

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL:
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

CAIO SANDER ANDRADE PORTELLA

**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE CONCRETOS PRODUZIDOS SEGUNDO A
ABNT NBR 6118:2007 E EXPOSTOS AOS CLORETO DISSEMINADOS EM
NÉVOA SALINA NA PRAIA DO FUTURO, EM FORTALEZA-CE.**

FORTALEZA

2013

CAIO SANDER ANDRADE PORTELLA

**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE CONCRETOS PRODUZIDOS SEGUNDO A
ABNT NBR 6118:2007 E EXPOSTOS AOS CLORETOS DISSEMINADOS EM
NÉVOA SALINA NA PRAIA DO FUTURO, EM FORTALEZA – CE.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Construção Civil.

Orientador: Antonio Eduardo Bezerra Cabral

FORTALEZA

2013

CAIO SANDER ANDRADE PORTELLA

**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE CONCRETOS PRODUZIDOS SEGUNDO A
ABNT NBR 6118:2007 E EXPOSTOS AOS CLORETOS DISSEMINADOS EM
NÉVOA SALINA NA PRAIA DO FUTURO, EM FORTALEZA – CE.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Construção Civil.

Aprovada em: ___ / ___ / _____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. D.Sc. Antonio Eduardo Bezerra Cabral (Orientador)
Universidade Federal do Ceara (UFC)

Prof. D.Sc. Augusto Teixeira de Albuquerque (Examinador Interno)
Universidade Federal do Ceara UFC

Prof. D.Sc. Oswaldo Cascudo Matos (Examinador Externo)
Universidade Federal de Goiás (UFG)

RESUMO

As estruturas de concreto armado nas regiões de orla marítima se degradam mais precocemente que aquelas mais afastadas, devido à ação dos cloretos presentes na névoa salina marinha, responsáveis por desencadear o processo de corrosão do aço das armaduras do concreto. Este trabalho avaliou a deposição mensal de cloretos presentes na atmosfera marinha em função da distância ao mar, na região da Praia do Futuro, na cidade de Fortaleza, utilizando o método da vela úmida. Avaliou-se também a ação dos cloretos no concreto utilizando corpos de prova com f_{ck} de 25 MPa e 35 MPa, através da medição do teor de cloretos penetrado e do potencial de corrosão. Para cada f_{ck} do concreto foram confeccionados quatro exemplares, os quais foram distribuídos em locais distantes de 100 m, 300 m, 740 m e 1000 m do mar, acompanhados de uma vela úmida. Em laboratório foi realizado ensaio acelerado de penetração de cloretos e de potencial de corrosão a fim de comparar com os resultados em condições naturais. Os resultados indicam que a agressividade do meio ambiente nessa região é bastante elevada, quando comparada a outras regiões do Brasil, e que também diminui exponencialmente em função da distância do mar. Os concretos produzidos com menor relação água/cimento e maior f_{ck} apresentam melhor desempenho frente à agressividade da Praia do Futuro. Constatou-se a necessidade de atenção especial na elaboração dos futuros projetos de estruturas de concreto armado para essa região quanto às normas ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 12655:2006.

Palavras-chave: cloretos, vela úmida, névoa salina, concreto armado, Praia do Futuro.

ABSTRACT

The reinforced concrete structures in regions of coastline degrade earlier than those further away, due to the action of chlorides present in sea salt spray, responsible for triggering the process of corrosion of steel reinforcement in concrete. This study evaluated the monthly deposition of chlorides present in the marine atmosphere as a function of distance to the sea in Praia do Futuro, in Fortaleza, using the method of wet candle. It was also evaluated the action of chlorides in concrete using specimens with f_{ck} 25 MPa and 35 MPa, by measurement of the chlorides content penetrated and corrosion potential. For each f_{ck} of concrete were made four specimens, which were distributed in distant locations of 100 m, 300 m, 740 m and 1000 m from the sea, accompanied by a wet candle. Laboratory trial was conducted accelerated chloride penetration and corrosion potential in order to compare with the results in natural conditions. The results indicate that the aggressiveness of the environment in this region is quite high compared with other regions of Brazil, and also decreases exponentially with the distance from the sea. The concrete produced with lower water/cement ratio and greater f_{ck} perform better against the aggression of Praia do Futuro. It was verified the need for special attention in the development of future projects of reinforced concrete structures for this region as the ABNT NBR 6118:2007 and ABNT NBR 12655:2006.

Keywords: chlorides, wet candle, sea salt spray, reinforced concrete, Praia do Futuro.

LISTA DE TABELAS

Tabela 01	– Incidência de corrosão de armadura em relação ao total das patologias ...	1
Tabela 02	– Gastos com construções novas e com manutenção e reparos	2
Tabela 03	– Vida útil de projeto recomendada pela CEN/EN 206-1:2007	15
Tabela 04	– Vida útil de projeto recomendada pela BS 7543:2003	15
Tabela 05	– Classes de agressividade ambiental	16
Tabela 06	– Valores limites de teor de cloreto adotados por alguns países ou regiões	32
Tabela 07	– Características químicas do cimento composto CP II-Z-32 RS	42
Tabela 08	– Características físicas do cimento composto CP II-Z-32 RS	43
Tabela 09	– Resistência à compressão do cimento composto CP II-Z-32 RS	43
Tabela 10	– Propriedades físicas do agregado miúdo	44
Tabela 11	– Propriedades físicas do agregado graúdo	44
Tabela 12	– Características dos concretos dosados	45
Tabela 13	– Distribuição e quantidades de corpos de prova	47
Tabela 14	– Resultado dos ensaios de resistência à compressão axial	54
Tabela 15	– Deposição média no período de agosto de 2011 a julho de 2012	55
Tabela 16	– Dados climatológicos de Fortaleza (CE) de agosto de 2011 a julho de 2012	57
Tabela 17	– Médias das leituras de potencial de corrosão (E_{corr})	59
Tabela 18	– Evolução no período de exposição em função da distância ao mar	63
Tabela 19	– Potencial de corrosão em função da distância ao mar após 630 dias.....	65
Tabela 20	– Leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) iniciais (ciclo zero)	66
Tabela 21	– Médias das leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) em ensaio acelerado	66
Tabela 22	– Teor de cloretos em percentual em relação à massa de cimento	70
Tabela 23	– Teor de cloretos em percentual em relação à massa de cimento em ensaio acelerado em corpos de prova, em laboratório	79
Tabela 24	– Relação entre as classes C25 e C35 quanto à ultrapassagem do limite de 0,15% da norma ABNT NBR 12655:2006	85
Tabela 25	– Agressividade do ambiente marinho em função da taxa de deposição de cloretos	86
Tabela 26	– Comparação com os resultados de outras regiões do Brasil	87

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01	– Concentração de cloretos na atmosfera da Praia do Futuro, de agosto de 2011 a julho de 2012 na Praia do Futuro a 100 m, a 300 m, a 740 m e a 1000 m do mar	55
Gráfico 02	– Curva de deposição de cloretos em função da distância ao mar	56
Gráfico 03	– Evolução do potencial de corrosão dos corpos de prova situados a 100 m	59
Gráfico 04	– Evolução do potencial de corrosão dos corpos de prova situados a 300 m	60
Gráfico 05	– Evolução do potencial de corrosão dos corpos de prova situados a 740 m	60
Gráfico 06	– Evolução do potencial de corrosão dos corpos de prova situados a 1000 m	60
Gráfico 07	– Evolução do potencial de corrosão nos corpos-de-prova da classe C25 em função do período de exposição e da distância ao mar	64
Gráfico 08	– Evolução do potencial de corrosão nos corpos-de-prova da classe C35 em função do período de exposição e da distância ao mar	64
Gráfico 09	– Variação dos potenciais de corrosão (E_{corr}) em função da distância ao mar	65
Gráfico 10	– Potencial de corrosão (E_{corr}) de ensaio acelerado	67
Gráfico 11	– Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 1000 m do mar em 630 dias	71
Gráfico 12	– Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 1000 m do mar em 630 dias	71
Gráfico 13	– Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 740 m do mar em 630 dias	72
Gráfico 14	– Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 740 m do mar em 630 dias.	72
Gráfico 15	– Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 300 m do mar em 630 dias	72
Gráfico 16	– Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 300 m do mar em 630 dias.	73
Gráfico 17	– Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 100 m do mar em 630 dias	73
Gráfico 18	– Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 100 m do mar em 630 dias.	73
Gráfico 19	– Evolução média do teor de cloretos na espessura de 20 mm a 30 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 100 m do mar em 630 dias.	74

Gráfico 20	– Média do teor de cloretos para corpos de prova situados a 1000 m do mar	75
Gráfico 21	– Média do teor de cloretos para corpos de prova situados a 740 m do mar	75
Gráfico 22	– Média do teor de cloretos para corpos-de-prova situados a 300 m do mar	76
Gráfico 23	– Média do teor de cloretos para corpos-de-prova situados a 100 m do mar	76
Gráfico 24	– Curvas de tendência ajustadas por funções exponenciais, para percentagem de cloretos na espessura de até 10 mm a partir da superfície, em função da distância ao mar para as duas classes de resistência C25 e C35	77
Gráfico 25	– Curvas de tendência ajustadas por funções exponenciais, para percentagem de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade, em função da distância ao mar para as duas classes de resistência C25 e C35	78
Gráfico 26	– Curvas de tendência ajustadas por funções exponenciais, para percentagem de cloretos na espessura de 20 mm a 30 mm de profundidade, em função da distância ao mar para as duas classes de resistência C25 e C35	78
Gráfico 27	– Teor de cloretos obtidos no concreto de classe C25, em função dos ciclos de molhagem e secagem	80
Gráfico 28	– Teor de cloretos obtidos no concreto de classe C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem	81
Gráfico 29	– Teor de cloretos na espessura de até 10 mm a partir da superfície das classes C25 e C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem	82
Gráfico 30	– Teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm das classes C25 e C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem	83
Gráfico 31	– Teor de cloretos na espessura de 20 mm a 30 mm das classes C25 e C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem	84
Gráfico 32	– Comparação gráfica entre os resultados de outras regiões do Brasil	87

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Importância e relevância do tema	1
1.2	Motivação, justificativa e escolha do tema e problema a serem abordado	4
1.3	Objetivos	8
1.3.1	<i>Objetivo geral</i>	8
1.3.2	<i>Objetivos específicos</i>	8
2	DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO	9
2.1	Introdução	9
2.2	Considerações sobre durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado .	9
2.3	Considerações normativas sobre durabilidade das estruturas de concreto	14
2.3.1	<i>Considerações da norma NBR 6118 (ABNT 2007)</i>	16
2.3.2	<i>Considerações das normas ABNT NBR 12655:2006, ABNT NBR 15575:2013, ABNT NBR 7211:2009 e ABNT NBR 15900:2009</i>	17
3	CORROSÃO DA ARMADURA DO CONCRETO EM AMBIENTE MARINHO	19
3.1	Corrosão: conceituação e mecanismos	19
3.2	Passivação da armadura do concreto	22
3.3	Despassivação da armadura do concreto induzida por íons cloreto	23
3.4	Mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons no concreto ...	26
3.4.1	<i>Permeabilidade</i>	27
3.4.2	<i>Absorção capilar</i>	28
3.4.3	<i>Difusão iônica</i>	28
3.4.4	<i>Migração iônica</i>	29
3.5	Teor limite de cloreto no concreto	30
3.6	Fatores que influenciam o ingresso e a ação dos íons cloretos no concreto	33
3.6.1	<i>Composição e tipo de cimento</i>	33
3.6.2	<i>Relação água/cimento, hidratação do cimento cura do concreto</i>	34
3.6.3	<i>Cobrimento da armadura</i>	35
3.6.4	<i>Carbonatação</i>	35
3.6.5	<i>Porosidade do concreto</i>	36
3.6.6	<i>Ambiente marinho</i>	37
3.6.7	<i>Umidade relativa do ar e temperatura</i>	38
3.6.8	<i>A ação do vento</i>	39

3.6.9	<i>O distanciamento do mar</i>	39
3.6.10	<i>Resistividade elétrica</i>	40
3.7	Potencial de eletrodo	40
4	MATERIAIS E MÉTODO DE PESQUISA	42
4.1	Caracterização dos materiais	42
4.1.1	<i>Cimento</i>	42
4.1.2	<i>Agregados</i>	43
4.1.3	<i>Água de amassamento</i>	44
4.2	Métodos	44
4.2.1	<i>Dosagem dos concretos</i>	44
4.2.2	<i>Moldagem, adensamento e cura dos corpos-de-prova</i>	45
4.2.3	<i>Ensaio realizados</i>	47
4.2.3.1	<i>Ensaio de compressão axial</i>	48
4.2.3.2	<i>Ensaio de penetração de cloreto</i>	48
4.2.3.3	<i>Ensaio de potencial de corrosão</i>	50
4.2.3.4	<i>Ensaio pelo Método da Vela Úmida</i>	51
4.2.4	<i>Climatologia do meio Ambiente</i>	53
5	APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	54
5.1	Apresentação e análise dos resultados	54
5.1.1	<i>Ensaio de compressão axial</i>	54
5.1.2	<i>Deposição de cloretos do ambiente marinho pelo método da vela úmida</i>	55
5.1.3	<i>Climatologia do meio Ambiente</i>	57
5.1.4	<i>Ensaio de potencial de corrosão em corpos-de-prova expostos na Praia do Futuro</i>	58
5.1.5	<i>Ensaio acelerado de potencial de corrosão em corpos-de-prova</i>	65
5.1.6	<i>Penetração de cloreto em corpos-de-prova posicionados na Praia do Futuro</i>	69
5.1.7	<i>Penetração de cloreto em ensaio acelerado em corpos-de-prova</i>	79
5.2	Discussão dos resultados	86
5.2.1	<i>Teor de cloretos presentes na atmosfera da Praia do Futuro</i>	86
5.2.2	<i>Potencial de corrosão ($E_{corr.}$) dos corpos de prova expostos na Praia do Futuro</i>	88
5.2.3	<i>Penetração de cloretos nos corpos de prova expostos na Praia do Futuro</i>	89
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	91

7	CONCLUSÕES	93
8	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	94
	REFERÊNCIAS	95

1. INTRODUÇÃO

1.1 Importância e relevância do tema

O concreto foi considerado, durante um bom tempo, um material extremamente durável, pelo fato de algumas obras bastante antigas se encontrarem em bom estado (BRANDÃO; PINHEIRO, 1999). A degradação e a deterioração das estruturas de concreto armado têm sido alvo de preocupação e estudos no meio científico a partir da segunda metade do século XX, pois, segundo Torres (2011), “até a década de 1960, o concreto não apresentava maiores problemas quanto à corrosão de armaduras”, só a partir de então os problemas começaram a surgir devidos a vários fatores, entre os quais: as mudanças nos cálculos estruturais, o avanço tecnológico dos materiais, o aumento da esbeltez dos elementos estruturais, o uso indiscriminado de aditivos e o aumento da agressividade ambiental urbana e industrial.

No Brasil, desde o final dos anos 1980, foram realizados alguns trabalhos sobre manifestações patológicas em estruturas de concreto armado, verificando-se elevada incidência de corrosão de armadura dentre as manifestações patológicas encontradas nas obras examinadas. A Tabela 01 apresenta a taxa dessa incidência encontrada por alguns pesquisadores em várias edificações situadas em diversas regiões ou estados, com destaque para a elevada incidência encontrada nas obras examinadas na cidade de Fortaleza, capital do Estado do Ceará.

Tabela 01 – Incidência de corrosão de armadura em relação ao total das patologias.

Autor	Nº de edificações	Incidência	Região/Estado
Carmona e Merenga (1988)	700	27 %	Região Sudeste
Dal Molin (1988)	275	40 %	Rio Grande do Sul
Aranha (1994)	348	43 %	Região Amazônica
Nince e Clímaco (1996)	401	30 %	Distrito Federal
Andrade (1997)	189	64 %	Pernambuco
Levy e Helene (2000)	27	57 %	São Paulo
Silva (2011)	30	97 %	Ceará

Fonte: Organizada pelo autor (2013).

Os custos anuais em todo o mundo com manutenção, reparo e recuperação de estruturas de concreto deterioradas pela corrosão da armadura têm se tornado um problema de ordem econômica, pois acarreta gastos de bilhões de dólares (CABRAL, 2000; TORRES, 2011). Estima-se que os países industrialmente desenvolvidos gastam acima de 40% dos recursos da indústria da construção com reparos e manutenção das estruturas já existentes e menos de 60% em novas construções (MEHTA e MONTEIRO, 2013).

A Tabela 02 mostra os gastos com construções novas e com manutenção e reparos realizados em 2004 pela Itália, Alemanha, Reino Unido e França, (UEDA; TAKEWAK, 2007¹ *apud* TORRES, 2011).

Tabela 02 – Gastos com construções novas e com manutenção e reparos.

País	Construções novas	%	Manutenção e reparo	%	Total
Itália (2002)	€ 58,6 bi	43,3	€ 76,8 bi	56,7	€ 135,4 bi
Alemanha (2004)	€ 99,7 bi	50,2	€ 99,0 bi	49,8	€ 198,7 bi
França (2004)	€ 85,6 bi	51,8	€ 79,6 bi	48,2	€ 165,2 bi
Reino Unido (2004)	£ 60,7 bi	49,8	£ 61,2 bi	50,2	£ 121,9 bi

Nota: € - Euro; £ - Libra esterlina. Fonte: Ueda e Takewaka (2007) *apud* Torres (2011).

O Brasil, segundo o IBGE (BRASIL, 2012), possui uma extensão 7367 km de costa banhada pelo Oceano Atlântico, onde se localizam 12 capitais de estado e outras grandes cidades costeiras, tais como Santos, Cubatão, Guarujá, Angra dos Reis, Niterói, Cabo Frio, Ilhéus, Porto Seguro, Paranaguá, Itajaí, todas com construções em concreto armado ao longo da orla marítima. Este fato, por si só, justifica a adoção do teor de cloretos como uma das variáveis representativas no estudo da durabilidade do concreto armado (LEVY, 2001).

A corrosão das estruturas de concreto armado está ligada, na maioria das vezes, ao ataque por carbonatação, entretanto, nas regiões de ambiente marinho, os cloretos contidos no spray ou névoa salina de origem marinha, se constituem na causa mais significativa das manifestações patológica das estruturas de concreto armado expostas nesse ambiente, devido à sua agressividade no ataque às armaduras (HELENE, 1993; NEVILLE, 1997; PONTES, 2006; METHA e MONTEIRO, 2013; TORRES, 2011).

O concreto continua sendo o segundo material mais consumido no mundo, atrás somente da água (WBCSD, 2002; METHA; MONTEIRO, 2013), o que reforça a importância

¹ UEDA T.; TAKEWAKA, K. **Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan**. Structural Engineering International, v.4, p. 359-366, 2007.

e a relevância dos estudos sobre os fatores e os fenômenos que interferem na durabilidade das estruturas de concreto armado.

Atualmente, as exigências de projeto não estão mais direcionadas a atender tão somente às resistências mecânicas do concreto armado, mas também aos critérios de desempenho e durabilidade, sejam estabelecidos por exigências normativas, por recomendações técnicas ou por questões econômicas, de modo a se obter uma melhor interação entre a estrutura e o meio ambiente onde esteja inserida (NEPOMUCENO, 2005).

Tendo em vista os resultados e constatações dos estudos sobre a deterioração das estruturas de concreto armado realizados em todo o mundo e no Brasil levaram a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), organização responsável pela elaboração das normas técnicas no Brasil, a rever e alterar a norma brasileira NB-1:1980 a fim de melhorar o desempenho e garantir a durabilidade dessas estruturas em ambientes agressivos. Essa norma foi desdobrada em outras normas, tais como: a ABNT NBR 6118:2007, que versa sobre procedimentos para projetos de estruturas, a ABNT NBR 12655:2006, que disciplina os procedimentos de preparo, controle e recebimento do concreto, a ABNT NBR 14931:2004, que define os requisitos detalhados para a execução de obras de concreto, cujos projetos foram elaborados de acordo com a norma ABNT NBR 6118, a ABNT NBR 15575:2013 que traz em seu texto a conceituação de Vida Útil de Projeto (VUP) e a ABNT NBR 5674:2012 que estabelece os requisitos para o sistema de gestão de manutenção de edificações.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2007 incorporou ao seu texto a avaliação da agressividade do meio ambiente, tendo como um dos principais agentes agressores o íon cloro, responsável pela velocidade e intensidade da corrosão das armaduras e da deterioração do concreto nas estruturas de concreto armado, impondo aos projetistas e construtores novas exigências quanto aos projetos estruturais e especificações de materiais e serviços, visando assegurar maior durabilidade e vida útil, definidas ainda na fase de projeto.

A norma ABNT NBR 15575:2013 traz em seu texto a conceituação de Vida Útil de Projeto (VUP), entendida como uma definição prévia da opção do usuário pela melhor relação custo global versus tempo de usufruto do bem (o benefício). Entretanto, para bens duráveis, como as edificações habitacionais, principalmente aquelas destinadas à população de baixa renda, muitas vezes subsidiadas pela sociedade, impõem-se marcos regulatórios ao mercado quanto à VUP mínima para as estruturas de concreto armado, assim como para as demais partes e elementos da edificação, a fim de evitar que um custo inicial mais baixo venha a prevalecer em detrimento da durabilidade, prejudicando o usuário.

A presença de cloretos nas estruturas de concreto acima de determinados teores provoca a despassivação das armaduras e o início do processo de corrosão destas. Estes podem ser incorporados no concreto ainda no estado fresco, pela utilização de aditivos aceleradores de pega contendo cloro em sua composição, pela contaminação da água ou dos agregados utilizados. Já no estado endurecido, a contaminação do concreto se processa através da penetração do íon cloro a partir do exterior, em atmosfera marinha, ambientes industriais ou saís de degelo (BARBOSA *et al.*, 2004).

1.2 Motivação, justificativa e escolha do tema e problema a ser abordado

O grande número de cidades litorâneas existentes ao longo da costa brasileira, onde as estruturas de concreto nelas construídas sofrem corrosão de suas armaduras, indica a relevância do tema e justifica a busca de conhecimento sobre o fenômeno e os parâmetros que sobre o mesmo exerce influência (TESSARI, 2001).

