	87,19	38,46	0,44	Lognormal	0,1495
41	117,58	56,19	0,48	Lognormal	0,0617

5.3.2.5 Tipos de cimento

O modelo de Possan (2010) propõe a avaliação por *tipos de cimento* através da variação de constantes que estão apresentadas na Tabela 4-1. Essas constantes levam em consideração as características do concreto e condições ambientais.

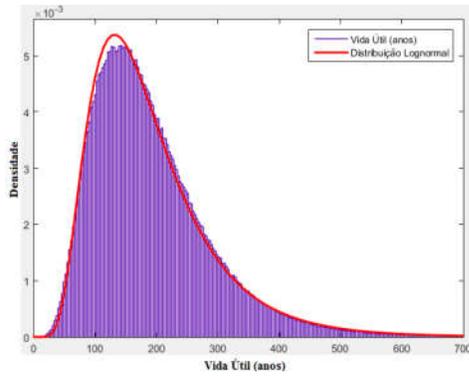
As simulações 42, 43, 44, 45, 46 e 47 utilizam as informações correspondentes às variáveis *resistência à compressão do concreto, concentração de CO₂, cobrimento, umidade relativa e tipos de cimento* apresentadas na Tabela 5-35. Observa-se que, enquanto as informações relativas à *resistência à compressão do concreto, concentração de CO₂, cobrimento e umidade relativa* são idênticas em ambos os casos, valores distintos das constantes referentes aos *tipos de cimento* são assumidos em cada caso. Os resultados obtidos para a vida útil de estruturas em ambiente externo protegido da chuva e adição pozolânica de 10% estão apresentados na Figura 5.19 e na Tabela 5-38.

Tabela 5-37 – Descrição probabilística das variáveis para as simulações 42 à 48 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

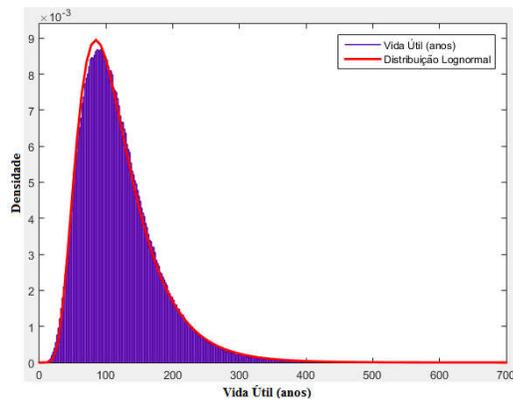
Simulação	Variável	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição
42 – CP I 43 – CP II E	Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	29,94 MPa	2,994 MPa	0,1	Normal
44 – CP II F 45 – CP II Z	Concentração de CO ₂	0,1 %	0,015 %	0,15	Normal
46 – CP III 47 – CP IV	Cobrimento	30 mm	4,5 mm	0,15	Normal
48 – CP V ARI	Umidade Relativa	70 %	3,5 %	0,05	Normal

Tabela 5-38 – Descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos), simulações 42 à 48 (Ambiente Externo Protegido da Chuva).

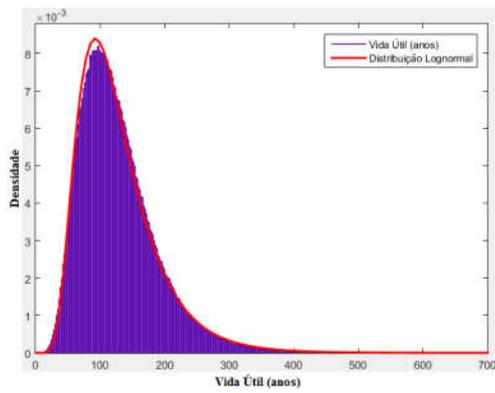
Simulação	Média (anos)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	Tipo de Distribuição	Probabilidade de falha
42	190,16	96,21	0,51	Lognormal	0,0112
43	117,62	56,22	0,48	Lognormal	0,0614
44	126,76	58,95	0,47	Lognormal	0,0429
45	106,14	50,73	0,48	Lognormal	0,0890
46	75,86	38,42	0,51	Lognormal	0,2681
47	59,01	28,93	0,49	Lognormal	0,4432
48	190,16	96,21	0,51	Lognormal	0,0112