A norma ABNT NBR 6118:2007, do ponto de vista da durabilidade, traz um considerável avanço ao levar em conta a avaliação da agressividade do meio e das condições de exposição onde a estrutura e suas partes estão inseridas quando da elaboração do projeto e especificação do concreto. Para esta norma, a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. As estruturas de concreto armado das edificações não adequadas à agressividade ambiental sofrem com patologias precoces que provocam grandes danos financeiros, tanto na recuperação quanto na desvalorização da edificação.

Silva (2011) realizou uma pesquisa a partir de arquivos técnicos obtidos junto à Fundação Núcleo de Tecnologia Industrial do Ceará (NUTEC) sobre as manifestações patológicas incidentes em 30 estruturas de concreto armado localizadas no Estado do Ceará, sendo 13 delas situadas até 1 km de distância do mar e 10 entre 1 km e 6 km. Segundo a pesquisa, 29 delas apresentaram corrosão de armadura dentre as manifestações patológicas encontradas, uma incidência de 97%.

Para Cánovas (1988), conhecer as características da região ou zona onde se vai construir uma estrutura é fundamental para que se possam tomar as precauções quanto à agressividade do ambiente.

A Praia do Futuro em Fortaleza (CE) (Figura 01) tem início na Ponta do Mucuripe e se estende até a foz do rio Cocó, numa extensão aproximada de 7 km. Segundo Abreu Junior (2005), a Praia do Futuro passou de lazer ocasional nos anos 1960, lazer municipal nos anos 1970, lazer da região metropolitana na década de 1980, lazer nacional nos anos 1990, chegando a lazer internacional no início do século XXI.

Figura 01 – Vista por satélite da Praia do Futuro, em Fortaleza (CE).



Fonte: Adaptado do Google Earth (2009) pelo autor.

Tendo em vista o aspecto paisagístico e a inserção globalizante no comércio turístico internacional, a Praia do Futuro possui muitos terrenos vazios, poucas edificações, sem quase adensamento, em contraste com a lógica praticada pelos empreendedores imobiliários nos bairros contíguos, pois se consolidou no imaginário da população de Fortaleza que a maresia elevada seria a principal causa para a não-ocupação da área da Praia do Futuro (ABREU JR, 2005).

As recomendações da ABNT NBR 6118:2007 referentes à classe de agressividade ambiental para ser aplicada nessa região carece de informações e de dados meteorológicos e, principalmente, do teor de cloretos presentes na névoa salina marinha, principal agente desencadeador do processo de corrosão das armaduras das estruturas de concreto armado.

A avaliação de concretos estruturais produzidos segundo a ABNT NBR 6118:2007 e expostos aos cloretos disseminados em névoa salina nessa região vai contribuir para o conhecimento da agressividade dos cloretos sobre as estruturas de concreto armado, de modo a fornecer dados e parâmetros para o atendimento às exigências da referida norma e possibilitar que as adequações sejam feitas pelos projetistas e construtores para mitigar os seus efeitos danosos.

No Brasil, muitos trabalhos e pesquisas a respeito têm sido desenvolvidos por vários pesquisadores em diferentes regiões costeiras, tais como Guimarães, Castagno Jr. e Helene (2003) que analisaram a estrutura do Terminal de Containers no porto marítimo de Rio Grande, Meira (2004) que mediu o teor de cloretos em relação à distância da água do mar em João Pessoa, Pontes (2006) que estudou a disseminação de cloretos na praia de Boa Viagem na cidade de Recife e Romano (2009) que avaliou o ingresso de íons cloro no concreto no litoral do município de Tramandaí, no Rio Grande do Sul.

Os limites de separação entre os ambientes marinho (classe de agressividade III) e urbano (classe de agressividade II) da orla marítima da Praia do Futuro ainda não foram estabelecidos, até o presente momento, devido à carência de dados concretos que permitam fazer claramente esta distinção, para fins de aplicação das prescrições da ABNT NBR 6118:2007, na elaboração e execução de projetos de estruturas de concreto armado.

Esta constatação impõe a necessidade de se saber até onde se estende a zona de ambiente marinho e a partir de onde deve ser considerado ambiente urbano para efeito da referida norma. Para tanto, conhecer a concentração de cloretos presentes na atmosfera dessa região, à medida que se afasta do mar e adentra o continente, se faz imprescindível, assim como a ação destes sobre o concreto armado.

Desta necessidade surge a motivação deste trabalho de dissertação, de conhecer a concentração e o grau de penetração de cloretos em concretos estruturais produzidos com diferentes resistências características à compressão (f_{ck}) quando expostos à névoa salina do meio ambiente da região da Praia do Futuro. Os resultados desta pesquisa deverão contribuir com novos dados e informações sobre a durabilidade das estruturas de concreto armado em ambiente marinho, tendo como área específica a região da Praia do Futuro, em Fortaleza (CE).

Segundo Pontes (2006), para que um local, no qual se pretenda implantar uma obra, possa ser enquadrado na classe de agressividade ambiental III (ambiente marinho), da Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2007, há necessidade da determinação da concentração de cloretos presente na atmosfera desse local.

Guimarães, Castagno Jr e Helene (2003) relatam que algumas pesquisas vêm demonstrando que o ataque por cloretos provenientes da névoa salina apresenta uma variação de intensidade com a distância da água do mar, reduzindo-se à medida que se afasta da orla marítima. Entretanto, esse fator não tem sido normalmente considerado nos modelos de vida útil ou em normas vigentes no mundo inteiro, pois estes consideram apenas os micros ambientes: zona submersa, zona de maré, zona de respingo e zona de névoa.

Nos anos 1980, através de um artigo, o professor da disciplina de materiais de construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Ceará, Afrodízio Pamplona e o engenheiro Celso Leal (PAMPLONA; LEAL, 1982) já alertavam para a agressividade ambiental da orla marítima da cidade de Fortaleza decorrente da névoa salina.

Em 1991, pesquisadores da Universidade Federal do Ceará (UFC) e da Fundação Núcleo de Tecnologia Industrial do Ceará (NUTEC) realizaram medições de cloretos pelo método da vela úmida em duas estações situadas no litoral leste a 15 m do mar: uma na Praia do Futuro e a outra na praia de Sabiaguaba (contígua à primeira), obtendo, respectivamente, os teores de cloretos de 1832 mg/m².dia e de 3502 mg/m².dia, valores bastante elevados (ROMERO *et al.*, 1991). Dessa forma, vê-se a necessidade da realização de estudos para a quantificação do teor de cloretos existentes na névoa salina marinha dessa região, a determinação do seu comportamento sazonal e, o mais importante, conhecer e avaliar o comportamento do concreto sob a ação desse ambiente agressivo.

Segundo Meira (2004), os estudos que mostram a relação entre a presença de cloretos e a durabilidade do concreto armado são escassos. Albuquerque e Otoch (2005) expressam a necessidade de estudos de caracterização das áreas de Fortaleza em função das suas distâncias ao mar, principalmente no âmbito acadêmico, com base em dados mais abrangentes e precisos.

Atualmente constata-se a carência de pesquisas, de dados e informações acerca da agressividade dos íons cloro de origem marinha e presentes no meio ambiente, sobre estruturas de concreto armado localizadas no entorno da Praia do Futuro, em Fortaleza (CE), apesar da constatação dos seus efeitos deletérios sobre elas.

O ataque por cloretos tem se constituído em sério problema às estruturas de concreto armado das edificações já existentes e à implantação de novos projetos, pois são responsáveis pela indução do processo de corrosão das armaduras imersas no concreto. A solução tecnicamente adequada e economicamente viável a ser encontrada para esse grave problema tem como ponto de partida o estudo e a avaliação do comportamento, dos processos e mecanismos de atuação dos cloretos sobre o concreto armado exposto ao meio ambiente dessa região, bem como a identificação e avaliação dos fatores que contribuem com o processo. Portanto, esta dissertação vem contribuir com elementos que possam ajudar na compreensão e mitigação dos resultados deletérios oriundos desse problema.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho de dissertação é medir a agressividade do ar atmosférico da Praia do Futuro, em Fortaleza (CE), e avaliar o desempenho de concretos produzidos segundo as recomendações das normas técnicas ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 12655:2006 quando submetidos a ensaios acelerados e naturais de penetração de cloretos.

1.3.2 Objetivos específicos

Esta dissertação de mestrado tem como objetivos específicos:

- Quantificar o teor de cloretos presente na atmosfera da região da Praia do Futuro por meio do ensaio de vela úmida, durante o período de 12 meses consecutivos, e estabelecer modelos de correlação em função da distância ao mar;
- Avaliar a frente de penetração de cloretos em corpos de prova de concretos com resistências características (f_{ck}) das classes C25 (igual ou maior que 25 MPa) e C35 (igual ou maior que 35 MPa), expostos na Praia do Futuro durante 630 dias, em locais situados a 100 m, 300 m, 740 m e 1000 m de distância do mar;
- Verificar a capacidade de proteção de concretos das classes C25 e C35, executados segundo a norma ABNT NBR 6118:2007, frente ao ataque acelerado de cloretos por meio de ciclos de umedecimento e secagem em solução salina;
- Monitorar a corrosão das armaduras por meio do potencial de corrosão em barras de aço imersas em corpos de prova executados com concretos das classes C25 e C35, expostos na Praia do Futuro, em locais situados a 100 m, 300 m, 740 m e 1000 m de distância do mar;
- Analisar a influência dos cloretos disseminados no meio ambiente da Praia do Futuro sobre concretos das classes C25 e C35, em função da distância ao mar e do tempo de exposição.

2 DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO

2.1 Introdução

O concreto armado é um material que aproveita a boa resistência à compressão do concreto e a elevada resistência a tração do aço para formar um sólido único, do ponto de vista da mecânica, com grandes vantagens quanto à durabilidade e ao custo (SILVA, 2011).

Segundo Metha e Monteiro (2013), nenhum material é inerentemente durável, uma vez que a sua interação com o meio ambiente, ao longo do tempo, provoca modificações na microestrutura dos seus componentes, causando alterações nas propriedades macroscópicas. O concreto não foge a essa regra, não é eternamente durável (PEREIRA, 2001). Como decorrência dessas alterações tem-se o processo natural e inevitável de envelhecimento e degeneração das estruturas de concreto armado. Portanto, os problemas de durabilidade se formam em função dos processos de degradação responsáveis pela deterioração precoce ou esperada do material (ROMANO, 2009).

Nos últimos anos do século passado o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológicas tendo como causa envelhecimento precoce das construções vinha crescendo de forma preocupante. Essas constatações, tanto no âmbito nacional, quanto no âmbito internacional, demonstram que as exigências e recomendações existentes nas principais normas de projeto e execução de estruturas de concreto vigentes até então eram insuficientes (HELENE, 2001).

2.2 Considerações sobre durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado

Os conceitos sobre durabilidade e vida útil são apresentados em vários trabalhos de pesquisadores, tais como Helene (1997), Andrade (1997), Neville (1997), Souza e Riper (1998), Roque e Moreno (2005), Medeiros, Andrade e Helene (2011), Metha e Monteiro (2013), nas normas internacionais ASTM E632-82 (1996), ACI 201.2R-01(ACI, 2001), CIB W080/RILEM 175-SLM (CIB, 1983), nas normas brasileiras ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 15575:2013. Pode-se, então, definir durabilidade de uma estrutura de concreto como sendo a capacidade de resistir à ação das intempéries, a ataques químicos, a esforços mecânico, ou a qualquer outro processo de deterioração previsto e manter-se em serviço e desempenhar as funções para as quais foi projetado e construído, quando expostos ao uso e ao seu meio ambiente, durante um determinado período de tempo especificado. Segundo o ACI

(2001), o concreto durável deve manter a sua forma original, a qualidade e as condições de utilização.

O conceito de vida útil pode ser entendido como o período efetivo de tempo durante o qual a estrutura ou qualquer de seus componentes conserva todas as suas propriedades e características, satisfazendo os requisitos essenciais de desempenho do projeto especificados acima de um valor mínimo aceitável, desde que executadas as manutenções de rotina, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo. Para Roque e Moreno Jr (2005), a vida útil de um determinado material é finalizada quando suas propriedades tornam seu uso inseguro ou antieconômico.

A norma NBR ABNT 15575:2013 traz consigo dois novos conceitos normativos: Vida Útil de Projeto (VUP) atribuída ao período estimado de tempo em que um sistema é projetado para atender aos requisitos de desempenho estabelecido em norma, desde que cumprido o programa de manutenção previsto no manual de operação, uso e manutenção, e vida útil requerida como sendo a vida útil definida para atender às exigências do usuário a serem estabelecidas em projeto ou em especificações de desempenho.

“No início das construções em concreto, comandava apenas o bom senso e a experiência do profissional, sendo a durabilidade claramente subjetiva”. A partir da década de 1990 verifica-se um forte movimento nacional e internacional de introdução do conceito de vida útil no projeto das estruturas de concreto armado (HELENE, 2004). Até há algum tempo, acreditava-se que “concreto resistente é concreto durável”, com algumas ressalvas quanto à resistência ao congelamento e degelo e algumas formas de ataque químico. No entanto, tanto a resistência como a durabilidade devem ter a mesma importância e relevância quando da elaboração do projeto estrutural, e, em algumas situações, a durabilidade adquire importância excepcional (NEVILLE, 1997).

A questão da vida útil das estruturas de concreto deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente, envolvendo equipes multidisciplinares, e considerada como resultante de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo: concepção ou planejamento; projeto; fabricação de materiais e componentes; execução propriamente dita e, principalmente, durante a etapa de uso e operação da estrutura. É nessa etapa onde serão realizadas as operações de vistoria, monitoramento e manutenções preventivas e corretivas, indispensáveis numa consideração correta e sistêmica da vida útil (HELENE, 2004).

Para Rostam (2006), a vida de útil de uma estrutura de concreto armado é determinada pela interação entre a estrutura e o seu meio ambiente, podendo variar de 10 a 200 anos, dependendo do tipo e importância da estrutura.

Os problemas que afetam a durabilidade são geralmente causados pela conjunção de vários fatores que incluem a falta de conhecimento sobre o meio ambiente onde a estrutura está inserida, especificações inadequadas e execução da construção em desacordo com as normas técnicas vigentes (PEREIRA, 2001).

A evolução do estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e pretendido, segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), deve-se muito ao avanço do conhecimento sobre os mecanismos de transporte de líquidos e gases agressivos nos meios porosos, como o concreto, que possibilitaram associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Para estes autores, o conhecimento sobre a durabilidade e os métodos de previsão da vida útil das estruturas de concreto é fundamental para auxiliar na previsão do comportamento do concreto em longo prazo, prevenir manifestações patológicas precoces nas estruturas e contribuir para a economia, a sustentabilidade e a durabilidade dessas estruturas.

Segundo o FIB² (2006 *apud* MEDEIROS, ANDRADE E HELENE, 2011), a questão da vida útil deve ser tratada sob três aspectos: Métodos de Introdução ou Verificação da Vida Útil no Projeto; Procedimentos de Execução e Controle de Qualidade e Procedimentos de Uso, Operação e Manutenção. Para estes autores, a vida útil de uma estrutura de concreto deve sempre ser analisada de um ponto de vista amplo que envolva o projeto, a execução, os materiais, o uso, operação e a manutenção, sob um enfoque de desempenho, qualidade e sustentabilidade.

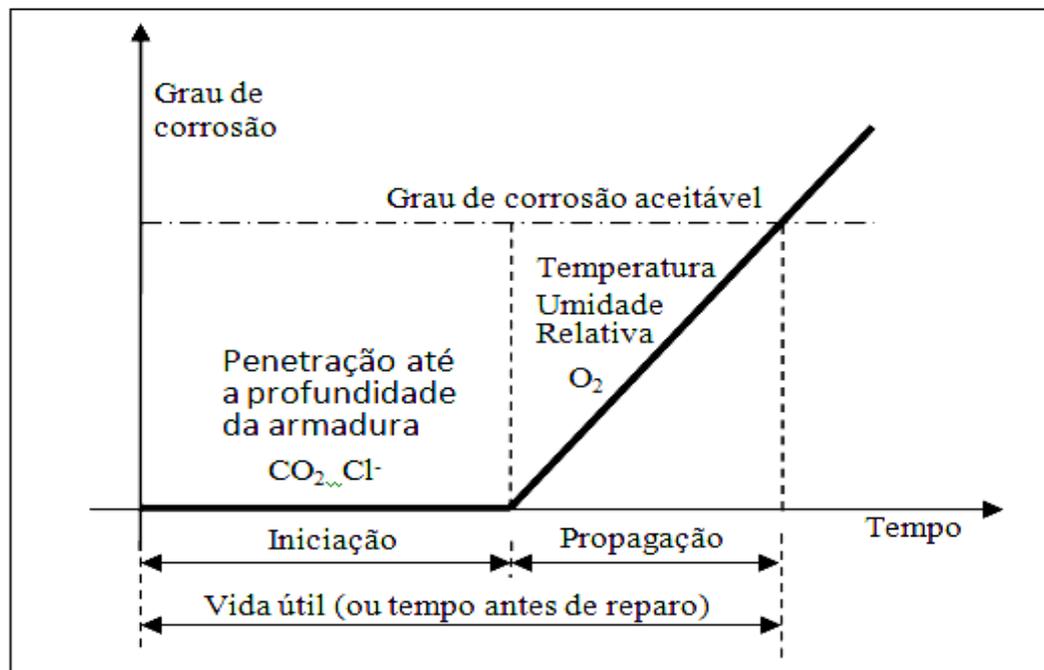
Tuutti³ (1980 *apud* HELENE, 1993) propôs um modelo simplificado de previsão de vida útil das estruturas em função do grau de corrosão das armaduras do concreto, conforme a Figura 02, considerando dois períodos consecutivos: o período de iniciação definido como o tempo decorrido desde a execução do concreto armado até a despassivação da armadura e o período de propagação, que compreende o tempo de acúmulo progressivo da deterioração até atingir um grau de corrosão inaceitável, onde a partir deste ponto a manutenção e reparos tornam-se obrigatórios. A vida útil da estrutura é constituída pela soma

² Fédération Internationale du Béton (FIB). **Model Code for Service Life Design**. fib bulletin n° 34, Genebra, 2006.

³ TUUTTI, K. **Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel**. In: ACI Publication (SP-65). International Conference on Performance of Concrete in Marine Environment. Proceedings. Detroit, USA, 1980.

desses dois períodos, ou seja, o tempo decorrido da sua execução até a necessidade de reparo, quando o grau de corrosão atinge o limite máximo aceitável.

Figura 02 – Modelo simplificado de Tuutti.



Fonte: Tuutti⁴ (1980 *apud* HELENE, 1993)

Segundo Mehta e Monteiro (2013), uma vez destruída a passividade das armaduras, é a resistividade elétrica e a disponibilidade de oxigênio que controlam a taxa de corrosão.

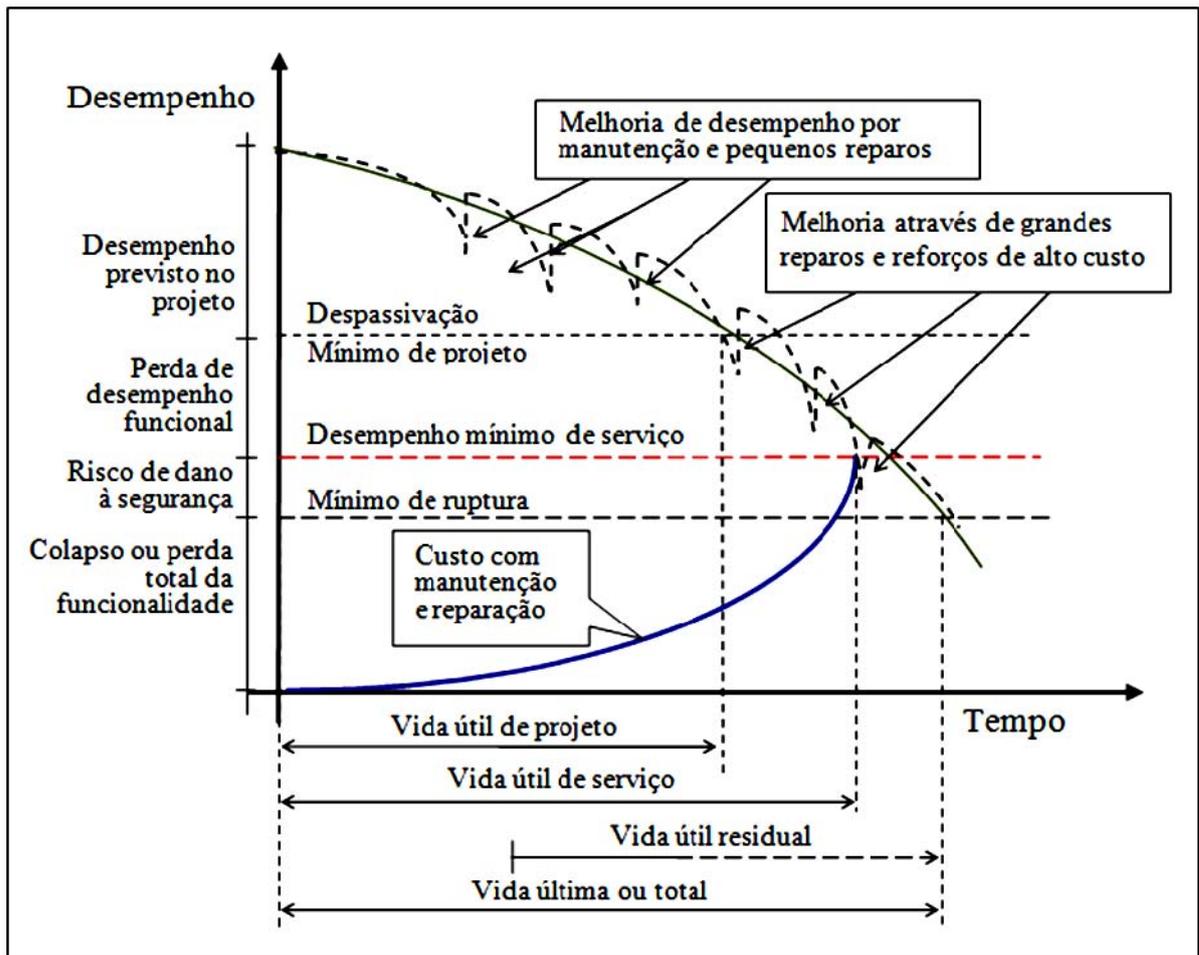
A Figura 03 apresenta um esquema explicativo das fases de desempenho de uma estrutura de concreto armado durante sua vida útil, considerando apenas os fenômenos de corrosão das armaduras, elaborado a partir de uma proposta de Helene (1997) de definição sobre vida útil de projeto e do gráfico ilustrativo apresentado na publicação *Durable concrete structures – Design Guide* (CEB, 1992).

De acordo com a Figura 03, Helene (1997) define vida útil de projeto como o período a partir da execução do concreto até a despassivação da armadura, denominado por Tuutti (1980 *apud* HELENE, 1993) de período de iniciação, que corresponde ao tempo necessário para que a frente de cloretos ou de carbonatação atinja a armadura. Mesmo que não ocorra corrosão importante, este período deve ser adotado no projeto da estrutura, pois está a

⁴ TUUTTI, K. **Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel.** In: ACI Publication (SP-65). International Conference on Performance of Concrete in Marine Environment. Proceedings. Detroit, USA, 1980.

favor da segurança. Este ponto caracteriza o limite do desempenho mínimo de projeto. Já a vida útil de serviço é definida como o período de vida útil de projeto acrescido do período de aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto, terminando quando se verifica o risco de dano à segurança ou a inviabilidade ou inadequação ao uso.

Figura 03 – Fases de desempenho de uma estrutura durante sua vida útil.



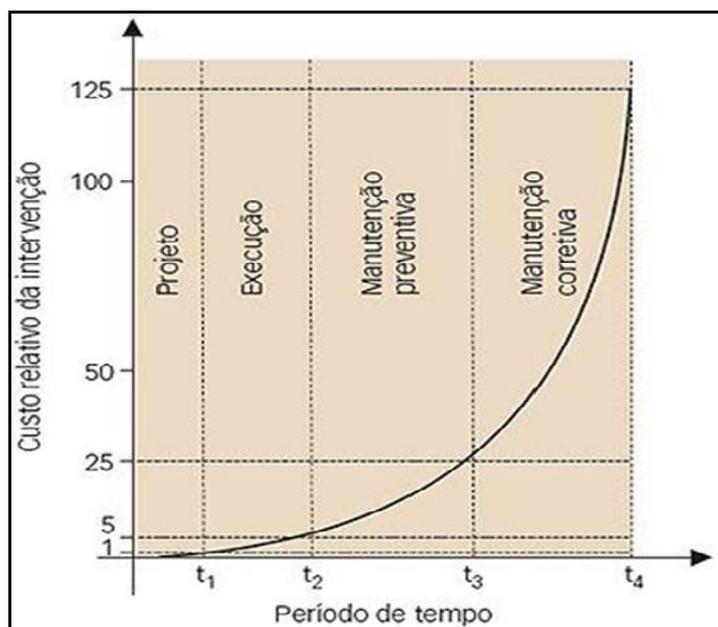
Fonte: Adaptado de CEB (1992) e Helene (1997).

Este autor traz ainda mais dois conceitos: vida útil residual e vida última ou total. O primeiro consiste no intervalo de tempo contado a partir da realização de uma vistoria a qualquer tempo da vida em uso da estrutura até quando a estrutura ainda for capaz de desempenhar suas funções, e para o segundo considera todo o período que se inicia na execução e vai até a ruptura parcial ou total da estrutura.

A Figura 03 apresenta ainda a curva de evolução dos custos das intervenções (manutenção e reparos) que se aproxima da Lei de Sitter, que exhibe os custos crescendo

segundo uma progressão geométrica de razão cinco (SITTER⁵, 1984 *apud* HELENE, 2004), conforme Figura 04. Este autor adverte que considerar como vida útil uma parte do período de tempo pós despassivação da armadura do concreto é muito arriscado em países como o Brasil, que são úmidos e quentes.

Figura 04 – Evolução dos custos relativos de intervenção nas fases da vida da estrutura



Fonte: Sitter⁵ (1983 *apud* HELENE, 2004).

Os modelos de vida útil de estrutura de concreto em ambiente marítimo, normalmente consideram apenas os micros ambientes: zona submersa, zona de maré, zona de respingo e zona de névoa. Algumas pesquisas vêm demonstrando que a agressividade da névoa marinha varia com a distância da água do mar (GUIMARÃES *et al.*, 2003), fator que não é considerado na norma ABNT NBR 6118:2007.

Segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), a aplicação prática do conceito de vida útil, apesar das várias definições emitidas por diversos autores e instituições normativas, ainda esbarra em deficiências graves da normalização nacional atualmente em vigor.

2.3 Considerações normativas sobre durabilidade das estruturas de concreto

Na área internacional, as principais entidades e órgãos normativos trazem recomendações e prescrições sobre a durabilidade das estruturas de concreto armado. Nos

⁵ SITTER, W. R. de. **Cost for Service Life Optimization, the Law of Five**. CEB-RILEM International workshop on Durability of Concrete Structures, Copenhagen, Denmark, 1983. CEB Bulletin d'Information, 1984. n° 152, p.131-134.

Estados Unidos, a ACI 365.1R-00 (2000) especifica um modelo (função matemática) de previsão da vida útil. Na Europa, o Comitê Europeu de Normalização (2007) recomenda uma vida útil de projeto conforme Tabela 03. Na Inglaterra, a BS 7543:2003 recomenda vida útil de projeto conforme Tabela 04.

Tabela 03 – Vida útil de projeto recomendada pela CEN/EN 206-1:2007

Vida útil	Tipo de estrutura
≥ 10 anos	Temporárias
10 a 25 anos	Partes estruturais substituíveis
15 a 30 anos	Estruturas para agricultura e semelhantes
≥ 50 anos	Edifícios e outras estruturas comuns
≥ 100 anos	Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia

Fonte: Comitê Europeu de Normalização (2007).

Tabela 04 – Vida útil de projeto recomendada pela BS 7543:2003

Vida útil	Tipo de estrutura
≥ 10 anos	Temporárias
≥ 10 anos	Substituíveis
≥ 30 anos	Edifícios industriais e reformas
≥ 60 anos	Edifícios novos e reformas de edifícios públicos
≥ 120 anos	Obras de arte e edifícios públicos novos

Fonte: British Standards Institution (2003).

O ACI 201.2R-08 (2008) recomenda o emprego de cobrimento de 50 mm e relação a/c menor ou igual a 0,40 para concreto armado em ambientes contaminados com cloreto. A norma europeia EN 206-1:2007 especifica, para concreto exposto ao ataque por ion cloreto, que o cobrimento deve ser entre 45 mm e 55 mm.

No Brasil, as normas ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 12655:2006, ABNT NBR 15575:2013 e ABNT NBR 7211:2009 estabelecem algumas prescrições, recomendações e critérios para projeto, execução e manutenção de estruturas de concreto armado. Todas estas normas foram publicadas há menos de 10 anos, contribuindo para um melhor desempenho das estruturas de concreto armado, de modo a assegurar a sua durabilidade.

2.3.1 Considerações da norma ABNT NBR 6118:2007

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2007 entende que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo a atender aos requisitos de qualidade quanto à capacidade resistente, o desempenho em serviço e a durabilidade, e que conservem a segurança, a estabilidade e a aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizados em projeto.

A norma ABNT NBR 6118:2007 classifica a agressividade ambiental em quatro classes segunda às condições de exposição da estrutura ou de suas partes, estabelecendo o grau risco de sua deterioração e uma correspondência entre a classe de agressividade e os parâmetros de qualidade do concreto, tais como a relação água/cimento, a classe do concreto (NBR 8953:2011) e o consumo de cimento (NBR 12655:2006). Essa correspondência acha-se disposta na Tabela 05.

Tabela 05 – Classes de agressividade ambiental.

Classes	Concreto	Classe de concreto	Relação água/cimento	Consumo de cimento (kg/m ³)	Agressividade	Tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Armado	≥ C20	≤ 0,65	≥ 260	Fraca	Rural	Insignificante
	Protendido	≥ C25	≤ 0,60			Urbana	
II	Armado	≥ C25	≤ 0,60	≥ 280	Moderada	Urbana	Pequeno
	Protendido	≥ C30	≤ 0,55				
III	Armado	≥ C30	≤ 0,55	≥ 320	Forte	Marinha	Grande
	Protendido	≥ C35	≤ 0,50			Industrial	
IV	Armado e Protendido	≥ C40	≤ 0,45	≥ 360	Muito forte	Industrial	Elevado
						Respingo de maré	

Para proteção da armadura de viga e pilar de concreto armado, essa norma estabelece um cobrimento mínimo de 25 mm, 30 mm, 40 mm e 50 mm para as classes de agressividade ambiental I, II, III e IV, respectivamente, sendo que para lajes permite uma redução de 5 mm em cada classe (20 mm, 25 mm, 35 mm e 45 mm). Já para concreto protendido, acrescenta-se mais 5 mm no cobrimento para cada classe (30 mm, 35 mm, 45 mm e 55 mm).

O conjunto de projetos relativos a uma obra deve orientar-se sob uma estratégia explícita que facilite os procedimentos de inspeção e de manutenção preventiva, especificados em um manual de manutenção da estrutura, de conformidade com os requisitos da ABNT NBR 5674:2012, produzido ainda na fase de projeto.

Dependendo do porte da construção e da agressividade do meio ambiente e de posse das informações dos projetos, dos materiais e produtos utilizados e da execução da obra, esse manual deve explicitar, de forma clara e sucinta, os requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva necessários para garantir a vida útil prevista para a estrutura.

O enfoque dado pelo novo texto da norma ABNT NBR 6118:2007 passa a exigir mais do projetista de estruturas, que terá que ser mais criterioso na elaboração dos projetos e atentar par o conhecimento prévio da agressividade (ou não) do meio ambiente onde a estrutura vai estar inserida, visando a sua durabilidade.

Esta norma, entretanto, fica devendo quanto à quantificação da durabilidade de uma estrutura de concreto armado em função do tipo de obra, das condições de exposição e da sua destinação ou uso, como já é adotado por algumas normas estrangeiras.

2.3.2 Considerações das normas ABNT NBR 12655:2006, ABNT NBR 15575:2013, ABNT NBR 7211:2009 e ABNT NBR 15900:2009

Visando a durabilidade das estruturas de concreto armado expostos a cloretos provenientes de sais, água salgada, água do mar, respingos ou borrifação de água do mar, a norma ABNT NBR 12655:2007 prescreve a utilização de um concreto com relação água/cimento (em massa) de 0,40, f_{ck} mínimo de 45 MPa e fixa o teor máximo admissível de íon cloro (Cl⁻) no concreto em 0,15% sobre a massa de cimento. Para concreto armado exposto em condições não severas admite um teor máximo de íon cloro (Cl⁻) de 0,40% (ambiente seco ou protegido da umidade), nos demais tipos de construção, 0,30% sobre a massa de cimento. Quanto à classe de agressividade, ela fixa um consumo mínimo de cimento de 260 kg por metro cúbico de concreto para a classe II, de 320 kg/m³ de concreto para a classe III e de 360 kg/m³ para a classe IV.

Segundo a ABNT NBR 7211:2009 os teores de cloretos contidos nos agregados utilizados no concreto armado devem ser inferiores a 0,1%. Já para concreto protendido este limite é de 0,01%.

A norma ABNT NBR 15900:2009 limita o teor de cloretos presentes na água de amassamento do concreto de 1000 mg por litro de água para concreto armado e de 500 mg por litro de água para concreto protendido.

Para concreto armado exposto à solução contendo sulfatos, a norma ABNT NBR 12655:2007 considera duas situações: moderada e severa. Para a primeira situação, recomenda uma relação água/cimento (em massa) máxima de 0,50 com f_{ck} mínimo de 35 MPa e para a situação considerada severa uma relação água/cimento máxima de 0,45 e f_{ck} mínimo de 40 MPa.

A norma ABNT NBR 15575:2013 especifica para as estruturas das edificações três tipos de períodos de vida útil de projeto (VUP): mínima, duração de 50 anos, intermediária, igual ou superior a 63 anos, e superior, acima de 75 anos. A VUP mínima foi adotada para compatibilizar as limitações de custo inicial com as condições socioeconômicas do usuário. A VUP superior é recomendada ao setor de mercado imobiliário. Outra grande contribuição desta norma à durabilidade das edificações foi o estabelecimento de período de vida útil para os seus sistemas, elementos e componentes.

3 CORROSÃO DA ARMADURA DO CONCRETO EM AMBIENTE MARINHO

A redução dos aspectos da durabilidade de uma estrutura de concreto armado se manifesta através de uma deterioração decorrente de ações mecânicas (impacto, abrasão, erosão e cavitação), físicas (altas temperaturas, alternância de congelamento e degelo, dilatação térmica) e químicas (reações álcali-sílica e álcali-carbonato, ataque de cloretos, dióxido de carbono, sulfatos). Geralmente, os processos físicos e químicos atuam sinergeticamente, pois raramente a deterioração do concreto se deve a uma única causa isolada (NEVILLE, 1997).

A deterioração da armadura de aço, normal ou protendida, imersa no concreto é atribuída geralmente a mais de uma causa, entretanto, a corrosão provocada por cloretos é a mais agressiva. Portanto, em ambiente marinho de alta agressividade, a armadura deve ser mais adequadamente protegida (METHA; MONTEIRO, 2013).

Neste início de século, a comunidade científica tem desenvolvido pesquisas no sentido de melhor conhecer e entender os fatores associados à ação deletéria dos cloretos e suas conseqüências, tendo em vista a elevada incidência de corrosão das estruturas localizadas em ambiente marinho (ROMANO, 2009).

A seguir será apresentada uma pequena revisão bibliográfica sobre a corrosão da armadura do concreto em ambiente marinho, destacando alguns conceitos e considerações sobre os mecanismos de passivação da armadura do concreto e a sua despassivação induzida por cloretos, os mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de cloreto no concreto, as origens destes, os limites de seus teores no concreto, bem como os fatores que influenciam o ingresso e a ação dos cloretos no concreto.

3.1 Corrosão: conceituação e mecanismos

Diversos autores discorreram sobre a conceituação do fenômeno de corrosão da armadura do concreto, tais como Gentil (1982), Cánovas (1988), Helene (1993), Cascudo (1997), González *et al.* (1998) e Cabral (2000). Segundo esses pesquisadores, a corrosão da armadura do concreto é decorrente de reações eletroquímicas que se processam na superfície da barra de aço imersa no concreto resultante da sua interação com o meio que a envolve e se caracteriza pela formação de correntes elétricas localizadas em pontos que atuam como ânodos e cátodos, levando à deterioração da armadura, provocando, com o tempo, perda de

aderência entre os dois materiais e redução da seção transversal das barras de aço, podendo levar a estrutura ao colapso.

A corrosão das armaduras do concreto, segundo González *et al.* (1998), possui duas fontes principais: a carbonatação, responsável pela perda da alcalinidade do concreto de cobertura da armadura, e o ataque por cloretos que, em teores elevados e na presença de umidade e oxigênio, podem desencadear o processo de corrosão da armadura. Os íons cloragem sobre a película passivadora da armadura, enquanto que a carbonatação reduz a estabilidade dessa película mediante a diminuição da alcalinidade do concreto, pH acima de 12,5 (KULAKOWSKI⁶, 2002 *apud* RIZZON; ANDRADE, 2007),

Segundo Helene (1993), o mecanismo de corrosão da armadura necessita de três condições básicas indispensáveis: 1^a) a existência de um eletrólito; 2^a) a formação de uma diferença de potencial de eletrodo e 3^a) a presença de oxigênio.

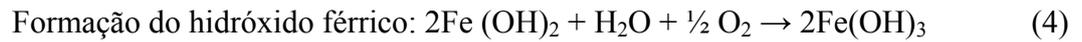
Este processo se desenvolve espontaneamente como qualquer pilha eletroquímica onde haja a formação de um ânodo, um cátodo, um eletrólito e a presença de um condutor elétrico. A ausência de um destes elementos impedirá o início da corrosão ou cessará o processo, caso já esteja em consecução. Portanto, não há corrosão em concreto seco ou submerso, exceto quando a água retiver ar, como as ondas do mar (NEVILLE, 1997).

As diferenças de potencial podem ter origem nas diferenças do ambiente do concreto. A heterogeneidade na superfície do aço ou no concreto, na interface com a armadura, poderá justificar a diferença de potencial entre regiões distintas, muito próximas ou a certa distância, formando pilhas de corrosão (HELENE, 1993; NEVILLE, 1997).

Segundo Neville (1997) e Cascudo (1997), devido à ocorrência de uma diferença de potencial verifica-se no ânodo a transformação de Fe em íons Fe^{++} , que são liberados para a solução eletrolítica e migram em direção ao cátodo. Nesse ínterim, os elétrons livres (e^-), de carga negativa, são liberados pelo ferro e se deslocam para o cátodo, usando o aço como condutor, para ali reagir com a água e o oxigênio, presentes nos poros do concreto, e formar íons hidroxila OH^- . Estes íons migram pelo eletrólito em direção ao ânodo e, a uma distância intermediária, se encontram com os íons Fe^{++} e se combinam para formar o hidróxido ferroso ($Fe(OH)_2$) que se precipita e se transforma em hidróxido férrico $Fe(OH)_3$, através de nova reação de oxidação. A partir do hidróxido ferroso, vários outros produtos da corrosão podem ser formados, tal como o hidróxido férrico. As reações nas zonas anódica, catódica e

⁶ KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao estudo de carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa.** (Tese de Doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002. 178 p.

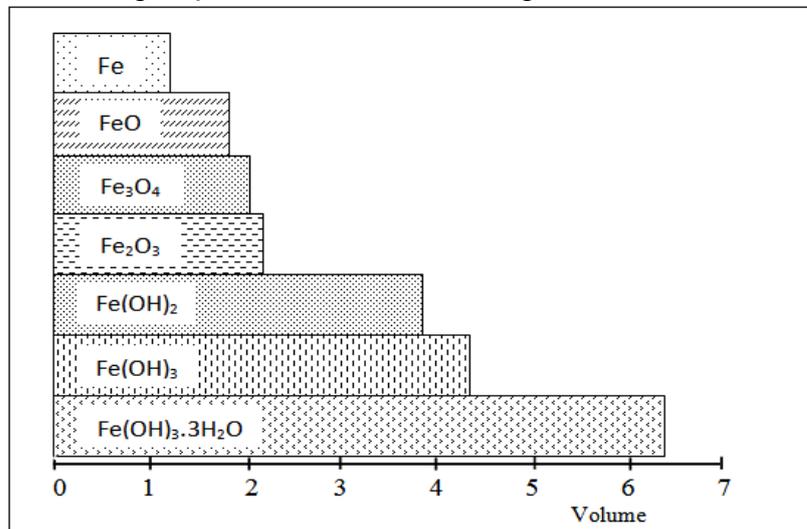
intermediárias (entre a anódica e a catódica, sendo mais próxima ao ânodo), encontram-se, respectivamente, nas equações 1, 2, 3 e 4:



Outros produtos são formados a partir dos hidróxidos $\text{Fe}(\text{OH})_2$ e $\text{Fe}(\text{OH})_3$ e dos íons Fe^{++} , Cl^- , OH^- e FeOH^+ , contidos na solução aquosa dos poros. Ao final do processo, basicamente, os produtos encontrados são a goethita ($\alpha\text{-FeO.OH}$), a lepidocrocita ($\gamma\text{-FeO.OH}$), a magnetita (Fe_3O_4), sendo os dois primeiros expansivos. Também é encontrada a akaganeita ($\beta\text{-FeO.OH}$) (CASCUDO,1997).

Os produtos resultantes da oxidação do ferro (ferrugem) no processo de corrosão da armadura do concreto são mais ou menos hidratados e são, portanto, geralmente expansivos, com aumento de volume da ordem de 600% a 700% a depender do estado de oxidação, exercendo uma alta pressão sobre o concreto em volta da armadura, cujo efeito danoso causado se manifesta sob a forma de fissuração, destacamento, delaminação e destacamento do concreto de cobertura na região anódica da pilha de corrosão. Entretanto, quando a corrosão se processa em ambiente com baixa disponibilidade de oxigênio, a expansão dos produtos da oxidação pode variar de 50% a 200%. A Figura 05 mostra a relação de volume entre os produtos formados pela corrosão da armadura do concreto (NEVILLE, 1997; ROSTAM, 2006; MEHTA e MONTEIRO, 2013).

Figura 05 – Comparação entre os volumes dos produtos da corrosão do ferro.



Fonte: Rostam (2006).

3.2 Passivação da armadura do concreto

Segundo a maioria dos autores e pesquisadores, dentre os quais Figueiredo *et al.*(1993), Cascudo (1997), Neville (1997), Metha e Monteiro (2013), logo após o início da hidratação do cimento, forma-se uma película fina passivante, firmemente aderente à superfície do aço, proporcionada pela alcalinidade elevada, de pH entre 12,7 e 13,8, que protege a armadura do concreto.

De acordo com esses autores, na fase aquosa do concreto, o hidróxido de cálcio sólido Ca(OH)_2 , denominado de portlandita, formado durante a hidratação dos silicatos de cálcio (C_3S – Silicato tricálcio (3CaO.SiO_2) e C_2S – Silicato dicálcio (2CaO.SiO_2)), encontra-se precipitado na pasta de cimento Portland hidratado e representa cerca de 20% do peso total do cimento hidratado. Contêm também os hidróxidos de sódio e de potássio, originários dos álcalis do cimento, e grandes concentrações de íons alcalinos Na^+ , Ca^{2+} , K^+ e OH^- , liberados pelas reações de hidratação. Em idades avançadas, a solução aquosa é composta principalmente de hidróxido de sódio (NaOH) e hidróxido de potássio (KOH), também originários dos álcalis do cimento. Este conjunto de produtos e elementos proporcionam no interior do concreto um pH acima de 12,5. A solução aquosa é resultante de parcela da água de amassamento remanescentes no concreto que não fora consumida pelas reações de hidratação, e que, normalmente, vem a preencher os veios capilares do concreto.

Gouda⁷ (1966 *apud* FIGUEIREDO, 1994) considera que o hidróxido de sódio e os íons Na^+ e K^+ são os principais responsáveis pela elevação da alcalinidade do concreto nesta fase líquida ou aquosa, mantendo o pH entre 12,5 e 13,5. Para Helene (1993), este nível de pH favorece a formação de uma película submicroscópica de óxido de ferro passivante, estável, fina, compacta e aderente à superfície da armadura, protegendo-a enquanto o pH se mantiver estável.