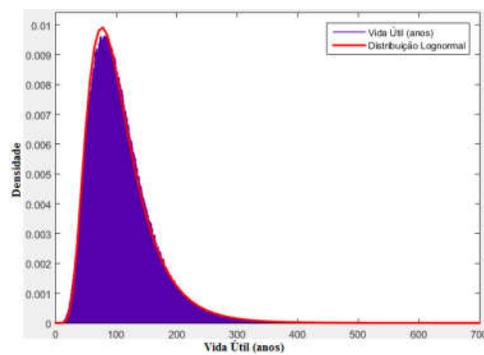
(a)



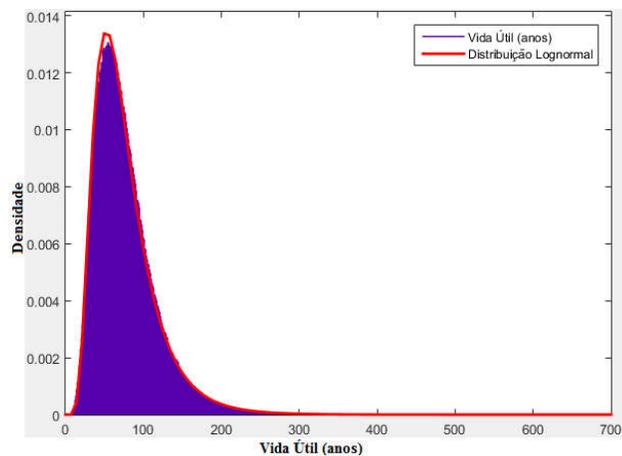
(b)



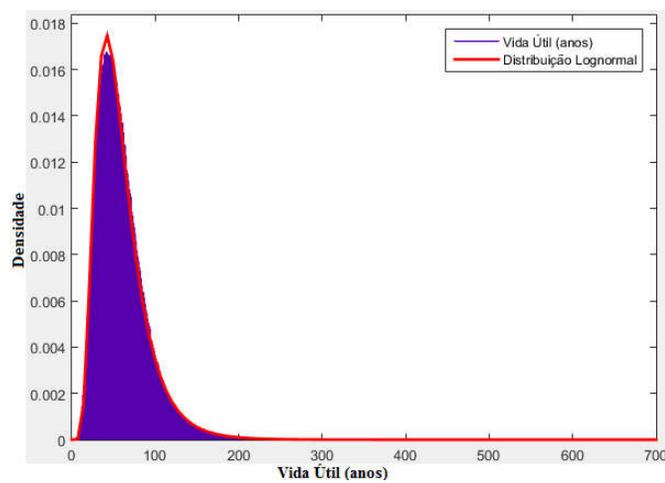
(c)



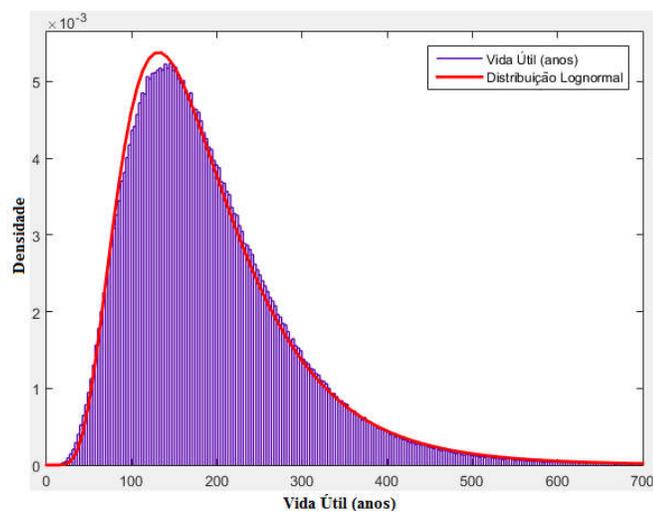
(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 5.19 – Influência da vida útil devido ao tipo de cimento para Possan (2010):

(a) Simulação 42: CPI; (b) Simulação 43: CP II E; (c) Simulação 44: CPII F; (d) Simulação 45: CPII Z.

(e) Simulação 46: CP III; (f) Simulação 47: CPIV; (g) Simulação 48: CPV ARI.

5.4 Sumário e discussão dos resultados

A Tabela 5-39 apresenta a média e o coeficiente de variação da vida útil da estrutura sujeita à carbonatação para todas as simulações realizadas (1 a 48), correspondentes aos distintos modelos e cenários considerados. A Tabela 5-39 também apresenta a correspondente probabilidade de falha para cada caso, isto é a probabilidade de que a vida útil estimada seja inferior à vida útil definida em projeto, aqui tomada como 50 anos.