Esta película passivante, com espessura de 10^{-3} a 10^{-1} μm , é composta por duas camadas de óxido de ferro que se formam rapidamente a partir das reações de oxidação do ferro e de redução do oxigênio presente inicialmente na fase líquida dos poros do concreto (CASCUDO, 1997). Na camada interna predomina a formação do óxido de ferro (II, III) (Fe_3O_4 - magnetita) e na camada externa o óxido $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ (maghemita). A película pode ainda

⁷ GOUDA, V. K. *Anodic Polarization Measurements of Corrosion and Corrosion Inhibition of Steel in Concrete*. British Corrosion Journal, (UK), 1996. v.1, p.138-142.

ser resultante da combinação do hidróxido férrico ($\text{Fe}(\text{OH})_3$), ferrugem superficial, com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), formando o ferrato de cálcio ($\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$) (HELENE, 1993).

O hidróxido de cálcio precipitado sobre a superfície metálica em forma de plaquetas hexagonais constitui-se em uma camada de proteção física da armadura, atuando em conjunto com a película passivante (ROSENBERG⁸ *et al.*, 1989 *apud* CASCUDO, 1997; METHA; MONTEIRO, 2013).

3.3 Despassivação da armadura do concreto induzida por cloretos

A despassivação ocorre quando há a penetração no concreto de agentes agressivos tais como os íons cloro (Cl^-), os íons sulfatos (S^{2-}), o dióxido de carbono (CO_2), os nitritos (NO_3^-), o gás sulfídrico (H_2S), o cátion amônio (NH_4^+), os óxidos de enxofre (SO_2 e SO_3) e a fuligem, que alteram o pH do meio e destrói a passividade da armadura (HELENE, 1986).

Nos grandes centros urbanos, o CO_2 é o principal agente despassivante da armadura responsável pelo fenômeno de carbonatação do concreto, seguido pelo íon cloro Cl^- que em zona de atmosfera marinha se destaca pela sua maior agressividade às armaduras (HELENE, 1986; NEVILLE, 1997).

Os cloretos geralmente ingressam no concreto durante a sua execução, provenientes dos materiais empregados na sua fabricação (água de amassamento, agregados e aditivos), ou do meio externo, já em serviço, durante o uso da estrutura (ROMANO, 2009).

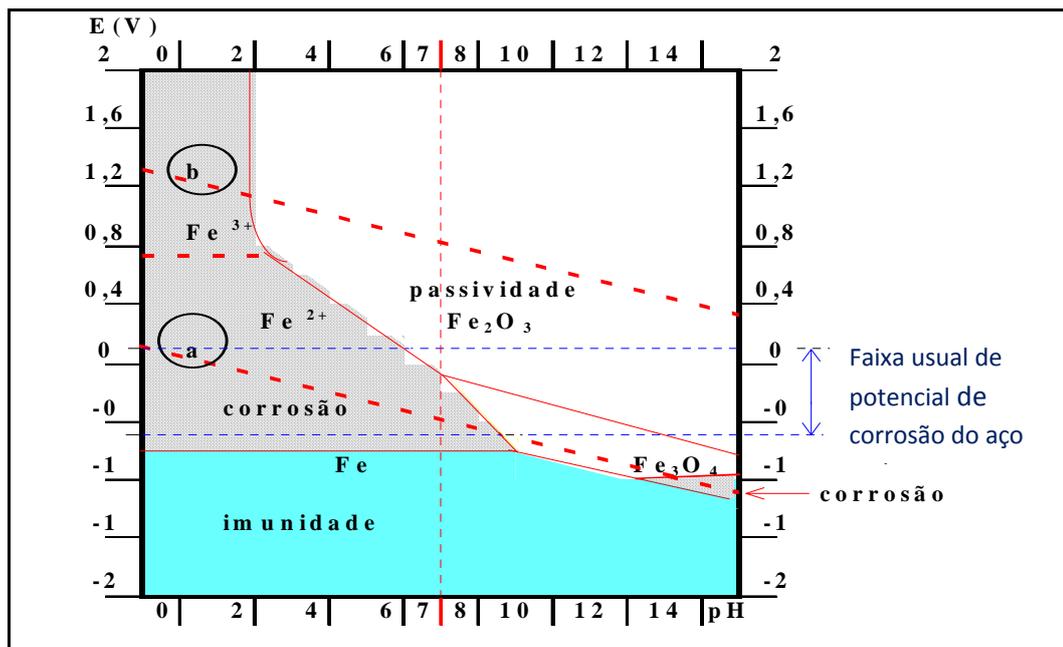
A quase totalidade dos cloretos agressivos encontrados no concreto endurecido é proveniente do meio externo, tais como: das jazidas de agregado contaminadas com cloretos, como areias de dunas; da água de amassamento com cloro introduzido propositalmente nas estações de tratamento d'água de abastecimento urbano ou nas fontes naturais de água extraída de lençol subterrâneo; de alguns aditivos aceleradores de pega contendo cloreto de cálcio (CaCl_2); dos sais de degelo aplicados, em climas frios, sobre pavimentos e tabuleiro de pontes de concreto; dos ciclos de molhagem e secagem com água do mar nas estruturas de concreto sujeitas aos respingos e movimentações das marés e da névoa salina; de atmosferas industriais, provenientes de curtumes, de fábricas de papel e celulose, de fertilizantes e de outros produtos; dos materiais de limpeza, (ANDRADE, 1992; HELENE, 1993; CASCUDO, 1997; SOUZA; RIPPER, 1998; ROSTAM, 2006; PONTES, 2006)

⁸ ROSENBERG, A.; HASSON, C. M.; ANDRADE, C. **Mechanisms of corrosion of Steel in concrete**. In: SKALNY, J. P. ed. *Materials Science of concrete I*. Westerville, OH, EUA, The American Ceramic Society Inc. 1989, p. 285-313.

Após a ocorrência da despassivação da armadura, instala-se o processo corrosivo eletroquímico pela formação da pilha (ou célula) de corrosão, provocando a dissolução do aço por oxidação e gerando, como consequência, os óxidos expansivos denominados de produtos de corrosão (GENTIL, 1982; CÁNOVAS, 1988; ANDRADE, 1992; HELENE, 1993; CASCUDO, 1997; NEVILLE, 1997; METHA; MONTEIRO, 2008).

Quanto ao potencial de corrosão, o diagrama de Pourbaix – potencial x pH, conforme Figura 06, mostra a relação entre os valores do pH do concreto e a faixa usual de potenciais de corrosão que situa-se entre +0,1v e -1v em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio, onde se verifica a passivação da armadura do concreto (POURBAIX⁹, 1987 *apud* FORTES, 1997).

Figura 06 – Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico. Potencial E-pH para o sistema ferro/água (Fe, Fe₂O₃ e Fe₃O₄) a 25°C e 1 atm.



Fonte: Pourbaix (1987 *apud* FORTES, 1995).

Atualmente, ainda são aceitas as teorias estabelecidas pelo comitê 222 do ACI (1991) para explicar os efeitos do íon cloreto na corrosão das armaduras de aço do concreto armado, conforme a seguir:

- 1ª) Teoria do Filme de Óxido: o íon cloro (Cl⁻) se infiltra com mais facilidade nas falhas do filme de óxido passivante que os demais íons, em função do seu

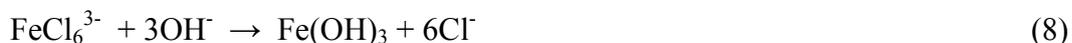
⁹ POURBAIX, Marcel. **Lições de Corrosão Eletroquímica**. 3ª ed. Bruxelas: CEBELCOR, 1987.

pequeno raio atômico, podendo dispersar coloidalmente esta película passivante, tornando mais fácil a sua penetração até a barra de aço passivada, bem como abrindo caminho para penetração de outros íons agressivos.

2ª) Teoria da Adsorção: os íons cloro são adsorvidos na superfície do metal, competindo com o oxigênio dissolvido ou com íons hidroxila. Nestas condições o íon cloro promove a hidratação dos íons metálicos, promovendo a dissolução do ferro em cátions.

3ª) Teoria do Complexo Transitório: os íons cloro (Cl^-) competem com as hidroxilas (OH^-), produzidas na zona catódica, para reagirem com os cátions de Fe^{2+} e Fe^{3+} , oriundos da dissolução do ferro no ânodo, na área adjacente à zona anódica e formar um complexo solúvel de cloreto de ferro (FeCl_3 , FeCl_2) denominado de complexo transitório. Estes compostos complexos difundem-se para outras regiões a partir do ânodo, dando continuidade ao processo corrosivo. A certa distância do ânodo, o complexo é rompido e precipitado o hidróxido de ferro, formando, por hidrólise, o hidróxido ferroso $\text{Fe}(\text{OH})_2$ e liberando o íon cloreto Cl^- para novamente reagir com íons de ferro, mantendo o processo corrosivo induzido por cloreto. Desta forma, o íon cloro não sendo consumido pelo processo de corrosão passa a atuar como um catalisador. Como não há estanqueidade do processo corrosivo, mais íons de ferro migram no concreto, partindo do ponto de corrosão e reagindo com o oxigênio, formando óxidos que provocam aumento de volume da armadura de aço, ocasionando fissuras no concreto devido às tensões internas de tração.

Segundo Freire (2005), a terceira teoria é a mais aceita atualmente, onde os íons cloro competem com os íons hidroxila, reagindo com os íons ferrosos e férricos para a formação de complexos transitórios. As reações a seguir (equações 5 e 6) indicam os íons cloro que migram em direção ao ânodo. Posteriormente, ocorrem reações de hidrólise, com formação de outros produtos de corrosão mais estáveis (equações 7 e 8):



De acordo com Neville (1997), o processo de corrosão envolvendo o íon cloro se inicia com formação do cloreto ferroso (FeCl_2) que reage com a água da solução eletrolítica dos poros, formando o hidróxido ferroso ($\text{Fe}(\text{OH})_2$) e o ácido clorídrico (HCl).

O ácido clorídrico, no meio aquoso eletrolítico, regenera o íon cloro (Cl^-) realimentando as reações com o Fe^{++} e o processo de corrosão, conforme pode ser visto nas reações descritas nas equações 9, 10, 11 e 12, mostrando a participação do íon cloro no processo corrosivo, atuando como catalisador, acelerando o processo corrosivo.



Os íons cloro, segundo Helene (1986), diferentemente do CO_2 e outras soluções ácidas, podem deteriorar a armadura do concreto mesmo em condições de alta alcalinidade da solução dos poros.

As equações revelam a presença de cloretos de ferro como produtos intermediários da corrosão, apesar de não conter o elemento cloro dentre os constituintes dos compostos finais formados ao final do processo corrosivo. Desta forma, a maior parte dos íons cloro não é consumida durante o processo, garantindo a continuidade do ataque agressivo, desde que haja a presença em quantidades suficientes de água e oxigênio necessários às reações eletroquímicas. Assim, a ação dos íons cloros se desenrola desde a despassivação da armadura até a sua participação nas reações de formação dos produtos da corrosão (FREIRE, 2005).

3.4 Mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons no concreto

A degradação das estruturas de concreto armado se dá em decorrência da penetração, através dos poros e fissuras, de substâncias agressivas na forma de gases, vapores e líquidos, que interagem com os materiais constituintes do concreto. Essa interação pode ser de natureza química ou de natureza física, dependendo tanto das características das substâncias que penetram quanto das características do concreto. Entre os dois fenômenos de interação prevalece o de natureza química, principalmente nos casos envolvendo os cloretos e o processo de carbonatação (NEPOMUCENO, 2005).

Os cloretos dissolvidos presentes no meio ambiente externo podem penetrar no concreto, segundo Helene (1993) e Cascudo (1997), através dos seguintes mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons no concreto: permeabilidade, absorção capilar, difusão iônica e migração iônica, os quais são explicados nos itens a seguir.

3.4.1 Permeabilidade

A permeabilidade, segundo Metha e Monteiro (2013), é a chave para controlar o ingresso da água, do oxigênio e dos cloretos no concreto nos processos envolvidos no fenômeno da corrosão da armadura. Estes autores definem permeabilidade como a propriedade que governa a taxa de fluxo que um fluido pode percolar através de um sólido relativamente poroso sob a ação de um gradiente de pressão externa, que, no caso do concreto, força a entrada do fluido para o seu interior.

Geralmente a permeabilidade do concreto só ocorre nas situações em que a estrutura está submersa em água, em contato com ondas do mar, semi-enterrada sob a ação de lençol freático ou em contenção de solos (CASCUDO, 1997).

A permeabilidade da pasta de cimento decresce de acordo com a evolução da hidratação do cimento. Inicialmente, quando a pasta ainda está fresca, a movimentação da água na pasta é controlada pelo tamanho, forma e concentração das partículas de cimento. O gel formado no processo de hidratação vai preenchendo o espaço deixado pela água que reage ou evapora. No concreto endurecido, a permeabilidade é determinada pelo tamanho e continuidade dos poros (vazios ou não saturados) deixados pela água evaporável não consumida no processo de hidratação e perdida para o meio externo. A permeabilidade depende do tamanho, forma e concentração das partículas de gel e da descontinuidade ou não dos capilares (NEVILLE, 1997; METHA; MONTEIRO, 2013). O coeficiente de permeabilidade à água do concreto pode ser determinado segundo a ABNT NBR 10786:2013.

Segundo Metha e Monteiro (2008), a permeabilidade do concreto é maior que a permeabilidade da pasta de cimento correspondente. Isto devido às microfissuras que se formam na zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento durante os períodos iniciais de hidratação. Esta zona de interface é fraca e vulnerável à fissuração, geralmente causada por esforços diferenciais entre a pasta e o agregado, retração de secagem, contração térmica e aplicação de cargas externas. As fissuras se apresentam invisíveis a olho nu, mas são capazes de estabelecer interconexões que aumentam a permeabilidade do sistema.

Para estes autores quanto maior for a relação água/cimento e menor for o grau de hidratação, maior será a porosidade capilar e, conseqüentemente, maior a permeabilidade, pois a pasta de cimento conterá elevado número de poros grandes e bem conectados entre si. A porosidade do concreto guarda estreita relação com a sua resistência, que diminui com o aumento da primeira. Logo, os fatores que influenciam a resistência também influenciam a permeabilidade.

3.4.2 Absorção capilar

A absorção capilar no concreto consiste na penetração da água pelos poros do concreto por sucção capilar devido à tensão capilar (NEVILLE, 2004), que consiste na tensão existente entre a superfície da água e as paredes dos poros, que, por sua vez, depende do teor de umidade interna e densidade do concreto, da viscosidade da água, da temperatura e das características dos poros (raio, tortuosidade e conectividade) (NEPOMUCENO, 2005).

A estrutura porosa do concreto o caracteriza como um material hidrófilo (material ávido por água), o que torna a absorção capilar a forma mais rápida de penetração da água em concretos razoavelmente secos, podendo a água contaminada por agentes agressivos penetrar vários milímetros em poucas horas (CASCUDO, 1997).

A absorção capilar depende diretamente da porosidade do concreto e da interligação dos poros capilares entre si. A penetração é função do diâmetro dos poros e apresenta forças de sucção capilar tão mais intensas quanto menores forem os diâmetros dos capilares (HELENE, 1993), e, conseqüentemente, maior será a profundidade de penetração da água no interior do concreto (ANDRADE, 2001).

A absorção de água por capilaridade no concreto pode ser determinada pelas prescrições da norma ABNT NBR 9779:2005. A absorção, entretanto, não pode ser usada como uma medida de qualidade do concreto, mas um indicativo qualitativo, pois a maioria dos bons concretos tem baixo índice de absorção, inferior a 10% em massa (NEVILLE, 1997).

3.4.3 Difusão iônica

A difusão consiste no processo pelo qual o fluido se desloca por efeito de um diferencial de concentração. No concreto, a difusão ocorre quando um gás ou vapor, ou íons em solução, se deslocam através de gradientes de concentração e não de um diferencial de

pressão. A difusão iônica no concreto ocorre devido a gradientes de concentração iônica, seja entre o meio externo e o interior do concreto, seja dentro do próprio concreto. As diferenças nas concentrações de cloretos na face externa do concreto (maior) e dentro dos poros (menor) provocam o movimento desses íons para dentro do concreto em busca do equilíbrio (CASCUDO, 1997),

A duração da alternância dos períodos de molhagem e secagem determina a extensão da movimentação dos cloretos da superfície do concreto para o seu interior por absorção. Já no interior do concreto, onde teor de umidade é mais elevado que o da superfície, o gradiente de concentração formado faz com que os sais se desloque da região mais superficial (de maior concentração de íons) para a região mais interna (de menor concentração de íons), caracterizando o mecanismo de transporte por difusão (NEVILLE, 1997; CASCUDO, 1997).

A difusão iônica, da mesma forma que a permeabilidade, se apresenta menor para valores menores de relação água/cimento. Entretanto, essa influência se apresenta menor do que sobre a permeabilidade. A difusão iônica é mais efetiva quando os poros da pasta de cimento hidratado estão saturados, onde as forças capilares não podem atuar, podendo ocorrer em concretos parcialmente saturados (NEVILLE, 1997; GUIMARÃES, 2004).

O mecanismo de difusão é bastante lento, portanto, os cloretos penetram nas camadas superficiais bem mais rápidos por absorção capilar em climas quentes, quando há névoa salina com cloretos em suspensão, nas gotículas de umidade do ar, como é o caso da Praia do Futuro, em Fortaleza (FORTES, 1995). Entretanto, como não há secagem nas camadas mais internas do concreto, a presença de eletrólito torna-se mais constante, não se verificando o mecanismo de absorção. Nessas camadas mais internas, o mecanismo preponderante é o da difusão iônica, influenciado pelas cargas elétricas presentes no eletrólito (HELENE, 1993; CASCUDO, 1997).

3.4.4 Migração iônica

A migração iônica consiste no mecanismo de transporte de íons em eletrólitos pela ação de um campo elétrico formado a partir da aplicação de uma diferença de potencial gerada por uma fonte externa (GEIKER¹⁰ *et al.*, 1995 *apud* ROMANO, 2009).

¹⁰ GEIKER, M. *et al.* **Performance criteria for concrete durability**. Report 12 – RILEM. Laboratory test methods. In: KROPP, J. HILSDORF, H. K. London: E&FN Spon, 1995.

Na migração iônica, a penetração de íons cloro se dá mais para o interior do concreto, onde a presença do eletrólito é mais constante, ocasionado pela ação do campo elétrico gerado pela corrente do processo eletroquímico, uma vez que os íons possuem carga elétrica negativa (HELENE, 1993; CASCUDO, 1997).

Os mecanismos de ingresso dos íons cloretos costumam atuar simultaneamente, e, na maioria dos casos, a absorção capilar e a difusão iônica são os mecanismos predominantes (HELENE, 1993; ANDRADE 1993; CASCUDO, 1997). Há duas zonas de penetração: a zona de absorção capilar a partir da superfície até um valor limite de concentração de íons cloro e, a partir daí, uma zona de difusão que se estende até a armadura, onde a concentração de íons tende a diminuir (CASCUDO, 1997; ROSTAM, 2006).

3.5 Teor limite de cloreto no concreto

Os íons cloro se apresentam, conforme Tuutti¹¹ (1980 *apud* CABRAL, 2000), Neville (1994) e Cascudo (1997), distribuídos no interior do concreto sob três formas:

- 1^a) quimicamente combinados: os íons cloro reagem com o aluminato tricálcico anidro não hidratado (C_3A) da pasta do concreto formando o cloroaluminato de cálcio hidratado ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$), também denominado de sal de Friedel. Reagem também com o ferro aluminato tetracálcico (C_4AF) resultando no cloro ferrato de cálcio hidratado ($3CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$). Os íons cloro combinados se encontram indisponíveis para promover a despassivação da armadura do concreto.
- 2^a) fisicamente adsorvidos nas paredes dos poros, em especial nas estruturas do C-S-H (silicatos de cálcio hidratado).
- 3^a) livres na solução aquosa dos poros do concreto: estes íons cloro livres são os que efetivamente despassivam a armadura e aceleram o processo de corrosão.

O limite crítico do teor de cloretos no concreto ainda não está consensualmente determinado e há algumas polêmicas (CASCUDO, 1997). Conforme Alonso *et al.* (1997), este teor não pode ser representado por um valor único, pois a ação deletéria dos cloretos depende de diversas variáveis, tais como o tipo, a composição e o consumo de cimento, a relação água/cimento, a temperatura, a umidade relativa do ar, a presença de adições no

¹¹ TUUTTI, K. **Service life of structures with regard to corrosion of embedded steel**. In: ACI Publication (SP-65). International Conference on Performance of Concrete in Marine Environment. Proceedings. Detroit, 1980.

concreto, o pH da solução dos poros, a proporção de cloretos solúveis, a quantidade de aluminato tricálcico (C_3A) no cimento, a fonte dos cloretos, as condições superficiais e metalúrgicas do aço utilizado no concreto, dentre outras.

Segundo Cabral (2000), há certo descenso quanto à influência do tipo de sal, seja cloreto de cálcio ($CaCl_2$), cloreto de sódio ($NaCl$) ou cloreto de potássio (KCl), sobre o processo de corrosão das armaduras do concreto. Conforme Neville (1997), para uma mesma quantidade total de íons cloro presentes na pasta de concreto, se encontra muito mais íons cloretos livres quando originários do cloreto de sódio do que quando originários do cloreto de cálcio. Já Alonso *et al.* (1997), realizou experimento com corpos de prova contendo iguais quantidades de cloretos totais e obteve como resultado um menor teor de cloretos livres e menores relações de OH^-/Cl^- para os corpos de prova atacados por cloreto de cálcio em comparação com os que foram atacados por cloreto de sódio.

Helene (1993) concorda com o teor limite de concentração de cloretos de 0,4% em relação à massa de cimento admitido como adequado pelo CEB (1992), se o concreto não estiver carbonatado. Entretanto acrescenta que quantidades inferiores a este limite podem não ser inofensivas e que também quantidades superiores tenham necessariamente que induzir a corrosão, ou seja, que os teores de cloretos não sejam tomados como um limite matemático, mas como um indicativo do grau de contaminação da estrutura de concreto armado por cloretos.

Para Alonso *et al.* (1997), o parâmetro mais aceito para a determinação do início do processo de corrosão das armaduras é a relação Cl^-/OH^- . Entretanto, para Thangavel e Rengaswamy¹² (1998 *apud* CABRAL, 2000) esta relação considerada isoladamente não é um índice apropriado para prever a corrosão, sugerindo que sejam também consideradas o papel do teor de cloretos inicial na mistura, as condições de exposição do elemento estrutural e a difusão de oxigênio, assim como outros parâmetros determinantes.

As normas de diversos países, bem como as recomendações de vários autores e órgãos de pesquisas atribuem os mais variados valores para o conteúdo de cloretos limite, expressados de várias formas. O Building Research Establishment (BRE), segundo Figueiredo (1993), considera que para um teor de cloretos inferior a 0,4% em relação à massa de cimento o risco de corrosão é baixo, entre 0,4% e 1%, é considerado intermediário, e acima de 1% é alto. O concreto armado permanecendo seco ou protegido da umidade, quando em serviço, pode conter até 1,00% de íons cloreto em relação à massa de cimento, segundo o ACI

¹² THANGAVEL, K.; RENGASWAMY, N. S. **Relationship between chloride/hydroxide ratio and corrosion rate of steel in concrete.** Cement and Concrete Composites, 1998, v.20, p. 283-292.

Building Code 18 (METHA; MONTEIRO, 2013). Para Cánovas (1998), 1% de cloreto de cálcio (CaCl₂) da massa de cimento de um concreto já é considerado perigoso, pois percentuais menores podem produzir corrosão, dependendo do tipo de cimento e da umidade do meio ambiente. A Tabela 06 apresenta os principais valores limites adotados por normas de alguns países.

Tabela 06 – Valores limites de teor de cloreto adotados por alguns países ou regiões.

País	Norma	Ano	Teor limite máximo de cloreto (em massa)	Em relação a
Brasil (ABNT)	NBR 12655* ¹	2006	0,05 % em concreto protendido; 0,15 % em concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura; 0,40 % em concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura); 0,30 % em outros tipos de construção com concreto armado.	Cimento
	NBR 6118* ¹	2007	500mg/l na água amassamento.	Água
	NBR 7211* ¹	2009	0,1% em concreto armado; 0,01 % em concreto protendido.	Agregados
EUA	ACI 318-05* ²	2004	0,15 % em ambiente com cloretos. 0,30 % em ambiente normal. 1,00 % em ambiente seco. 0,06 % em concreto protendido.	Cimento
Europa	CEB* ³	1992	0,05% em concreto não carbonatado	Concreto
Europa	CEB* ³	1991	0,4 % em concreto armado	Cimento
Inglaterra	BS 8120-1* ⁴	1991	0,2 % em concreto protendido	
Espanha	EH - 88* ⁵	1988	0,40 % em concreto armado	Cimento
	EP – 80* ⁵	1980	0,10 % em concreto protendido	

Fontes: *¹ Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2006, 2007 e 2009); *² American Concrete Institute (ACI) (2004); *³ Comitê Euro-Internacional do Betão (CEB) (1992); *⁴ British Standards Institution (BS) (2003); *⁵ Cascudo (1997) .

3.6 Fatores que influenciam o ingresso e a ação dos íons cloretos no concreto

Inúmeros são os fatores que podem determinar a menor ou maior capacidade de um concreto de resistir à penetração de cloretos, à movimentação dos íons no seu interior e à capacidade de combinar cloretos (TROIAN, 2010).

Os principais fatores que influenciam o ingresso e a ação dos íons cloretos no interior do concreto, desencadeando o processo de corrosão das armaduras das estruturas de concreto armado, segundo diversos autores, tais como Helene (1993), Figueiredo (1993), Metha e Monteiro (2013), Neville (1997) e Cabral (2000), são tratados nos itens seguintes.

3.6.1 Composição e tipo de cimento

Os diferentes tipos de cimento apresentam variações quanto a sua composição e finura, que por sua vez atuam de formas diferentes quanto à proteção da armadura e ao ingresso de íons cloreto (TROIAN, 2010).

A composição química do cimento exerce grande influência na penetração de cloretos em função do teor de aluminato tricálcio (C_3A) e de ferroaluminato tetracálcio C_4AF , pois ambos se combinam com os cloretos. O C_3A forma os cloroaluminatos de cálcio hidratado, conhecido como sal de Friedel, e o C_4AF forma o cloroferrato de cálcio hidratado, reduzindo, desta forma, a quantidade de íons livres na solução aquosa dos poros do concreto e conseqüentemente diminuindo o fluxo de penetração dos cloretos. Portanto, os cimentos contendo maiores teores de C_3A e de C_4AF apresentam maior capacidade de fixação de íons cloro livres na solução aquosa dos poros, minimizando a possibilidade de despassivação das armaduras, ao reduzir a sua quantidade no concreto (FIGUEIREDO, 1994, NEVILLE, 1997). Quando o concreto passa a não mais fixar os cloretos, um aumento na quantidade de cloretos totais implica no aumento da quantidade de cloretos livres (ALONSO *et al.*, 1997; GLASS; BUENFELD¹³, 1997 *apud* CABRAL, 2000; NEVILLE, 1997).

Os cloroaluminatos de cálcio são estáveis em ambientes alcalinos, entretanto, quando ocorre uma redução do pH do concreto, como na carbonatação, pode haver quebra destes cloroaluminatos, liberando os íons cloreto. O ataque por sulfatos pode resultar na decomposição dos cloroaluminatos, formando o sulfoaluminato de cálcio e liberando alguns

¹³ GLASS, G. K.; BUENFEL, N. R. **The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete.** Corrosion Science, Vol. 39, Nº 5, p. 1001-1013, 1997.

íons cloro na solução aquosa dos poros, prontos para induzir o processo de corrosão das armaduras (NEVILLE, 1997).

3.6.2 Relação água/cimento, grau de hidratação do cimento e cura do concreto

Os poros que possuem diâmetros variando de alguns ângstroms a alguns milímetros surgem devido ao excesso de água utilizado para facilitar a mistura, portanto quanto menor a relação a/c menor será a porosidade, menos permeável se torna o concreto, reduzindo a penetração de agentes agressivos, como os cloretos, e retardando o processo de corrosão (CABRAL, 2000).

A relação a/c, na medida em que é reduzida, reduz a porosidade, aumenta consideravelmente a resistência mecânica do concreto e, conseqüentemente, diminui a velocidade e intensidade do processo corrosivo. Têm-se, portanto, o retardamento da difusão dos agentes agressivos ao concreto (como os cloretos) e do oxigênio, elemento indispensável ao processo de corrosão das armaduras, além de dificultar a entrada de umidade e outros agentes indesejáveis para o interior do concreto (HELENE, 1993 e 2004; METHA; MONTEIRO, 2013; NEVILLE, 1997; GONZÁLEZ *et al.*, 1998).

A relação água/cimento e o grau de hidratação são os dois principais fatores que regem as propriedades de absorção capilar de água, de permeabilidade, de difusividade, de migração de íons, assim como a maioria das propriedades mecânicas. Portanto, a qualidade potencial do concreto depende preponderantemente destes dois fatores (HELENE, 2004).

Uma cura insuficiente reduz o grau de hidratação do cimento, especialmente nas regiões superficiais, resultando em uma maior interligação entre os poros da pasta de cimento, aumentando a sua porosidade (BRANDÃO, 1998). A cura contínua e prolongada aumenta a qualidade do concreto de cobrimento das armaduras, já a cura deficiente resulta em um concreto mais poroso e mais vulnerável aos agentes agressivos (NEVILLE, 1997). Quanto mais eficiente for o método empregado na cura do concreto e maior for o seu tempo de cura, maior será o grau de hidratação do cimento, menor será a porosidade (FIGUEIREDO, 1993).

A qualidade efetiva do concreto na obra deve ser assegurada por um correto procedimento de mistura, moldagem, transporte, lançamento, adensamento, desmoldagem e cura, pois estes procedimentos têm efeito muito importante nas propriedades de difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases (HELENE, 2004).

3.6.3 Cobrimento da armadura

No cobrimento da armadura o concreto atua como barreira de proteção física contra agentes agressivos (CABRAL, 2000), tais como o gás carbônico (CO_2), os íons cloro (Cl^-), a umidade necessária à formação do eletrólito e o oxigênio indispensável à oxidação do aço no processo corrosivo, além de garantir a proteção química da armadura, mantendo o meio alcalino (NEVILLE, 1997).

O ACI Building Code 318 (ACI, 1995) especifica como requisito mínimo para concreto exposto em ambiente corrosivo um cobrimento mínimo da armadura de 50 mm para paredes e lajes e de 63 mm para os demais elementos. Para concreto protendido é recomendado um cobrimento de 70 mm.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2007, como já tratado no item 2.2.1, estabelece para projetos de estrutura de concreto armado e protendido cobrimentos mínimos da armadura em função da classe de agressividade ambiental a fim de protegê-la contra a corrosão provocada por agentes agressivos do meio ambiente.

3.6.4 Carbonatação

A carbonatação consiste no processo de penetração do gás carbônico do meio ambiente externo no concreto por difusão, utilizando a rede de poros do material até atingir a película passivadora da armadura. Nesse processo o CO_2 reage com o hidróxido de cálcio (CaOH_2), proveniente do processo de hidratação do cimento, formando o carbonato de cálcio (CaCO_3), fazendo com que o pH do líquido dos poros e interstícios passe de aproximadamente 12,5 para níveis próximo a 9,0, reduzindo as condições de estabilidade química da película passivadora. Este processo se caracteriza pela formação de uma frente de avanço a partir da superfície do concreto em direção à armadura, denominada de frente de carbonatação (HELENE, 1993; CASCUDO, 1997; NEVILLE, 1997; METHA; MONTEIRO, 2013; ANDRADE, 2001).

A carbonatação, segundo Andrade (2001), pode exercer influência na liberação de cloretos fixados na pasta de cimento, aumentando a probabilidade de iniciação do processo de corrosão da armadura do concreto. A ocorrência simultânea de carbonatação e de íons cloro leva a uma aceleração do processo de corrosão da armadura, se comparada à ocorrência

independente de cada um destes dois fenômenos (ROPER; BAWEJA¹⁴, 1988 *apud* FIGUEIREDO, 1993), portanto, a combinação destes normalmente causa problemas de corrosão bem mais severos (BAKER¹⁵, 1988 *apud* FIGUEIREDO, 1993).

3.6.5 Porosidade do concreto

A porosidade do concreto é dada pela relação entre o volume ocupado pelos poros e o volume total do concreto expressa em porcentagem. Se a porosidade é grande e os poros estiverem interligados, a permeabilidade é alta, entretanto, se os poros forem descontínuos a permeabilidade será baixa, apesar de a porosidade ser alta. Desta forma pode-se admitir, de um modo geral, que a relação entre a permeabilidade e a estrutura dos poros é um tanto qualitativa (NEVILLE, 1997).

Os vazios capilares consistem no espaço não preenchido pelos produtos de hidratação e pelo cimento, sendo o volume e o tamanho dos poros determinados pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação. As partículas anidras de cimento têm a tendência de se atrair e formar flocos que aprisionam grande quantidade da água de amassamento, fazendo com que ocorram variações localizadas na relação água/cimento, responsáveis pela evolução da estrutura porosa e heterogênea da pasta (METHA e MONTEIRO, 2013).

A estrutura porosa da pasta de cimento endurecida influencia decisivamente no transporte dos íons cloro (Cl^-), oxigênio (O_2) e água (H_2O), além de outras substâncias dissolvidas, para o interior do concreto, influenciando significativamente o início e a manutenção do processo de corrosão das armaduras. A interconexão dos poros determina a porosidade aberta que possibilita o transporte das substâncias, caracterizando a permeabilidade da pasta endurecida. Já a distribuição do tamanho dos poros interfere na velocidade de transporte dessas substâncias (CASCUDO, 1997).

Os poros da pasta de concreto podem ser oriundos do processo de adensamento do concreto (poros de ar aprisionado), do emprego de aditivos incorporador de ar (poros de ar incorporado), resultantes da saída de água livre do concreto (poros capilares) e decorrentes da água de gel (poros de gel).

¹⁴H. ROPER; J. L. HEIMAN; and D. BAWEJA. **Concrete in Marine Environment**. In: Proceedings of the Second International Conference, St. Andrews, NB, 1988, SP-109, American Concrete Institute, 1988, pp. 563-586

¹⁵BAKER, R. F. M. **Initiation Period. Corrosion of Steel in concrete; State of the Art Report**. RILEM TC 60-CSC, Editor Peter Schiessl, Ed. Chapman & Hall, 1988. Cap. 3, p. 22-54.

3.6.6 Ambiente marinho

A norma ABNT NBR 6118:2007, com referência à classe de agressividade ambiental, não apresenta valores determinísticos para a classificação da agressividade ambiental, o enquadramento de uma obra às condições do meio onde está situada dependerá das informações meteorológicas e ambientais obtidas, do domínio do projetista em relação à norma e de seu bom senso. Essa norma utiliza quatro classes de agressividade (ver Tabela 05, página 16): I – Fraca; II – Moderada; III – Forte; IV – Muito forte, em função do tipo de ambiente: Rural, urbano, marinho, industrial e respingos de maré; caracterizando o risco de deterioração da estrutura como insignificante, pequeno, grande ou elevado.

Em relação à grande agressividade do ambiente marinho, tem-se que a velocidade de corrosão da armadura em atmosfera marinha pode ser da ordem de 30 a 40 vezes superior à que ocorre em atmosfera rural (HELENE, 1986).

Os modelos de vida útil de estrutura de concreto em ambiente marinho, normalmente dividem esse ambiente em quatro micros ambientes: zona submersa, zona de maré, zona de respingo e zona de névoa marinha (GUIMARÃES *et al.*, 2003).

A zona submersa está permanentemente coberta pela água do mar. Nessa zona, o processo de difusão de íons cloreto é o único mecanismo de transporte atuante no concreto. A zona de maré se caracteriza pelo ciclo de molhagem e secagem decorrente da variação das marés, com a ocorrência de danos provocados pela ação mecânica das ondas sobre o concreto. A zona de respingo está localizada acima do nível mais alto da maré, sujeita constantemente à molhagem devido aos respingos, área mais sujeita à agressividade dos cloretos, devido à presença constante de umidade e de oxigênio (ANDRADE, 2001).

A zona de névoa salina em atmosfera marinha situa-se a partir da zona de respingo e se estende, em alguns casos, para uma faixa de 2 km de distância do mar, pois o teor de cloreto em suspensão no ar tende a cair exponencialmente à medida que as estruturas se afastam do mar. Esta zona, apesar de não estar em contato com a água do mar, recebe uma quantidade considerável de sais e sofre com os ciclos de molhagem e secagem (NEVILLE, 1997; ANDRADE, 2001).

A névoa salina, denominada também de aerossol ou spray marinho, se forma a partir da movimentação e agitação da água do mar, principalmente na arrebentação das ondas na praia pela ação dos ventos que geram bolhas de ar que, em seguida, explodem produzindo gotículas em forma de jorro, película ou espuma, contendo água salgada rica em cloreto de sódio (NaCl). A névoa salina se origina também a partir da pressão que o vento exerce sobre a

superfície agitada do mar, ainda que em menor proporção (FITZGERALD, 1991). A agressividade por íons cloro é mais intensa na zona de respingo de maré, seguido da zona de marés, da zona de atmosfera marinha (névoa salina) e por fim da zona completamente submersa (HELENE, 1981).

A névoa salina marinha, uma vez formada, se encaminha na direção do continente, influenciando fortemente o teor de salinidade da atmosfera, a depender das variáveis presentes, tais como direção e velocidade dos ventos predominantes, distância da costa, relevo e topografia da região, altitude, dentre outras. Todas essas variáveis definem uma taxa de deposição que faz com que os cloretos cheguem a uma maior ou menor quantidade a uma determinada distância do mar (MORCILLO¹⁶, 1998 *apud* MEIRA, 2002).

3.6.7 A umidade relativa do ar e a temperatura

A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 60%, ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a instalação da corrosão (HELENE, 2004).

A penetração de íons cloro é também afetada pela temperatura, a sua elevação aumenta a mobilidade molecular favorecendo o seu transporte, entretanto a sua queda pode provocar a condensação e aumento da umidade do concreto (CASCUDO, 1997; FIGUEIREDO, 2005).

A temperatura ambiente mais elevada age aumentando a cinética da maioria dos processos envolvidos na corrosão, elevando o teor de cloro livre na água dos poros (NEVILLE, 1997) e o coeficiente de difusão dos cloretos (HELENE, 1993), reduzindo a concentração da hidroxila OH⁻ que leva ao aumento da relação Cl⁻/OH⁻ e, conseqüentemente, ao aumento da concentração de cloretos livres pela decomposição de cloroaluminatos (HUSSAIN¹⁷ *et al.*, 1996 *apud* PEREIRA, 2001). Isso explica a existência de mais concretos deteriorados em regiões litorâneas quentes do que em regiões temperadas (PEREIRA, 2001).

¹⁶ MORCILLO, M. Fundamentos de la corrosion atmosferica de metales. Mapas de corrosividad atmosferica. *In: Corrosión y proteccion de metales en las atmosferas de iberoamerica*. Proyecto Mycat. Programa CYTED. Madrid: CYTED, 1988. p. 1-52.

¹⁷ HUSSAIN, S. E.; AL-GAHTANI, A. S.; RASHEEDUZZAFAR. Chloride threshold for corrosion of reinforcement in concrete. *ACI Materials Journal*, 1996, v.94, n.6, p.534-538.

3.6.8 A ação do vento

A ação do vento sobre a superfície do mar provoca a produção do aerossol marinho (névoa marinha) contendo íons cloro (GUIMARÃES *et al.*, 2003). Este fenômeno se mostra mais efetivo na zona de arrebentação das ondas, onde as partículas formadas são maiores e em maior número. Estas partículas são transportadas pelo vento da praia para o interior do continente e se depositam ao longo dessa trajetória, dependendo da massa das partículas, das características do vento e da presença de obstáculos (FITZGERALD, 1991).

3.6.9 O distanciamento do mar

Algumas pesquisas sobre os efeitos dos cloretos nas regiões contíguas à orla marítima vêm demonstrando que os efeitos da atmosfera de névoa salina têm apresentado resultados que apontam para um decréscimo da intensidade de ataque que varia com a distância do mar em direção ao interior (HELENE, 1986; CASTRO *et al.*, 1999; COSTA, 2001; MEIRA; PADARATZ, 2002; MEIRA, 2003; GUIMARÃES *et al.*, 2003).

Entretanto, esse fator normalmente não vem sendo considerado na maioria dos modelos de vida útil e nas normas vigentes, tais como a ABNT NBR 6118:2007, a EHE-99 – Instrucción de hormigón estructural, a BS 8110-1:1997 Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction e a ACI Committee 318/318 R-96 – Code interpretation of building code requirements for reinforced concrete.

Na medida em que há um distanciamento do mar em direção ao continente a salinidade atmosférica e a deposição das partículas salinas sobre as estruturas de concreto sofrem a influência de algumas variáveis, tais como a direção e velocidade dos ventos, a topografia, a altitude, os obstáculos, além do efeito gravitacional (FELIÚ¹⁸ *et al.*, 1999 *apud* VILASBOAS, 2010). Todas essas variáveis definem uma taxa de deposição que faz com que os cloretos cheguem, em maior ou menor quantidade, a uma determinada distância do mar (MEIRA; PADARATZ, 2002), fazendo com que a deposição das partículas salinas ocorra de modo mais acentuado nas primeiras centenas de metros a partir do mar, reduzindo-se à medida que se distancia da costa.

¹⁸FELIU, S.; MORCILLO, M.; CHICO, B. **Effect of Distance From Sea on Atmospheric Corrosion Rate.** Corrosion, 1999. v. 55, n.9.

3.6.10 Resistividade elétrica

A resistividade elétrica, segundo Helene (1993) é um dos parâmetros do concreto que controla o fluxo de íons, que se difundem no concreto através da solução aquosa presente nos poros da pasta de cimento, e a velocidade das reações de corrosão das armaduras, havendo a disponibilidade de oxigênio. A resistividade elétrica é a grandeza que indica a maior ou menor probabilidade do início da reação de corrosão da armadura (LEVY, 2001), pois a resistividade, segundo Cascudo (1997), é um dos fatores controladores da função eletroquímica.

A resistividade elétrica do concreto é um fator de influência relevante na taxa de corrosão da armadura (CABRAL, 2000), pois o progresso do processo corrosivo depende da resistividade elétrica entre o ânodo e o cátodo formados, enquanto houver suprimento de oxigênio no cátodo (NEVILLE, 1997). Segundo Cabral (2000), diversos autores que estudaram a relação entre a resistividade e a taxa de corrosão das armaduras encontraram uma relação inversamente proporcional entre estes dois parâmetros, apesar de haver alguns resultados que não constatem esta relação. A resistividade é dependente e influenciada por diversos fatores, tais como: as condições de umidade no interior do concreto, pois uma secagem completa poderia interromper a corrosão (NEVILLE, 1997); a proporção dos materiais da mistura (traço) (CABRAL, 2000); a umidade relativa do ar do ambiente onde o concreto está inserido, considerando as condições de saturação dos poros do concreto (HELENE, 1993; ENEVOLDSEN¹⁹ *et al.*, 1994 *apud* CABRAL, 2000); a presença de sais dissolvidos e de íons agressivos como Cl^- , SO_4^{2-} , H^+ (HELENE, 1993); o grau de hidratação da pasta de cimento (tempo de cura), em menor extensão (CABRAL, 2000); e a relação água/cimento utilizada na dosagem do concreto, pois um aumento dessa relação implica na redução significativa da sua resistividade (HELENE, 1993); dentre outros.

3.7 Potencial de eletrodo

Nas armaduras do concreto, o processo corrosivo leva à formação de pilhas eletrolíticas. O potencial de eletrodo se constitui numa diferença de potencial existente entre a região anódica do metal e o eletrólito. Seus valores numéricos indicam um balanço entre a reação anódica e catódica, mas sem o fornecimento de dados quantitativos sobre a velocidade

¹⁹ENEVOLDSEN, J. N.; HANSSON, C. M.; HOPE, B. B. **The influence of internal relative humidity on the rate of corrosion steel embedded in concrete and mortar**. Cement and Concrete Research, Vol. 24, Nº 7, p. 1373-1382, 1994.

de corrosão real da armadura. “A técnica de potenciais de eletrodo consiste na medida desses potenciais em corpos de prova ou nas estruturas de concreto e seu posterior registro”. Entretanto, dado a impossibilidade de medição direta desses potenciais, os potenciais são tomados sempre em relação a um eletrodo de referência. “A magnitude desses potenciais dá indício do risco de corrosão” (CASCUDO, 1997).