Para o modelo de Ho e Lewis/Vesikari, os resultados apontam que, à medida que a agressividade do ambiente aumenta, a probabilidade de falha da estrutura sujeita à carbonatação diminui. Para uma maior agressividade do ambiente, --de maneira consistente com orientações normativas--, nesse trabalho foram adotados um maior *cobrimento* e uma menor *relação a/c*. Tais exigências normativas poderiam parcialmente justificar os resultados encontrados. Entretanto, deve-se observar que o modelo em questão não considera a demanda imposta pelo ambiente em que a estrutura está inserida, considerando apenas as condições “protegido da chuva” e “desprotegido da chuva”. Nota-se que, caso os mesmos parâmetros fossem adotados para o *cobrimento* e a *relação a/c*, --porém com ambientes de distintas classes de agressividade--, o mesmo resultado seria obtido independente do ambiente no qual a estrutura está inserida. Esta limitação, portanto, parece ser a responsável pelas inconsistências observadas.

Em relação à influência das variáveis, observa-se que a *relação a/c* e o *cobrimento* influenciam muito no que diz respeito à durabilidade da estrutura. A redução da *relação a/c* de 0,6 para 0,5 reduziu a probabilidade de falha de 39,5% para 4,1%; o aumento do *cobrimento*, de 30 mm para 40 mm também resultou na redução da probabilidade de falha de 16,3% para 2,5%. Quanto ao fator exposição à chuva, verifica-se também que de acordo com o modelo Ho e Lewis/Vesikari, a probabilidade de falha é bem menor para as estruturas desprotegidas da chuva.

O modelo de Ho e Lewis/Helene, busca suprir a limitação do modelo anterior pela inclusão da variável *concentração de CO₂*, porém sem levar em conta o fator de proteção à chuva. Adicionalmente, em lugar da *relação a/c*, o modelo de Ho e Lewis/Helene usa a *resistência do concreto*. O modelo apresenta coerência em termos da estimativa da probabilidade de

falha, onde tais probabilidades para “concreto em geral” são 13,8 %, 13,4 %, 20,5 % e 15,6 % para classes de agressividade I, II, III e IV, respectivamente.

Tabela 5-39 – Quadro resumo da descrição probabilística da vida útil e correspondente probabilidade de falha P ($VU < 50$ anos) de todas as simulações realizadas.

Simulação	Modelo	Descrição	Condição	Média (anos)	Coefficiente de Variação	Probabilidade de Falha
1	Ho e Lewis / Vesikari	Classe de agressividade ambiental I	Protegido da chuva	31,80	60%	85,6%
2			Desprotegido da chuva	52,68	76%	60,2%
3		Classe de agressividade ambiental II	Protegido da chuva	66,39	57%	39,5%
4			Desprotegido da chuva	123,48	75%	16,2%
5		Classe de agressividade ambiental III	Protegido da chuva	172,10	53%	2,6%
6			Desprotegido da chuva	370,92	73%	0,5%
7		Classe de agressividade ambiental IV	Protegido da chuva	548,43	59%	0,0023%
8			Desprotegido da chuva	1743,20	59%	0,0001%
9		Relação a/c = 0,6	Protegido da chuva	66,39	57%	39,5%
10		Relação a/c = 0,5		140,12	48%	4,1%
11		Cobrimento = 30mm		96,73	53%	16,3%
12		Cobrimento = 40mm		172,09	53%	2,5%
13	Ho e Lewis / Helene	Classe de agressividade ambiental I	Concreto em geral	79,73	37%	13,8%
14			Concreto com cimento pozolânico	65,90	37%	27,4%
15			Concreto com cimento de alto forno	55,38	37%	44,6%
16		Classe de agressividade ambiental II	Concreto em geral	83,92	41%	13,4%
17			Concreto com cimento pozolânico	69,39	41%	25,9%
18			Concreto com cimento de alto forno	58,34	41%	41,5%
19		Classe de agressividade ambiental III	Concreto em geral	80,89	50%	20,5%
20			Concreto com cimento pozolânico	66,90	50%	34,4%
21			Concreto com cimento de alto	56,22	50%	49,2%

			forno			
22		Classe de agressividade ambiental IV	Concreto em geral	92,44	56%	15,6%
23			Concreto com cimento pozolânico	76,39	56%	27,2%
24			Concreto com cimento de alto forno	64,12	56%	40,5%
25		Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	Concreto em geral	83,92	41%	13,4%
26		Fc ($f_{ck} = 30$ MPa)		136,67	50%	2,7%
27		Concentração de $CO_2 = 0,3\%$		45,52	50%	67,3%
28		Concentração de $CO_2 = 0,1\%$		136,67	50%	2,7%
29		Cobrimento = 30mm		136,67	50%	2,7%
30		Cobrimento = 40mm		242,89	50%	0,12%
31		Classe de agressividade ambiental II		Ambiente interno protegido da chuva	69,48	48%
32			Ambiente externo protegido da chuva	117,58	48%	6,17%
33			Ambiente externo desprotegido da chuva	278,40	48%	0,11%
34		Fc ($f_{ck} = 25$ MPa)	Ambiente externo protegido da chuva	117,58	48%	6,17%
35		Fc ($f_{ck} = 30$ MPa)		278,50	47%	0,50%
36		Concentração de $CO_2 = 0,3\%$		108,64	48%	8,28%
37		Concentração de $CO_2 = 0,1\%$		117,58	48%	6,17%
38		Cobrimento = 30mm		117,58	48%	6,17%
39		Cobrimento = 40mm		209,06	48%	0,49%
40		Umidade relativa = 60%		87,19	44%	14,95%
41		Umidade relativa = 70%		117,58	48%	6,17%
42		CP I		190,16	51%	1,12%
43		CP II E		117,58	48%	6,17%
44		CP II F		126,76	47%	4,29%
45		CP II Z		106,14	48%	8,90%
46		CP III		75,86	51%	26,81%
47		CP IV		59,01	49%	44,32%
48		CP V ARI		190,16	51%	1,12%

Os resultados da SMC para o modelo de Ho e Lewis/Helene indicam que, quanto maior a *resistência do concreto*, maior a vida útil da estrutura e menor a correspondente probabilidade de falha. Mantendo-se inalteradas as demais condições, para um concreto de 25 MPa a probabilidade de falha encontrada é de 13,4%, já para um concreto de 30 MPa, a probabilidade de falha é de 2,4%. Como mencionado anteriormente, a *concentração de CO₂* possui grande influência na vida útil estimada através do modelo de Ho e Lewis/Helene. Para uma concentração de CO₂ de 0,3%, a probabilidade de falha estimada é de 67,3% e, para uma concentração de CO₂ de 0,1%, a probabilidade de falha é de 2,7%. Quanto ao *cobrimento*, para os valores médios de 30 mm e 40 mm, a probabilidade de falha é de 2,7% e 0,12%, respectivamente. Quanto ao *tipo de cimento utilizado*, os resultados correspondentes ao modelo de Ho e Lewis/Helene indicam que concretos com cimento de alto forno são os que apresentam uma menor vida útil, seguidos por concretos com cimento pozolânico. Os concretos com cimento em geral, são aqueles que apresentam a maior vida útil e menor probabilidade de falha. Há que se ressaltar que, o modelo de Ho e Lewis/Helene, apresenta resultados inconsistentes para valores do coeficiente de variação da resistência do concreto superiores a 6%, na classe de agressividade IV. Supõe-se que tal limitação esteja associada à utilização de menores resistências à compressão do concreto no ajuste dos fatores associados àquele modelo.

O modelo de Possan (2010) foi desenvolvido para ambientes urbanos, ou seja, classe de agressividade ambiental II, de acordo com a NBR 6118:2014; desta maneira, neste trabalho, as estimativas correspondentes a esse modelo ficaram limitadas a esta classe de agressividade. Segundo o modelo de Possan, o *fator proteção à chuva* tem grande influência na estimativa da vida útil. Para ambiente interno protegido da chuva, a probabilidade de falha estimada é de 30,85 %, enquanto que para ambiente externo desprotegido da chuva esta é de apenas 0,11 % para as mesmas condições construtivas e ambientais. Quanto à influência das demais variáveis, um aumento na *resistência à compressão do concreto* de 25 MPa para 30 MPa, resultou em significativa redução da probabilidade de falha de 6,17% para 0,50% e aumento elevado da vida útil média de 117,58 anos para 278,50 anos. A redução da *concentração de CO₂* de 0,3% para 0,1% não se traduziu em uma expressiva queda na probabilidade de falha, passando de 8,28% para 6,17%. O aumento do *cobrimento* de 30 mm para 40 mm também resultou em redução significativa da probabilidade de falha, que caiu de 6,17% para 0,49%. Um aumento na *umidade relativa* de 60% para 70% significou uma redução na probabilidade de falha de 14,95% para 6,17%. Quanto ao tipo de cimento, pode ser observado que o mesmo