O eletrodo de referência mais utilizado nos ensaios com concreto armado, seja em laboratório ou em campo, é o Eletrodo Saturado de Calomelano, cujo sistema consiste de mercúrio metálico, coberto com uma pasta de cloreto de mercúrio (Hg_2Cl_2 , conhecido também como "calomelano") e imerso num eletrólito contendo íons de cloro, normalmente uma solução saturada de cloreto de potássio (KCl). O seu potencial (potencial de redução) em relação ao Eletrodo Padrão de Hidrogênio é igual a +242 mv a 25°C.

O potencial de eletrodo ou eletroquímico de corrosão das armaduras do concreto serve apenas de indicação qualitativa aproximada da situação de corrosão ou passividade destas, utilizado sempre como complemento de outros ensaios e nunca de forma isolada e absoluta, pois é função de muitas variáveis, tais como o teor de umidade e de oxigênio no concreto, a idade do concreto, a espessura do concreto de cobertura das armaduras, a presença de fissuras e imperfeições no concreto, a existência de correntes erráticas, dentre outras. A medição consiste na determinação da diferença de potencial elétrico entre o aço da armadura do concreto e um eletrodo conhecido, tomado como referência, que é colocado sobre a superfície do concreto (ANDRADE Perdrix, 1992; CASCUDO, 1997).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Uma série de corpos de prova de concreto com diferentes resistências características à compressão (f_{ck}) foi exposta ao meio ambiente natural da Praia do Futuro em quatro pontos distintos para realização de ensaios com a finalidade de avaliar a penetração de cloretos no interior do concreto e a variação do potencial de corrosão de armaduras inseridas no seu interior. Estes mesmos ensaios foram também realizados de forma acelerada em laboratório, em corpos de prova moldados com os mesmos concretos. Na Praia do Futuro, nos pontos onde foram posicionados os corpos de prova, foi realizada a coleta de material atmosférico contido na névoa salina para determinação do teor de cloretos ali presente, através do método da vela úmida prescrito pela norma ABNT NBR 6211:2001. A seguir, serão apresentados a caracterização dos materiais e os métodos de ensaios utilizados nestes experimentos.

4.1 Caracterização dos materiais

4.1.1 Cimento

O tipo de cimento utilizado foi o cimento Portland composto resistente a sulfatos, tipo CP II Z-32 RS, com adição de pozolana em sua composição, cimento amplamente comercializado em saco de 50 kg para aplicação nas obras da região metropolitana de Fortaleza – CE.

As características químicas, físicas e mecânicas do lote do cimento utilizado, obtidas junto à indústria fabricante, encontram-se dispostas nas Tabelas 07, 08 e 09. Todas as prescrições das normas brasileiras (NBR), emanadas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para este tipo de cimento, foram atendidas.

Tabela 07 – Características químicas do cimento composto CP II Z-32 RS.

Ensaio	Teores	Norma	Especificação
Óxido de magnésio – MgO	2,66%	NBR NM 11-2:2004	$\leq 6,5\%$
Anidrido sulfúrico - SO ₃	3,25%	NBR NM 16:2004	$\leq 4,0\%$
Anidrido carbônico CO ₂	-	NBR 11578:1997	$\leq 5,0\%$
Óxido de cálcio livre – CaO (livre)	1,09%	NBR NM 13:2004	não aplicável
Equivalente alcalino em Na ₂ O	0,98%	-	não aplicável
Perda ao fogo – PF	5,73%	NBR NM 18:2004	$\leq 6,5\%$
Resíduo Insolúvel – RI	12,11%	NM 22:2004	$\leq 16,0\%$

Fonte: Boletim de análise da indústria fabricante do cimento.

Tabela 08 – Características físicas do cimento composto CP II Z-32 RS.

Ensaio	Teores	Norma	Especificação
Área específica (Blaine)	4658 cm ² /g	NBR NM 76:1998	≥ 2600 cm ² /g
Massa específica	2,99 g/cm ³	NBR NM 23:2001	não aplicável
Finura na peneira de 0,075mm (#200)	1,5%	NBR 11579:1991	≤ 12,0%
Finura na peneira de 0,044mm (#325)	7,2%	NBR 12826:1993	não aplicável
Água da pasta de consistência normal	28,7%	NBR NM 43:2003	não aplicável
Início de pega	3:16 h	NBR NM 65:2003	≥ 1h
Fim de pega	4:16 h	NBR NM 65/03	≤ 10 h
Expansibilidade de Le Chatelier (a quente)	0,0 mm	NBR 11582:1991	≤ 5 mm

Fonte: Boletim de análise da indústria fabricante do cimento.

Tabela 09 – Resistência à compressão do cimento composto CP II Z-32 RS.

Tempo de rompimento	Resistência à compressão	Norma	Especificação
aos 3 dias	27,2 MPa	ABNT NBR 11579:1991	≥ 10 MPa
aos 7 dias	31,3 MPa		≥ 20 MPa
aos 28 dias	37,6 MPa		≥ 32 MPa

Fonte: Boletim de análise da indústria fabricante do cimento.

4.1.2 Agregados

O agregado miúdo utilizado foi obtido em estabelecimento comercial de materiais de construção na região metropolitana de Fortaleza, tendo origem em jazidas de areia de leito de rio, situadas dentro de um raio aproximado de 50 km de distância de Fortaleza. Para análise do agregado miúdo foi coletada uma amostra representativa para ensaio, de acordo com as normas ABNT NM 26:2009 e ABNT NM 27:2001.

O agregado graúdo utilizado foi resultante da britagem de pedra granítica e foi adquirido no mesmo estabelecimento onde foi comprado o agregado miúdo.

As propriedades físicas dos agregados, miúdo e graúdo, foram obtidas através da realização, em laboratório, dos ensaios de caracterização, em conformidade com as prescrições das normas vigentes da ABNT para cada tipo de ensaio realizado. Os resultados encontram-se nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Propriedades físicas do agregado miúdo.

Propriedades e ensaios realizados	Resultados	Métodos empregados
Massa específica	2,61 g/cm ³	ABNT NBR NM 52:2003
Massa unitária	1,46 g/cm ³	ABNT NBR NM 52:2003
Dimensão máxima característica	2,40 mm	ABNT NBR NM 248:2003
Teor de material pulverulento	1,51%	ABNT NBR NM 46:2006
Módulo de finura	2,40	ABNT NBR NM 248:2003

Tabela 11 – Propriedades físicas do agregado graúdo.

Propriedades e ensaios realizados	Resultados	Métodos empregados
Massa específica	2,51 g/cm ³	ABNT NBR NM 53:2003
Massa unitária	1,42 g/cm ³	ABNT NBR NM 53:2003
Dimensão máxima característica	19 mm	ABNT NBR NM 248:2003
Módulo de finura	6,21	ABNT NBR NM 248:2003

4.1.3 Água de amassamento

A água de amassamento utilizada foi obtida na rede de abastecimento público da Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE). O teor de cloro residual mínimo e máximo contidos na água distribuída situam-se entre 0,2 mg/l e 2 mg/l, respectivamente, a fim de atender aos teores exigidos pela Portaria nº 2.914 de 12/12/2011 do Ministério da Saúde, conforme informa essa companhia nas contas de água dos consumidores e também no site oficial do governo do estado do Ceará. Esse cloro residual é oriundo dos produtos usados no tratamento da água para fins de consumo humano.

4.2 Métodos

4.2.1 Dosagem dos concretos

Foram dosados três concretos: dois correspondentes à classe de resistência C25 e um terceiro correspondente à classe C35, conforme ABNT NBR 8953:1992, com consistência de (70±10) mm, mais adequada à moldagem e adensamento dos corpos de prova, medida pelo

abatimento do tronco de cone de Abrams, conforme ABNT NBR NM 67:1998. O Método de dosagem utilizado na preparação dos concretos foi o método da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

Todos os materiais foram medidos em massa e misturados em betoneira de eixo inclinado, com capacidade de 120 litros, em ambiente de laboratório, para realização da homogeneização de cada concreto – classes: C25 e C35. As características dos concretos dosados e produzidos encontram-se na Tabela 12.

Tabela 12 – Características dos concretos dosados.

Características	Classe C25	Classe C25	Classe 35
Traço em massa	1:1,71:2,50	1:1,69:2,24	1:1,25:1,80
Relação água/cimento	0,52	0,51	0,42
Teor de argamassa	52%	55%	56%
Consumo de cimento (kg/m ³)	401,1	421,6	515,6

4.2.2 Moldagem, adensamento e cura dos corpos de prova

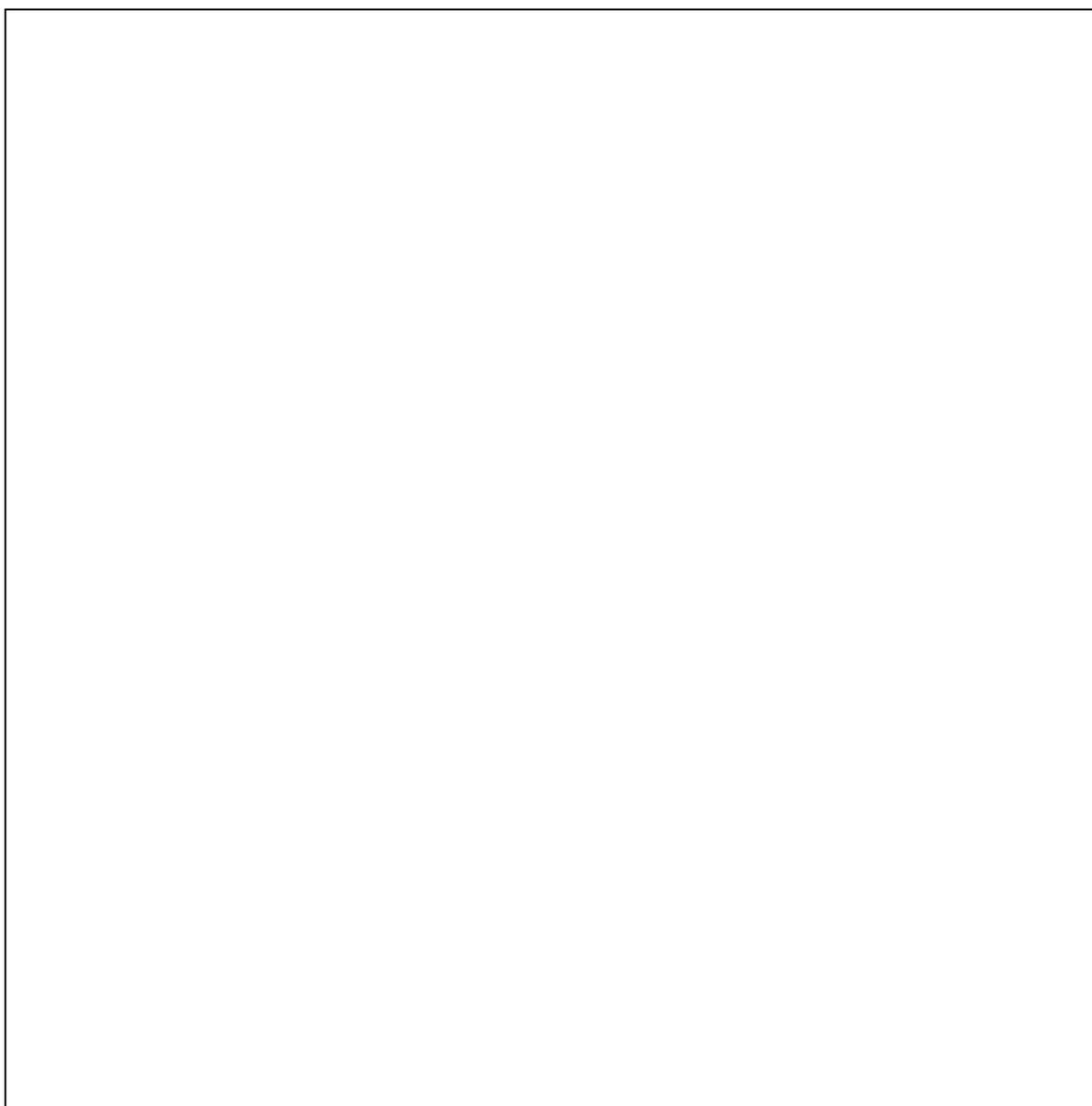
Para cada um dos traços de concreto produzido (dois da classe C25 e um da classe C35) foram moldados 10 corpos de prova cúbicos com 15 cm de aresta, divididos em dois grupos distintos: um primeiro grupo formado por 5 corpos de prova contendo cada um deles 4 barras de aço imersas no concreto e um segundo grupo de 5 corpos de prova sem barras.

Foram introduzidas em cada um dos corpos de prova armados 4 barras de aço CA-50 com diâmetro de nominal 10 mm, mantendo-se um cobrimento de concreto de 50 mm de espessura, cujos detalhes geométricos são mostrados na Figura 07. Um cabo condutor elétrico de cobre isolado (encapado com PVC), com secção transversal de 2,5 mm², foi fixado em cada barra para facilitar a leitura da medição do potencial de corrosão (E_{corr}).

A moldagem de todos os corpos de prova foi realizada em formas metálicas, adensados com o auxílio de um vibrador mecânico de imersão, segundo as prescrições da ABNT NBR 5738:2008, e curados ao ar livre durante 28 dias em ambiente natural em laboratório, à temperatura ambiente, cuja média mensal situa-se entre 26°C e 28°C, conforme dados históricos levantados entre os anos de 1966 a 2007 na Estação Meteorológica do Campus do Pici da Universidade Federal do Ceará (UFC), onde o laboratório está localizado. Este procedimento visa simular o modo usual de cura realizada em grande parte das obras de

Fortaleza, onde o concreto não recebe cura úmida. Após a cura de todos os corpos de prova cúbicos, as faces superior e inferior e duas das faces laterais opostas de cada um deles foram seladas com película de revestimento impermeável à base de resina epóxi (Figura 07).

Figura 07 – Detalhes geométricos dos corpos de prova.



Para cada classe de concreto produzido foram moldados dois corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm e três corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm para ensaio de determinação das resistências à compressão axial aos 7 e 28 dias, respectivamente, conforme prescrições da ABNT NBR 5739:2007.

4.2.3 Ensaios realizados

Na orla marítima da Praia do Futuro, ao longo da Av. Santos Dumont, a partir da zona de arrebentação das ondas, os corpos de prova foram distribuídos em quatro pontos distintos, distantes respectivamente de 100 m, 300 m, 740 m e 1000 m do mar, conforme ilustra a Figura 08. Em cada ponto foram posicionados seis corpos de prova: três com barras imersas no concreto e três sem barras, correspondendo, respectivamente, a dois da Classe C25 e um da classe C35. Da mesma forma foram reservados seis corpos de prova (sendo três com barras) para ensaio acelerado em laboratório. A Tabela 13 resume a distribuição e as quantidades de corpos de prova utilizados nos ensaios.

Figura 08 – Localização dos pontos de exposição dos corpos de prova na Praia do Futuro.



Fonte: Adaptado do site Google (2011).

Tabela 13 – Distribuição e quantidades de corpos de prova.

Distância do mar	Classe C25 (T1)* ¹		Classe C25 (T2)* ²		Classe C35		Totais
	Sem barra	Com barra	Sem barra	Com barra	Sem barra	Com barra	
a 100 m	01	01	01	01	01	01	06
a 300 m	01	01	01	01	01	01	06
a 740 m	01	01	01	01	01	01	06
a 1000 m	01	01	01	01	01	01	06
em laboratório	01	01	01	01	01	01	06

Nota: *¹ Traço 1 da classe C25; *²Traço 2 da classe C25.

Todos os corpos de prova posicionados na Praia do Futuro ficaram expostos ao ar livre durante 630 dias, sujeitos à ação das intempéries do meio ambiente, principalmente à névoa salina ali existente. Uma das duas faces que não recebeu película impermeabilizante, de cada corpo de prova, ficou voltada para o mar e assim mantida durante todo o experimento; a face oposta, também sem película impermeabilizante, ficou voltada permanentemente em direção ao continente.

Para o ensaio acelerado em laboratório, foram reservados seis corpos de prova, sendo metade deles com barras imersas no concreto, conforme Tabela 13.

4.2.3.1 Ensaio de compressão axial

Foram realizados ensaios de compressão axial aos 7 e 28 dias para os três tipos de concreto produzidos para determinação das respectivas resistências características (f_{ck}), conforme prescrições da ABNT NBR 5739:2007.

4.2.3.2 Ensaio de penetração de cloretos

Foram realizados ensaios de penetração de cloretos em todos os corpos de prova sem barras de aço expostos ao meio ambiente da Praia do Futuro e nos corpos de prova sem barras reservados para ensaio acelerado em laboratório. Para os ensaios foi utilizado o Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil (DEECC) da Universidade Federal do Ceará (UFC), localizado no Campus do Pici, em Fortaleza-CE.

A coleta das amostras de concreto nos corpos de prova posicionados na Praia do Futuro para o ensaio de penetração de cloreto foi realizada a cada (100 ± 10) dias de exposição à ação do meio ambiente. A extração das amostras foi realizada sempre na face voltada constantemente para o mar.

O ensaio acelerado de penetração de cloretos consistiu na realização de 25 ciclos de imersão parcial (até meia altura) dos corpos de prova (após o período de cura) em solução salina composta de água destilada com adição de 3,5% de cloreto de sódio (NaCl) (teor similar ao da água do mar) durante dois dias, e, logo em seguida, expostos à secagem por cinco dias consecutivos, totalizando um ciclo de sete dias. Estes ciclos promovem a entrada da solução de água com cloreto de sódio e do oxigênio para a formação do eletrólito junto à armadura, induzindo e mantendo o processo de corrosão eletroquímica. A penetração dos

cloretos se dá, a exemplo dos expostos na praia, em apenas duas faces laterais oposta, pois as faces superior, inferior e as duas faces laterais restantes do cubo de concreto foram impermeabilizadas com resina epóxi. Ao final da secagem em cada ciclo, foram retiradas amostras e realizada a determinação do teor de cloretos dessas amostras.

Como ciclo zero, no ensaio acelerado, todos os corpos de prova foram inicialmente saturados de água até a constância de massa com a finalidade de homogeneizar a quantidade de água contida nos poros do concreto dos corpos de prova e em seguida secos em estufa a temperatura de 50°C, durante cinco dias. Após a secagem, foram retiradas amostras de concreto nos três corpos de prova. Cada ciclo subsequente era iniciado com a imersão parcial (até meia altura) dos corpos de prova na solução salina durante dois dias em reservatório apropriado. Após este prazo, os corpos de prova eram retirados e postos para secar durante cinco dias consecutivos, em laboratório, à temperatura ambiente, cuja média mensal variava entre 26°C e 28°C.

Após a secagem, era realizado um furo em cada corpo de prova utilizando-se de uma furadeira de bancada equipada com monitor visual de profundidade de perfuração e dispositivo que mantinha uma velocidade de perfuração constante e predeterminada no equipamento. O furo era obtido utilizando-se de uma broca de vídea rotatória de 20 mm de diâmetro que pulverizava o concreto para extração das amostras. As amostras eram coletadas individualmente a cada 10 mm de avanço de perfuração e acondicionada em sacos plásticos etiquetados, correspondendo, respectivamente, a 10 mm, 20 mm e 30 mm de profundidade.

As amostras, posteriormente, eram submetidas ao ensaio de determinação do teor de cloretos. Os furos deixados pela broca nos corpos de prova eram logo em seguida fechados com adesivo epóxi, marca BASF, com denominação comercial CONCRETSIVE 227, tipo bicomponente, de consistência fluida, com resistência à compressão superior a 55 MPa e resistência de aderência superior a 3 MPa, após 24 horas de aplicado; portanto, superior à resistência dos concretos produzidos, mantendo, desta forma, a integridade dos corpos de prova.

Os ensaios de determinação do teor de cloretos livres na pasta endurecida de cimento das amostras colhidas nos corpos de prova foram realizados no Laboratório de Saneamento Ambiental (LABOSAN), pertencente à Universidade Federal do Ceará (UFC) e localizado no Campus do Pici, em Fortaleza (CE), utilizando o Método do Íon Seletivo da norma brasileira ABNT NBR 14832:2002 pelo procedimento C.

Os doze corpos de prova distribuídos na Praia do Futuro foram ensaiados observando os mesmos procedimentos utilizados para os corpos de prova em ensaio acelerado

de penetração de cloretos. Os corpos de prova eram recolhidos, levados ao laboratório para coleta das amostras, e, logo em seguida, devolvidos à Praia do Futuro, observando sempre a mesma localização e o mesmo posicionamento em relação à face que deveria ficar permanentemente voltada para o mar.

O processo de coleta e análise das amostras de concreto dos corpos de prova distribuídos na Praia do Futuro obedecia aos mesmos procedimentos e métodos utilizados para os corpos de prova em ensaio acelerado de penetração de cloretos.

4.2.3.3 Ensaio de potencial de corrosão

Ensaios de potencial de corrosão induzido por cloreto foram realizados em todos os corpos de prova expostos ao meio ambiente marinho da Praia do Futuro contendo barras de aço no interior do concreto e naqueles selecionados para ensaio acelerado em laboratório, obedecendo todos ao método ASTM C876-2009.

A medição do potencial de corrosão foi realizada posicionando-se o eletrodo de referência na superfície do concreto do corpo de prova, previamente umedecida, utilizando sempre uma esponja úmida entre o eletrodo e o concreto para evitar danificá-lo. O fio que está conectado à barra de aço do concreto do corpo de prova era conectado ao pólo positivo do voltímetro e o fio do eletrodo de referência ao pólo negativo, apresentando uma leitura digital indicando o potencial de corrosão (E_{corr}) em milivolts. O eletrodo de referência utilizado nos ensaios foi o Eletrodo de Calomelano Saturado.