tem uma grande influência na probabilidade de falha, correspondendo a uma faixa de 1,12% a 44,32% (para $f_{ck}=25$ MPa), fazendo desta variável a mais significativa para o bom desempenho da estrutura.

Quanto ao modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari(1988), observa-se que ele apresenta resultados coerentes e satisfatórios em relação aos demais para a classe ambiental II, indicando que é um modelo calibrado para ambientes urbanos. Os modelos de Possan (2010) e o de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b) incorporam variáveis que representam fatores construtivos e fatores ambientais; porém, algumas diferenças podem ser notadas entre estes dois modelos.

A primeira delas é a influência da *concentração de CO₂*, com o modelo de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b) indicando que a *concentração de CO₂* tem grande influência na vida útil; o mesmo não ocorrendo para o modelo de Possan (2010). Porém, este último modelo leva em consideração a *umidade relativa*, resultando em estimativas coerentes com aquelas de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b). Outra diferença encontrada, foi que, de acordo com o modelo de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b), o cimento de alto forno (CP III) apresenta uma vida útil média menor do que o cimento pozolânico (CP IV). Já no modelo de Possan (2010), essa estimativa se inverte, com o cimento pozolânico apresentando vida útil média inferior ao cimento de alto forno. O modelo de Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b) apresenta resultados próximos aos de Possan (2010) no que diz respeito à ambientes internos protegidos da chuva. Quanto ao *efeito proteção à chuva* o modelo de Possan (2010), em comparação com o modelo de Ho e Lewis (1987)/Vesikari(1988), prevê uma influência muito maior desta variável. Para ambientes internos protegidos da chuva, os dois modelos apresentam vida útil média similar (69,48 anos, 66,39 anos), porém, para ambientes desprotegidos da chuva, o modelo de Possan prevê uma vida útil média muito maior do que Ho e Lewis /Vesikari (278,40 anos e 123,48 anos, respectivamente) para a classe de agressividade II.

6

SUMÁRIO E CONCLUSÕES

6.1 Considerações Finais

Diante da grande necessidade de estruturas mais duráveis, a avaliação da vida útil de estruturas de CA é assunto de maior relevância. O processo da carbonatação é uma das principais patologias responsáveis pela redução da vida útil de estruturas de CA. Desta forma, uma adequada compreensão dos fatores intervenientes no processo de avanço da frente de carbonatação, assim como a modelagem matemática de tal processo se faz necessária. A pesquisa reportada nesta dissertação identifica que, segundo diversos autores, o processo da carbonatação é influenciado por diversos parâmetros construtivos (relação *a/c*, cobrimento, tipos e teor de cimentos e adições, cura, adensamento, fissuração e resistência à compressão do concreto) e ambientais (concentração de CO₂ na atmosfera, umidade relativa do ambiente, temperatura e efeito de proteção da chuva).

Uma importante etapa do trabalho aqui realizado foi a identificação dos distintos formatos adotados no tratamento do problema da carbonatação em estruturas de CA incorporados nas normas técnicas atuais. Foi observado que, enquanto as normas operacionais (NBR 6118:2014 e ACI 318-14) usualmente se limitam a procedimentos prescritivos, as “normas modelo” (*fib* Model Code) e orientações técnicas (ACI 365-00 e JSCE 17) já identificam a necessidade de um tratamento probabilístico ao problema da carbonatação. Assim, é reconhecido que os métodos probabilísticos são aqueles que podem dar o adequado tratamento às grandes incertezas associadas aos parâmetros envolvidos, e em especial à estimativa da vida útil da estrutura de CA.