O ensaio acelerado de potencial de corrosão (E_{corr}) induzido por cloretos foi realizado no laboratório de materiais de construção do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil (DEECC) da Universidade Federal do Ceará (UFC), utilizando-se três corpos de prova produzidos com os mesmos três tipos de concretos com que foram confeccionados os corpos de prova posicionados na Praia do Futuro. O ensaio acelerado consistiu-se na realização de 50 ciclos de imersão parcial dos corpos de prova em solução salina de cloreto de sódio a 3,5% por dois dias e secagem por cinco dias, com duração total de 7 dias para cada ciclo.

O primeiro ciclo, denominado ciclo zero consistiu na leitura do potencial de corrosão com o corpo de prova saturado de água e a leitura após seco na estufa a temperatura de 50°C por cinco dias. O ciclo seguinte, denominado de ciclo 1, inicia-se com a imersão parcial dos corpos de prova na solução salina durante dois dias. Imediatamente após a retirada dos corpos de prova saturados da solução salina, após dois dias semi-imersos, era realizada a

leitura de potencial de corrosão fazendo uso de um Eletrodo de Calomelano Saturado e de um voltímetro digital que registra as leituras de diferença de potencial, tudo de conformidade com as prescrições da ASTM C876-2009. Logo a seguir, os corpos de prova eram expostos ao ar livre no ambiente natural do laboratório para secagem por cinco dias consecutivos.

Findo este período, era realizada nova leitura de potencial de corrosão com os corpos de prova já secos em temperatura ambiente. Portanto, o potencial de corrosão era medido em duas oportunidades em cada ciclo, a primeira quando os corpos de prova eram retirados da solução (saturados) e na segunda após a secagem (secos) destes, imediatamente antes do início de novo ciclo. Para cada ciclo eram obtidas duas leituras de potencial de corrosão nos corpos de prova: saturado e seco. Assim, sucessivamente, foram realizados 50 (cinquenta) ciclos, com leituras de potencial dos corpos de prova saturados e secos, alternadamente, após cumprimento dos respectivos prazos de saturação e secagem.

Nos doze corpos de prova distribuídos nos quatro pontos de exposição na região da Praia do Futuro, três em cada um deles, dois da classe C25 e um da classe C35, foram realizadas leituras do potencial de corrosão (E_{corr}) a cada (100 ± 10) dias de exposição ao meio ambiente, observando os mesmos procedimentos e métodos utilizados no ensaio acelerado de potencial de corrosão.

Nos pontos de exposição na Praia do Futuro (a 1000 m, a 740 m, a 300 m e a 100 m), os corpos de prova eram recolhidos, as leituras realizadas, e, logo em seguida, colocados de volta na mesma posição, observando sempre o direcionamento da face que deveria ficar permanentemente voltada para o mar.

4.2.3.4 Ensaio pelo Método da Vela Úmida

Com a finalidade de se determinar o teor de cloretos em suspensão e disseminados no ar atmosférico da região da Praia do Futuro, foi colocada uma vela úmida em cada ponto onde foram posicionados os corpos de prova de concreto para coleta de amostras mensais, utilizando-se do método da vela úmida, através da realização de ensaio de análise química normalizado pela ABNT NBR 6211:2001.

A vela era trocada a cada (30 ± 3) dias durante o período de um ano – de agosto de 2011 a julho de 2012, totalizando 12 amostras coletadas em cada um dos pontos de exposição (a 100 m, a 300 m, a 740 m e a 1000 m do mar). O conteúdo do frasco era colhido e levado ao laboratório LABOSAN para ensaio de determinação do teor de cloretos solúveis em água contidos nas amostras, seguindo os procedimentos normativos.

A vela úmida consiste em um cilindro de material inerte, geralmente vidro ou polietileno, envolvido com gaze cirúrgica em duas camadas e fixado na tampa a um frasco coletor tipo Erlenmeyer, de 800 ml. O cilindro é de aproximadamente 2,5 cm de diâmetro com cerca de 15 cm de altura acima da tampa do frasco, perfazendo uma área aproximada de 118 cm² que fica exposta à atmosfera e sobre a qual os cloretos contidos na atmosfera se depositam (Figura 09).

A tampa do frasco possui dois orifícios localizados o mais próximo possível do cilindro, pelos quais passam as extremidades da gaze que envolve a vela. Estas extremidades da gaze são torcidas, formando dois pavios cilíndricos que atravessam o furo da tampa e atingem o fundo do frasco coletor, onde fica mergulhado em 200 ml de solução de água glicerinada, colocados previamente dentro do frasco. O pavio mantém a umidade na superfície da vela para a fixação da névoa salina da atmosfera. A umidade que se forma por condensação do ar se deposita na superfície da vela, desce pela gaze do cilindro e, através do pavio, sem perda, se mistura com a solução de água glicerinada contida no fundo do frasco (Figura 09).

Figura 09 – Vela úmida.



Fonte: foto de Alison (2011).

O princípio do método consiste na titulação do íon cloro, resultante da absorção em água contendo glicerol, com solução diluída de nitrato de mercúrio na presença do

indicador misto de difenilcarbazona e azul-de-bromofenol. O ponto de titulação é indicado pela formação do complexo mercúrio-difenilcarbazona, de cor azul-violeta. Os resultados são expressos em massa de cloreto por unidade de área e por unidade de tempo, calculados conforme a ABNT NBR 6112:2001.

4.2.4 Climatologia do meio ambiente

As condições atmosféricas do meio ambiente, tais como temperatura, umidade relativa do ar, índice pluviométrico, velocidade dos ventos e insolação, foram obtidas através de dados da Fundação Cearense de Meteorologia (FUNCEME) e do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), da Estação Meteorológica do Campus do Pici, pertencente à Universidade Federal do Ceará (UFC) e de trabalhos acadêmicos e relatórios técnicos, utilizados subsidiariamente, pois neste experimento não foi possível realizar o monitoramento climatológico dos locais de exposição das velas.

5 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Apresentação e análise dos resultados

5.1.1 Ensaio de compressão axial

Os ensaios de compressão axial realizados nos corpos de prova utilizados nos experimentos foram realizados de conformidade com as prescrições da ABNT NBR 5739:2007. A determinação da resistência característica à compressão (f_{ck}) dos concretos dosados foi obtida de conformidade com o item 6.2.3.3 da norma ABNT NBR 12655:2006, para casos excepcionais, quando a amostragem contém entre 2 e 5 exemplares. Neste caso, o valor estimado da resistência característica é dado pela equação 13. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 14.

$$f_{ckest} = \Psi_6 \cdot f_1 \quad (13)$$

onde:

$\Psi_6 = 0,86$ (Valor obtido na tabela 8 da norma para condição de preparo A)

f_1 – menor valor obtido no ensaio de compressão axial

Tabela 14 – Resultado dos ensaios de resistência à compressão axial.

Classe do Concreto	Resistência à compressão simples aos 28 dias	ABNT NBR 12655:2006		Resistência característica à compressão (f_{ck})
		Valor de f_1	Valor de Ψ_6	
C25	34 MPa 30 MPa 30 MPa	30 MPa	0,86	25 MPa
C25	33 MPa 33 MPa 31 MPa	31 MPa	0,86	27 MPa
C35	40 MPa 43 MPa 41 MPa	40 MPa	0,86	35 MPa

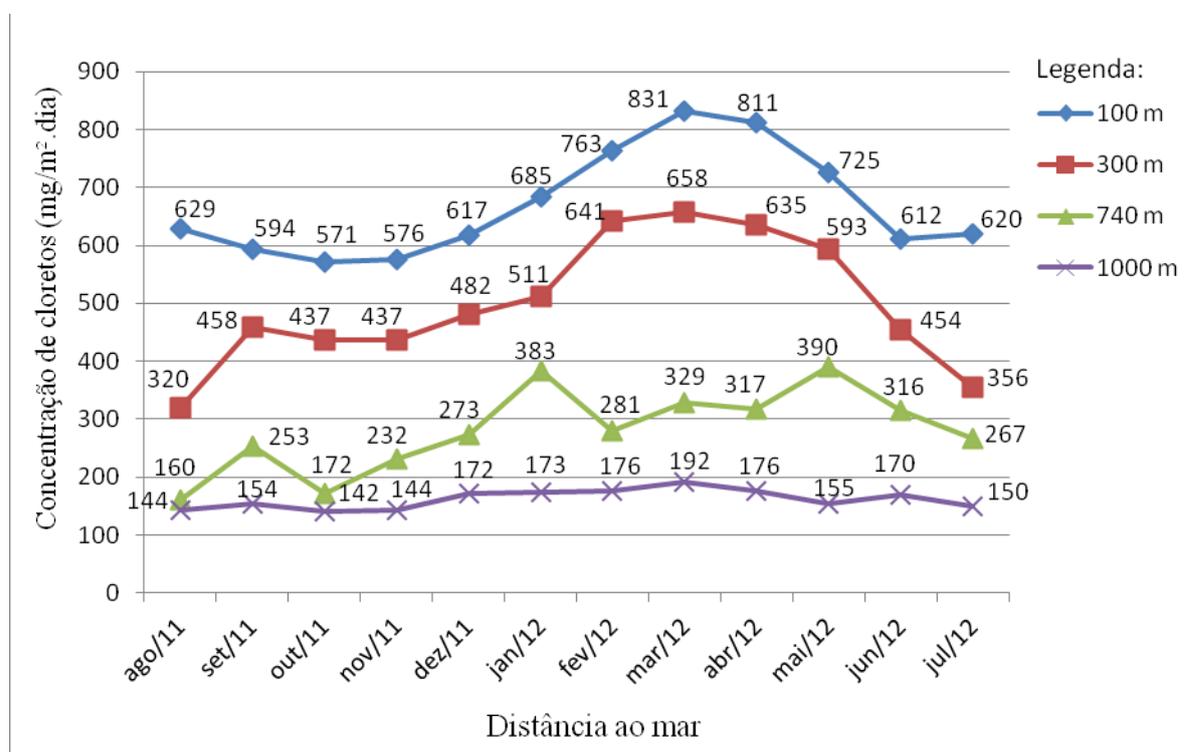
5.1.2 Deposição de cloretos do ambiente marinho pelo método da vela úmida

As médias, desvios-padrão e coeficientes de variação dos resultados da deposição de cloretos obtidos pelo método da vela úmida no período de agosto de 2011 a julho de 2012 em cada ponto de exposição na região da Praia do Futuro, a 100 m, a 300 m, a 740 m e a 1000 m, encontram-se na Tabela 15. Os resultados da análise das amostras coletadas pela vela úmida, após exposição durante o período de agosto de 2011 a julho de 2012, estão apresentados graficamente no Gráfico 01.

Tabela 15 – Deposição média no período de agosto de 2011 a julho de 2012.

Distância ao mar	Deposição média	Desvio-padrão	Coefficiente de variação
100 m	670 mg/m ² .dia	91,7	13,7%
300 m	499 mg/m ² .dia	111,6	22,4%
740 m	281 mg/m ² .dia	72,0	25,6%
1000 m	162 mg/m ² .dia	16,2	10,0%

Gráfico 01 – Concentração de cloretos na atmosfera da Praia do Futuro, de agosto de 2011 a julho de 2012 na Praia do Futuro a 100 m, a 300 m, a 740 m e a 1000 m do mar.



O modelo de equação mais adequado para melhor representar a relação entre a deposição de íons cloro e a distância em relação ao mar, segundo alguns autores em trabalhos semelhantes, tais como Costa (2001), Meira e Padaratz (2002), Pontes (2006) e Borba Jr. *et al.* (2011), é a curva exponencial é do tipo $y = ae^{-bx}$, onde y é a deposição de cloretos da névoa salina marinha e x é a distância em relação ao mar.

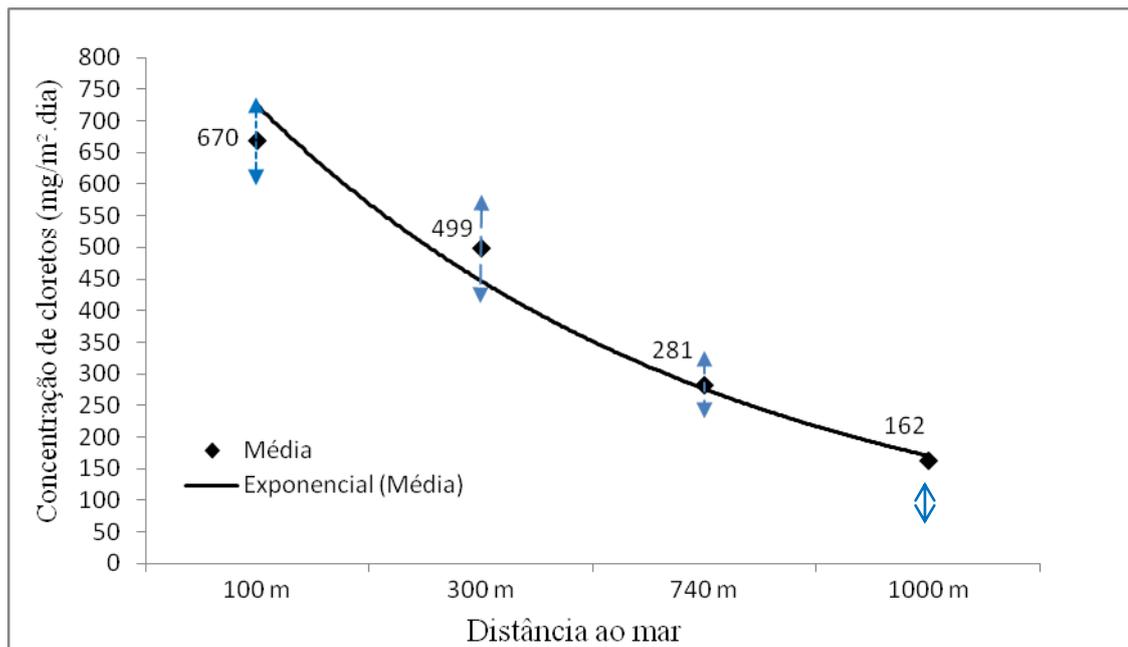
Considerando as médias de deposição de cloretos na superfície da vela úmida constantes na Tabela 15, foi obtida uma curva exponencial, dada pela Equação 13, com coeficiente de determinação $R^2 = 0,989$, que se acha representada na Gráfico 02.

$$y = 788,31e^{-0,00152x} \quad (13)$$

Onde y : é o teor de cloreto ($\text{mg}/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$)

x : é a distância ao mar (m).

Gráfico 02 – Curva de deposição de cloretos em função da distância ao mar.



Os dados apresentados nos Gráficos 01 e 02 indicam que há uma redução considerável do teor de cloretos na atmosfera da região da Praia do Futuro na medida em que se distância do mar (fonte de cloreto) e adentra o continente, independentemente do período do ano. Essa redução se verifica de forma exponencial, inicialmente um pouco mais acentuada a partir do mar até os 300 m e a partir daí, decresce de forma mais suave até 1000 m. A deposição de cloreto a 100 m mostrou-se ser da ordem de quatro vezes maior que a 1000 m.

5.1.3 Climatologia do meio Ambiente

A salinidade da água do mar se situa em torno de 3,5% em massa, com concentração média de íons cloro de 2% e o seu pH varia entre 7,5 e 8,4, sendo o valor médio de equilíbrio de 8,2 (NEVILLE, 1997). Segundo dados obtidos em dezembro de 2012 e janeiro de 2013 pela Superintendência Estadual do Meio Ambiente do Estado do Ceará (SEMACE), o pH da água do mar na Praia do Futuro varia entre 7,80 e 8,12. Em pesquisa realizada por Magini *et. al.*(2007) foi encontrada uma salinidade de 3,6% em seis pontos pesquisados no mar que banha a Praia do Futuro.

A cidade de Fortaleza (CE) localiza-se na costa norte do Nordeste brasileiro, nas coordenadas de latitude sul: 3° 43' 02" e longitude oeste: 38° 32' 35"(IBGE), em zona de convergência intertropical (ZCIT), com clima tipicamente tropical quente sub-úmido. A precipitação histórica anual média, observada de 1951 a 2000, é de cerca de 1462 mm, com desvio padrão de 540 mm. Sazonalmente, em média, a precipitação concentra-se no trimestre de março a maio, quando ocorre mais de 50% do total anual, com a estação seca estendendo-se de agosto a novembro (GUEDES *et al.*, 2005).

A temperatura média do ar situa-se na faixa de 23°C a 32°C, com média entre 26°C e 28°C, e a umidade relativa do ar entre 72% e 84%, conforme dados históricos, de 1966 a 2007, da estação meteorológica do campus do Pici (UFC, 2007). A velocidade média dos ventos varia de 3 m/s a 5 m/s, com direção predominante do mar para o continente. A Tabela 16 apresenta os dados meteorológicos mensais referentes ao período do experimento, obtidos junto ao Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), estação de Fortaleza.

Tabela 16 – Dados climatológicos de Fortaleza (CE) de agosto de 2011 a julho de 2012.

Parâmetros climatológicos	Ago 2011	Set 2011	Out 2011	Nov 2011	Dez 2011	Jan 2012	Fev 2012	Mar 2012	Abr 2012	Mai 2012	Jun 2012	Jul 2012
Precipitação (mm)	24	0	33	24	15	48	210	302	152	143	140	6
Insolação (h/mês)	281	294	271	285	304	269	193	206	207	255	240	266
Velocidade média dos ventos (m/s)	3,3	3,5	3,2	3,5	3,5	3,6	2,4	2,2	2,4	2,9	2,7	3,0
Temperatura média compensada (°C)	26,5	26,8	27,2	27,4	27,7	27,7	26,7	26,9	27,3	27,2	26,7	26,7
Umidade relativa (%)	73,5	71,4	74,9	74,4	73,6	75,2	80,8	81,6	81,2	78,5	79,4	73,2

Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2012).

Verifica-se, conforme Tabela 16, que o período de fevereiro a junho de 2012 é caracterizado pela maior incidência de precipitação de chuvas, correspondendo à quadra invernal, implicando na elevação do teor de umidade relativa do ar e na redução da taxa de insolação.

A umidade relativa do ar, a temperatura, a radiação solar (insolação), a ação dos ventos e os ciclos e a intensidade pluviométricos são elementos do meio ambiente que exercem influência preponderante sobre a corrosão de armadura por íons cloro (PEREIRA, 2001).

No caso da Praia do Futuro, em Fortaleza, a combinação das temperaturas elevadas (média de 27°C), dos ciclos de estação chuvosa, dos períodos prolongados de alta incidência de radiação solar (insolação média de 256 horas/mês), das correntes de ventos e da umidade relativa do ar entre 71% e 82% (período de agosto de 2011 a julho de 2012), se constituiu em fatores climatológicos de influência preponderante na formação da névoa salina e na alternância de períodos de umedecimento e secagem das superfícies do concreto armado, e, conseqüentemente, proporcionando as condições climáticas ideais (deletérias) para o processo de corrosão das armaduras. Portanto, as condições meteorológicas observadas nessa região se mostraram bastantes favoráveis à formação da névoa salina de origem marinha presente no ar atmosférico.

5.1.4 Ensaio de potencial de corrosão em corpos de prova expostos na Praia do Futuro.

O critério utilizado para avaliação dos resultados relativos ao potencial de corrosão foi o disposto pela ASTM C 876 (2009) para Eletrodo Saturado de Calomelano, que especifica: para valores mais negativo que -276 mV, a probabilidade da existência de processo de corrosão é superior a 90%, para valores menos negativo que -126 mV, essa probabilidade passa a ser inferior a 10%, e é considerada incerta para os valores situados no intervalo entre -126 mV e -276 mV.

As médias das leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) realizadas em cada barra de aço imersa no interior dos corpos de prova de concreto que foram expostos ao meio ambiente da Praia do Futuro, posicionados em quatro pontos localizados a distâncias respectivas de 100 m, de 300 m, de 740 m e de 1000 m do mar, pelo período de 630 dias, estão lançadas na Tabela 17. Os dados dessa tabela, a fim de dar melhor visualização e de explicitar a sua evolução ao longo do período de exposição dos corpos de prova em cada ponto, para cada uma das duas classes de concreto, estão expostos a seguir nos Gráficos 03, 04, 05 e 06.

Tabela 17 – Médias das leituras de potencial de corrosão (E_{corr}).

Distância ao mar	Classe de resistência	Leituras de potencial de corrosão (mV)						
		Período de exposição (dias)						
		0	95	190	300	405	520	630
100 m	C25	-234,7	-112,5	-68,5	-200,0	-206,6	-202,9	-176,2
	C35	-229,8	-121,6	-97,5	-200,8	-208,2	-212,0	-176,0
300 m	C25	-235,6	-107,5	-51,2	-101,5	-101,2	-82,4	-75,7
	C35	-254,1	-106,7	-65,9	-134,9	-125,2	-106,8	-98,4
740 m	C25	-211,6	-110,1	-35,9	-26,6	-45,7	-56,0	-60,6
	C35	-237,3	-100,3	-70,6	-90,3	-112,9	-85,9	-49,3
1000 m	C25	-225,7	-104,3	-51,8	-31,2	-73,8	-61,0	-53,2
	C35	-177,0	-100,9	-38,5	-22,9	-78,0	-57,1	-48,5

Cada valor da Tabela 17 foi obtido tomando-se a média das leituras efetuadas nas quatro barras de cada corpo de prova para as classes C25 e C35, respectivamente, pois se verificou não haver diferença relevante entre as leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) realizadas nas barras próximas à face que ficava sempre de frente para o mar e nas próximas à face voltada para o continente.

Gráfico 03 – Evolução do potencial de corrosão dos corpos de prova situados a 100 m.