Desta maneira, o objetivo principal deste estudo foi avaliar probabilisticamente a vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação. Para tal:

- Distintos modelos determinísticos disponíveis na literatura para o cálculo da profundidade de carbonatação foram avaliados;
- a descrição probabilística das variáveis intervenientes foi investigada a partir de informações encontradas na literatura;
- um procedimento computacional baseado na SMC para a descrição probabilística da vida útil da estrutura foi implementado;
- a probabilidade de falha de estruturas de CA sujeitas à carbonatação, para o estado limite de despassivação, foi estimada para distintos cenários relativos às características do concreto, cobrimento, agressividade ambiental, etc.;
- a influência das variáveis de projeto no processo de carbonatação foi avaliada.

6.2 Conclusões

Os documentos técnicos com vistas à normalização das estruturas de CA apresentam os formatos prescritivo, semi-probabilístico e probabilístico para o tratamento do problema da deterioração (o que inclui a carbonatação). Enquanto que as normas operacionais se limitam ao formato prescritivo, os documentos responsáveis pela definição de tendências futuras (como por exemplo o *fib* Model Code (2010) e o ACI 365-00), também incluem os formatos semi-probabilístico e probabilístico.

A avaliação probabilística da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação demanda a utilização dos conceitos e métodos da Confiabilidade Estrutural. Nesta pesquisa a SMC foi empregada na descrição probabilística da vida útil, assim como no cálculo da correspondente probabilidade de falha. A probabilidade de falha calculada pela razão entre “número observado de falhas e número de simulações”, permitiu que possíveis erros associados ao ajuste de distribuição de probabilidade à cauda inferior do correspondente histograma da vida útil fossem evitados. Para funções de desempenho explícitas e um pequeno número de variáveis, como no problema aqui tratado, amostras contendo um grande número de elementos puderam ser facilmente geradas. Neste estudo, 1.000.000 realizações foram utilizadas, o que associado a probabilidades de falha bastante superiores àquelas correspondentes aos estados limites últimos, resultou em pequeno erro percentual para a probabilidade de falha estimada.

Neste trabalho, a avaliação probabilística da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação foi feita para o estado limite de despassivação, ou seja, o fim da vida útil foi tomado como o momento em que a frente de carbonatação atinge a armadura. Desta maneira, foi abordado apenas o processo de difusão do CO₂; significando que os valores encontrados representam limites inferiores para a vida útil real. Assim, além da obtenção de estimativas conservadoras, estas estimativas estão ancoradas a considerações de ordem prática visto que a parcela não incorporada e representativa da fase de propagação é usualmente bastante inferior àquela correspondente à fase de iniciação.

Neste trabalho, a avaliação probabilística da vida útil de estruturas de CA sujeitas à carbonatação foi feita através de três modelos distintos: Ho e Lewis (1987)/Vesikari(1988), Ho e Lewis (1987)/Helene (1997b) e Possan (2010). Todos os modelos considerados são baseados na “raiz quadrada do tempo”; entretanto, grandes diferenças existem entre estes modelos quanto à determinação do coeficiente de carbonatação. Observando-se que distintas variáveis são empregadas no cálculo do coeficiente de carbonatação conforme cada modelo específico, grandes diferenças entre as estimativas de vida útil eram esperadas. A despeito dos distintos resultados obtidos em termos da média da vida útil, em comum todos os três modelos considerados indicam altos valores para o coeficiente de variação: 48% a 76%, 37% a 56%, e 44% a 51%, para Ho e Lewis/Vesikari, Ho e Lewis/Helene, e Possan, respectivamente. Estes resultados confirmam a necessidade de avaliações probabilísticas para o tratamento da vida útil de uma estrutura.

A adequação de cada modelo é, portanto, dependente do coeficiente de carbonatação. O modelo mais simples, Ho e Lewis/Vesikari, aparenta ser um modelo obsoleto devido ao fato de levar em consideração somente uma variável construtiva (relação a/c). Porém, a análise dos resultados obtidos indica resultados satisfatórios para a classe de agressividade ambiental II. O JSCE 17 (2007), que é um documento de recomendações técnicas do Japão, sugere um modelo que utiliza o mesmo formato que Ho e Lewis/Vesikari, com coeficiente de carbonatação obtido para a região em que as estruturas estão inseridas. Já os modelos, Ho e Lewis/Helene e Possan são modelos mais atuais e representam melhor a realidade, reproduzindo o comportamento esperado conforme discussão apresentada no Capítulo 2. Mais estudos são necessários em relação ao desenvolvimento de modelos que descrevam o avanço da frente de carbonatação e o seu correspondente ajuste e validação através de uma ampla base de dados experimental que também inclua ensaios de longa duração.

6.3 Sugestões para Estudos Futuros

As sugestões para estudos futuros são:

- A pesquisa aqui apresentada ficou limitada ao estado limite de despassivação, ou seja, à fase de iniciação do processo de carbonatação. Este trabalho pode ser estendido de maneira a incluir a estimativa da vida útil considerando-se as fases de iniciação e propagação;
- Desenvolvimento de programas experimentais específicos para a medida do avanço da frente de carbonatação que possam subsidiar o desenvolvimento de novos modelos determinísticos para tal finalidade;
- Desenvolvimento de novos modelos determinísticos para o avanço da frente de carbonatação, que sejam representativos de uma faixa mais ampla dos valores das variáveis intervenientes utilizadas na validação de tais modelos;
- A descrição probabilística das variáveis intervenientes ficou limitada às informações obtidas na literatura. Maiores pesquisas são desejáveis de tal maneira a melhor representar o material em questão, as práticas construtivas e a severidade do ambiente no qual a estrutura está inserida;
- O estudo desenvolvido nesta dissertação considerou a deterioração causada exclusivamente pela carbonatação. O estudo da interação entre distintos processos de deterioração, por exemplo carbonatação e ataque por íons cloretos também é desejável.

7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). *Quais os tipos de Cimento Portland?* Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/cms/perguntas-frequentes/quais-sao-os-tipos-de-cimento-portland/>>. Acesso em: 11 de abril de 2017.

ACI Committee 201. *Guide to Durable Concrete*, ACI 201.2R-01, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2001.

ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318M-14 e ACI 318RM-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2014.

ACI Committee 365. *Service Life Prediction-State of the art report*, ACI 365.1R-00, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2000.

AHMAD, S. *Reinforced Corrosion in Structures, its Monitoring and Service Life Prediction*, Cement and Concrete Composites, Vol. 25, 459-471, 2003.

ANDRADE, C. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. Trad. de Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.

ANDRADE, C. *Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcement by using the electrical resistivity*. In: International symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, RILEM, 1-8. Evanston, 2004.

ANDRADE, J. J. O. *Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos*. 2001. 256f. Tese de doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento* (NBR 6118).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2015). *Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação — Procedimento* (NBR 12655).

ANG, A. H. e TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Decision, Risk and Reliability*, Vol. II, John Wiley & Sons. EUA, 1990.

AWRUCH, A.M. e GOMES, H.M. *Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado com uma metodologia para inclusão de efeitos estocásticos de propriedades dos materiais*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño em Ingeniería. 2014; 30(2): pp. 85-96.

BARIN, D.S. *Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico*. Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil. Universidade Federal de Santa Maria. UFSM, PPGEC, 2008.

BARBUDO, M.A.S. *Cálculo del período de iniciación de la corrosión de la armadura del hormigón*. Madrid, Universidade Complutense de Madrid, Departamento de Ingeniería Química, 1992.

BODEN, T.A.; MARLAND G. Marland; ANDRES R.J. *Global, Regional, and National Fossil-Fuel CO₂ Emissions*. Carbon Dioxide Information Analysis Center, Oak Ridge National Laboratory, U.S. Department of Energy, Oak Ridge, Tenn., U.S.A., 2015. doi 10.3334/CDIAC/00001_V2015.

BRANDÃO, A.M.S. *Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: Aspectos relativos ao projeto*. 1998, 137f. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1998.

CADORE, W.W. *Estudo da carbonatação da camada de cobrimento de protótipos de concreto com altos teores de adições minerais e cal hidratada*. Santa Maria, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), 2008.

CARMONA, T.G. *Modelos de Previsão da Despassivação das Armaduras em Estruturas de Concreto Sujeitas à Carbonatação*. São Paulo, Universidade de São Paulo PCC. USP, 2005.

CALLISTER, W.D. *Ciência e Engenharia de Materiais: Uma introdução*. Trad. De Sergio Soares. Rio de Janeiro, LTC, 2008.

CASCUDO, O. *O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto: Inspeção e técnicas eletroquímica*. 237 p. Goiânia, Editora UFG, 1997.

COSTA, R. M. *Estudo da Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado*, Dissertação de Mestrado, EE-UFMG, Belo Horizonte, Brasil, 1999.

DA SILVA, T.J. Como Estimar a vida útil de estruturas projetadas com critérios que visam a durabilidade. In: *2º Workshop sobre Durabilidade das Construções WORKDUR*, 2001, São José dos Campos. Anais... 2 Workshop sobre Durabilidade das Construções WORKDUR, 2001.

DINIZ, S. M. C. *Structural Reliability: Rational Tools for Design Code Development*. 2008 *Structures Congress*, Vancouver, ASCE. 2008.

FIGUEIREDO, C. R. *Estudo da carbonatação em estruturas de concreto armado em Brasília: avaliação de pilares*. 2004, 222f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004.

GENTIL, V. *Corrosão*. Rio de Janeiro: LTC, 2003. 341p.

HELENE, P. R. L. *Corrosão em Armaduras para Concreto Armado*, IPT, PINI, São Paulo, Brasil, 1986.

HELENE, P. R. L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. 1993, 231f. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HELENE, P.R.L. *Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto*. In: Ambiente Construído, v. 1, n. 2. São Paulo, 1997a.

HELENE, P.R.L. *Vida útil das Estruturas de Concreto*. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções. Anais. Porto Alegre, RS, 1997b.

HO, D.W.S. and LEWIS R.K. *Carbonation of concrete and its prediction*. Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp. 489-504, 1987.

HOUST, Y.F. and WITTMANN, F.H. *Influence of Porosity and Water Content on the Diffusivity of CO₂ and O₂ Through Hydrated Cement Paste*. Cement and Concrete Research, Vol. 24, No. 6, pp. 1165-1176, 1994.

Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/>>. Acesso em: 30/09/2016.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE- fib. *fib Model Code for Concrete Structures*, vol. 1. fib Bulletin, n. 55, 2010.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION ORGANIZATION-ISO. ISO 16311-1:2014- Maintenance and repair of concrete structures -- Part 1: General principles, 19 p., 2014.

ISAIA, G.C. *Carbonatação do concreto: uma revisão*. In: Workshop sobre corrosão da armadura do concreto, Colloquia. Anais. São José dos Campos, 1999.

Japan Society of Civil Engineers, JSCE. *Standard Specifications for Concrete Structures - 2007 "Maintenance", JSCE Guidelines for Concrete No.17*, 2007.

JIANG, L; LIN, B.; CAI, Y. *A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete*. Cement and Concrete Research, v. 30, p. 699-702, 2000.

JORDÃO, F. R. *Caracterização de variáveis que influenciam na vida útil das estruturas de concreto*. 2006. Dissertação de mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2006.

LÓPEZ, D. I. *Bases de diseño para un tratamiento probabilista a los procesos de corrosión de la armadura em el hormigón*. 2003. Tese (Doctorado). Universidade Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

LORENSINI, R.V. *Avaliação probabilística da deterioração de estruturas em concreto armado*. Belo Horizonte, Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, 2006.

MORINAGA, S. *Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel*. In: Proceedings of the 5th international conference on Durability of Building Materials and Components, pp. 5–13, 1990.

NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Mexico, 1997. Trad. de Salvador E. Giammusso. São Paulo, Pini, 1982.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. *Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation*. ACI Materials Journal, n. 88, p.363-373, 1991.

POSSAN, E. *Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano*. Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2010.

RAMEZANIANPOUR, A.A., TARIGHAT, A., MIYAMOTO, A. *Concrete Carbonation Modelling and Monte Carlo Simulation Method for Uncertainty Analysis of Stochastic Front Depth*. Mem. Fac. Eng. Yamaguchi University, Vol. 50 No.2, 2000.

SCHIESSL, P. *Corrosion of Steel in Concrete*. Report of the Technical Committee. 60-CSC, RILEM, Chapman and Hall, London, 1998.

SHOUMAN, M.L. *Probabilistic Reliability: An Engineering Approach*, The McGraw-Hill Companies. New York, 1968.

SIEMES, T. *et al. Durability – A Probabilistic Approach. Durability of Building Materials.* n.3, 1985, p. 101-113.

THOFT-CHRISTENSEN, P. *Corrosion Crack Based Assessment of Life-Cycle Reliability of Concrete Structures.* Proc. ICOSSAR'01, Newport Beach, California, EUA, 2001.

TUUTTI, K. *Corrosion of Steel in Concrete*, Stockholm, 1982. 469 p. Swedish Cement and Concrete Research, Fo n° 504.

VESIKARI, E. *Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement.* In: Technical Research Centre of Finland, report n 553 (Espoo), Finland, 1988, 53 p.