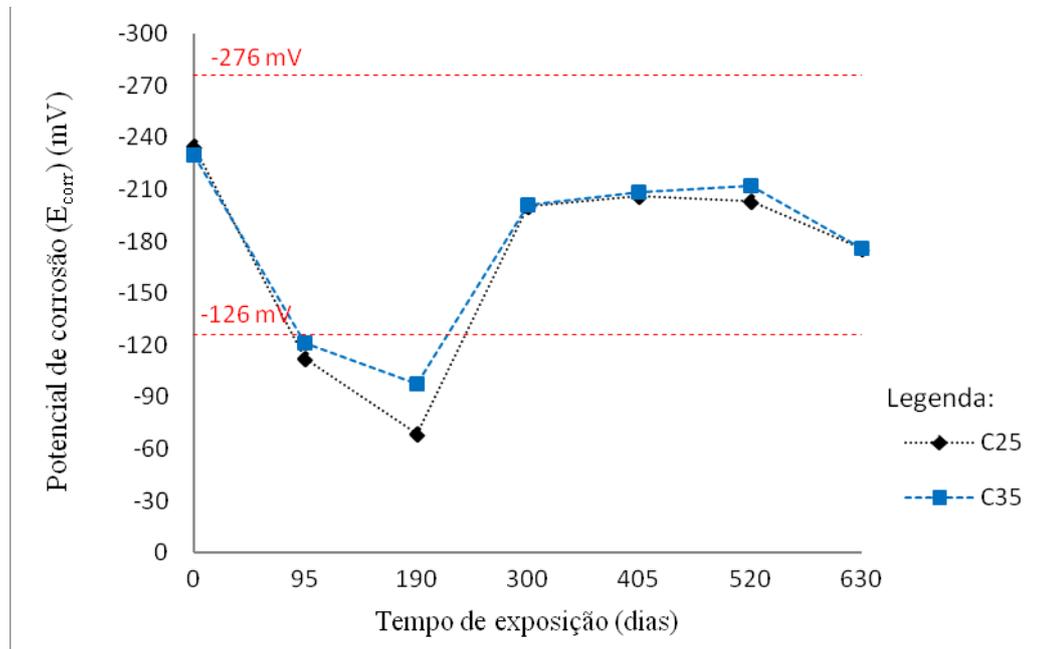


Gráfico 04 – Evolução do potencial de corrosão dos corpos-de-prova situados a 300 m.

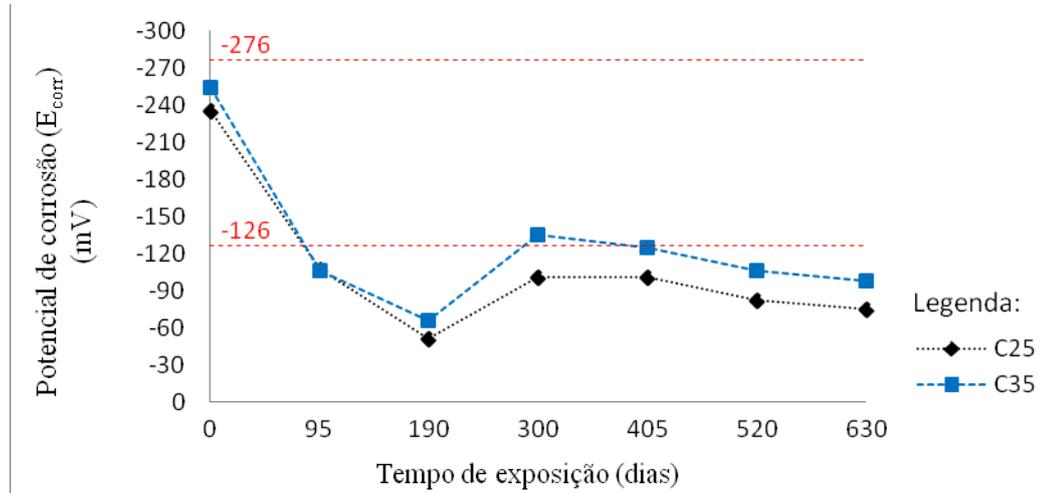


Gráfico 05 – Evolução do potencial de corrosão dos corpos-de-prova situados a 740 m.

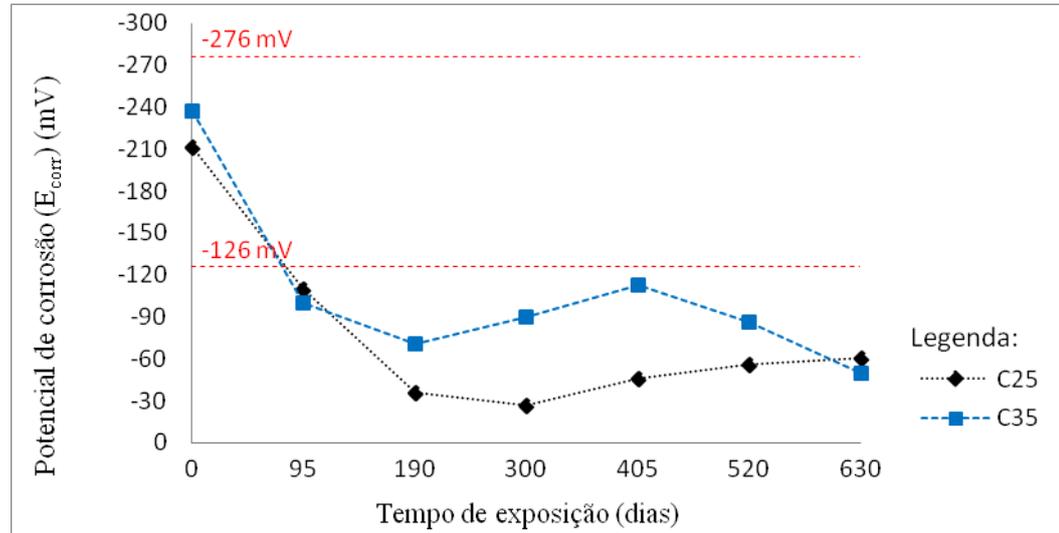
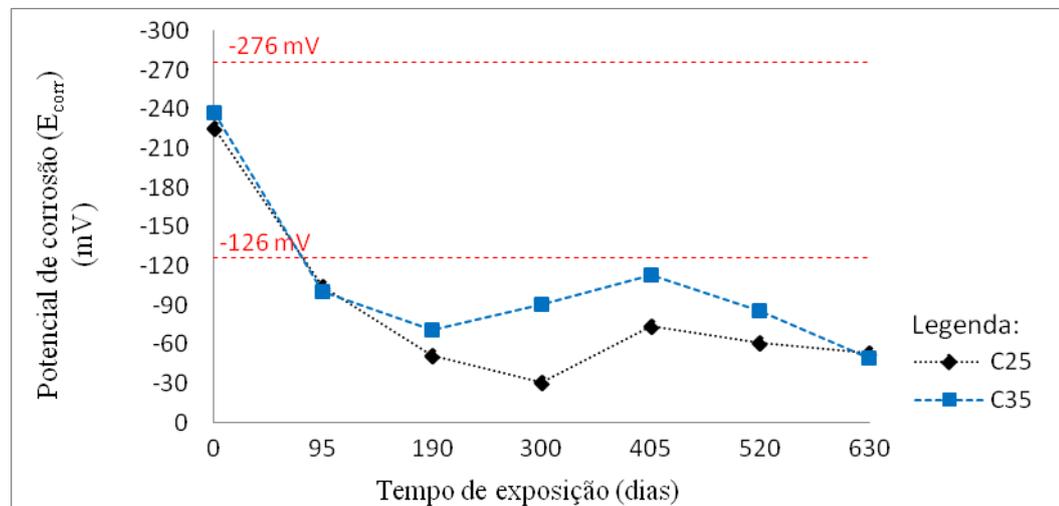


Gráfico 06 – Evolução do potencial de corrosão dos corpos-de-prova situados a 1000 m.



Analisando os valores médios das leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) realizadas nos corpos de prova das classes C25 e C35, situados a 100 m do mar, aos 190 dias de exposição, conforme Tabela 17 e Gráfico 03, verifica-se que estes na data inicial (zero) eram, respectivamente, -235 mV e -230 mV e que passaram para -68 mV e -98 mV, valores para os quais a probabilidade de existência de corrosão é considerada inferior a 10%, segundo a norma ASTM C 876 (2009). A partir daí, aos 300 dias de exposição ao meio ambiente, os valores evoluem para mais negativos, apresentando, respectivamente, médias de leituras de -200 mV e -201 mV, recaindo na faixa de incerteza de ocorrência de corrosão da armadura. No período subsequente, de 300 dias até 630 dias, os valores permanecem estáveis, apresentando, ao final, leituras iguais de -176 mV.

Nos pontos situados a 300 m, a 740 m e a 1000 m do mar, conforme Tabela 17 e Gráficos 04, 05 e 06, respectivamente, os valores iniciais das médias de leitura que se situavam entre -255 mV e -177 mV passaram para a faixa menos negativa de -71 mV a -36 mV, aos 190 dias de exposição. Entretanto, aos 630 dias, os corpos de prova situados a 300 m do mar apresentaram médias de leitura de -98 mV (classe C35) e -76 mV (classe C25), enquanto que naqueles posicionados a 740 m e a 1000 m do mar registraram leituras médias entre -61 mV e -48 mV. Nesses três pontos de exposição na Praia do Futuro, a probabilidade de ocorrência de corrosão na armadura dos corpos de prova, segundo a norma ASTM C 876-09, é inferior a 10%.

Os corpos de prova das duas diferentes classes (C25 e C35), em todos os quatro pontos de exposição na Praia do Futuro, apresentaram, nos primeiros 190 dias de exposição ao meio ambiente, evolução semelhante entre si, caracterizada por uma elevação dos valores (tornando-se menos negativos) em relação aos seus valores iniciais de potencial de corrosão (E_{corr}).

Segundo Cascudo e Helene (1992) e Cascudo (1997), o comportamento dos potenciais com o tempo apresenta três períodos distintos: um período inicial caracterizado por apresentar valores mais dispersos de potencial e numericamente mais negativos; um período intermediário com valores mais estáveis, menos negativos e menos dispersos, provavelmente característico do estado passivo do aço; e o último período caracterizado pela mudança súbita nos potenciais que passam a valores mais negativos em tempo relativamente curto, devido à despassivação da armadura, estabelecendo o estado de corrosão, tendendo a certa estabilidade numa determinada ordem de grandeza. Quanto ao comportamento verificado no período

inicial, estes autores citam que Souza e Bauer (1990)²⁰ e Vassie²¹ (1978) atribuem esse fato como possível influência da liberação da cal na superfície do concreto, e que outra explicação cabível seria, provavelmente, a não estabilização perfeita da camada passivadora do aço nesse primeiro período do ensaio.

Verificou-se que, após 630 dias de exposição, os corpos de prova localizados no ponto distante de 100 m do mar apresentaram as médias de leitura de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) situadas em uma faixa mais negativa que a dos posicionados a 300 m, e que as médias das leituras dos corpos de prova das estações a 740 m e a 1000 m se situaram em uma mesma faixa menos negativa que a dos situados a 300 m. Estes se enquadraram, segundo a ASTM C 876 (2009), no intervalo onde a probabilidade de ocorrência de corrosão é incerta, mais negativo que -127 mV e superior a -276 mV. Acredita-se, entretanto, que provavelmente não houve a ainda a formação do processo de corrosão, mas apenas uma distorção nos valores das leituras de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) devido à redução da resistividade em virtude do maior teor de cloretos e de umidade nestes concretos, face à sua maior proximidade do mar, pois o concreto úmido leva sempre a potenciais mais negativos. Quanto aos cloretos, provenientes do ambiente externo, quando estes penetram no concreto, mas ainda não atingiram a armadura, pode-se verificar uma distorção no potencial devido à concentração variável desses cloretos no eletrólito presente nos poros. Desta forma, como a solução de maior concentração está mais próxima da superfície do concreto, isto tende a tornar os potenciais mais eletronegativos do que os seus reais valores (CASCUDO, 1997). Segundo Browne *et al.*²² (1990, apud CASCUDO, 1997), esta distorção pode alterar os valores de potencial para índices mais negativos, da ordem de até 100 mV.

Quanto à classe do concreto, diante dos dados da Tabela 17, verifica-se que os corpos de prova classe C25 e C35 apresentaram valores semelhantes durante todo o período de exposição a 100 m do mar. Já nos demais pontos o corpo de prova de C35 apresentou leituras um pouco mais negativas que os da classe C25, mas convergindo ao longo do tempo para um mesmo valor, e, no ponto a 1000 m, após 630 dias, invertendo as posições (concreto C25 mais eletronegativo que o C35). Estes resultados se mostraram contrário ao esperado,

²⁰ SOUZA, K. R. de; BAUER, E. **Monitoramento do estado de corrosão das armaduras de concreto armado através da avaliação de potencial de eletrodo.** In: 4º Seminário de Corrosão na Construção Civil. Anais... Rio de Janeiro: ABRACO, 1990. p.9-31.

²¹ VASSIE, P. R. W. **Evaluation of technique for investigating the corrosion of steel in concrete.** Crowthorne, Transport and Road Research Laboratory, 1978.

²² BROWNE, R. D.; GEOGHEGAN, M. P.; BAKER, A. F. **Analysis of structural condition from durability results.** In: CRANE, A. P., Ed. Corrosion of reinforcement in concrete construction. London, Society of Chemical Industry. Chichester, Ellis Horwood, 1983. Cap.13, p. 193-222.

pois, segundo Cascudo e Helene (1992), concreto com maior relação água/cimento e menor f_{ck} para cobrimentos de até 25 mm, apresentam valores mais eletronegativos e início mais cedo do processo corrosivo. Entretanto, segundo Cascudo (1997), com o aumento do cobrimento, os valores de potencial na superfície do concreto tornam-se similares independente da barra de aço estar apresentando um processo ativo de corrosão ou estar passivada. Desta forma, o cobrimento de 50 mm utilizado nos corpos de prova de concreto C25 e C35 deve ter sido a razão do resultado diferente do esperado, principalmente quando não há qualquer evidência de início do processo de corrosão.

A partir das médias das leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) realizadas em cada corpo de prova foi elaborada a Tabela 18 para mostrar a sua evolução no período de exposição em função da distância ao mar. Para melhor avaliação foi realizado um recorte temporal, em forma de percentual, no ponto correspondente a 630 dias de exposição dos corpos de prova na Praia do Futuro, tomando-se o valor 100% como referência atribuída aos valores dos corpos de prova situados a 1000 m de distância do mar. Para melhor visualização, os dados dessa tabela são apresentados nos Gráficos 07 e 08.

Tabela 18 – Evolução do potencial no período de exposição em função da distância ao mar.

f_{ck}	Distância (m)	Duração (dias)							
		0	95	190	300	405	520	630	Recorte
C25	100	-234,7	-112,5	-68,5	-200,0	-206,6	-202,9	-176,2	331%
	300	-235,6	-107,5	-51,2	-101,5	-101,2	-82,4	-75,7	142%
	740	-211,6	-110,1	-35,9	-26,6	-45,7	-56,0	-60,6	114%
	1000	-225,7	-104,3	-51,8	-31,2	-73,8	-61,0	-53,2	100%
C35	100	-229,8	-121,6	-97,5	-200,8	-208,2	-212,0	-176,0	368%
	300	-254,1	-106,7	-65,9	-134,9	-125,2	-106,8	-98,4	203%
	740	-237,3	-100,3	-70,6	-90,3	-112,9	-85,9	-49,3	102%
	1000	-177,0	-100,9	-38,5	-22,9	-78,0	-57,1	-48,5	100%

Considerando a distância em relação ao mar dos pontos de exposição dos corpos de prova, observa-se que na medida em que estes se posicionam mais afastados do mar (adentrando o continente), as leituras de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) passaram a ter valores

menos negativos, em ambas as classes do concreto, conforme pode ser constatados nos dados da Tabela 18 e nos Gráficos 07 e 08.

Gráfico 07 – Evolução do potencial de corrosão nos corpos de prova da classe C25, em função do período de exposição e da distância ao mar.

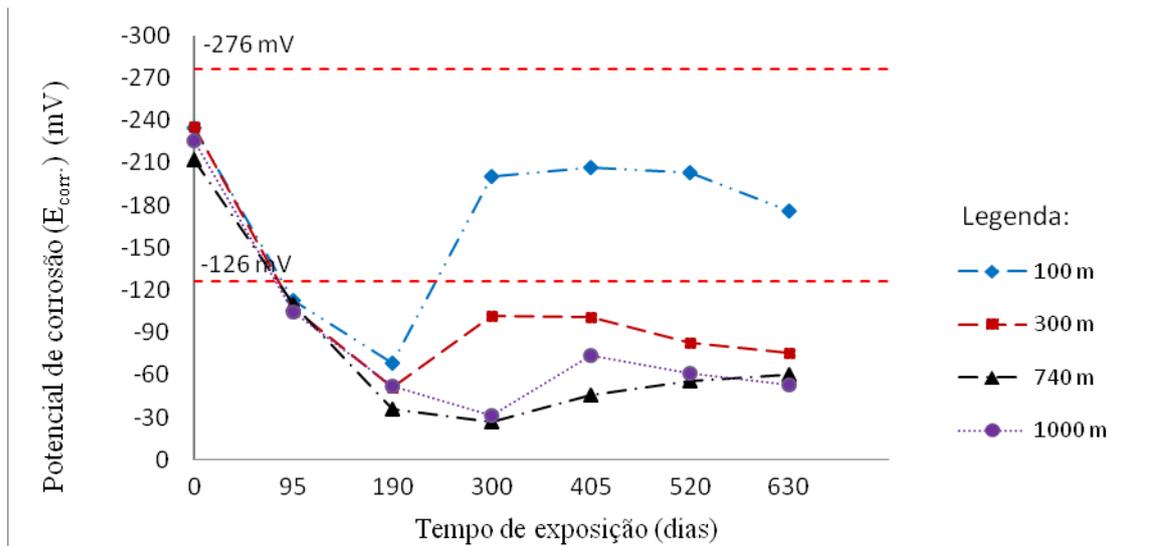
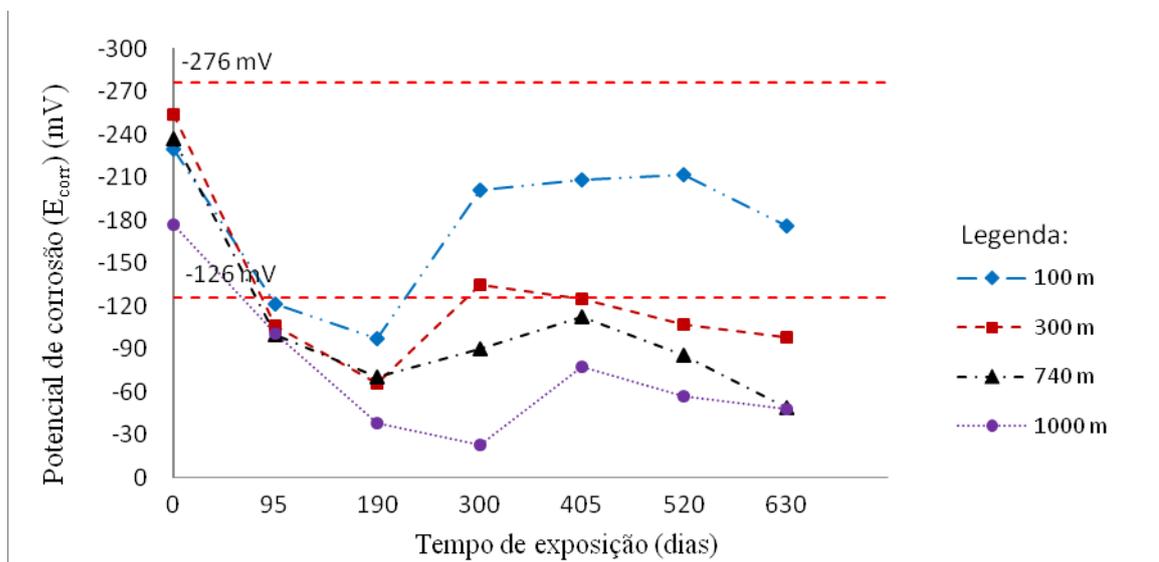


Gráfico 08 – Evolução do potencial de corrosão dos corpos de prova da classe C35 em função do período de exposição e da distância ao mar.



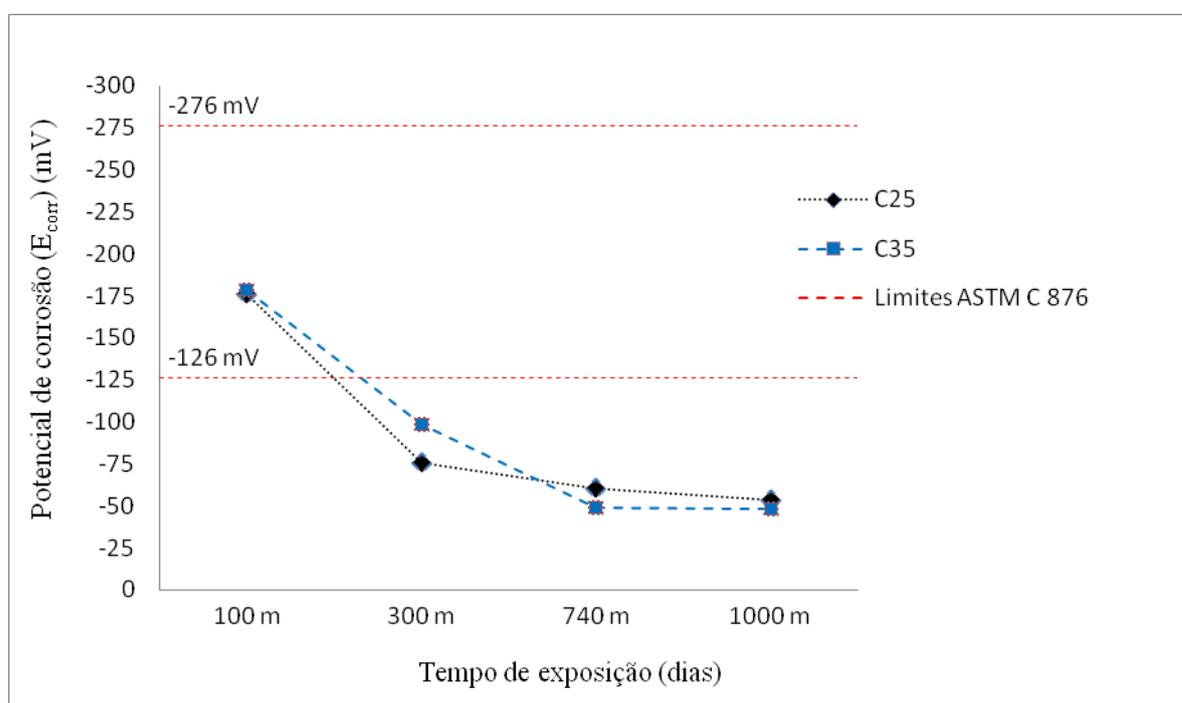
A média da leitura de potencial de corrosão (E_{corr}), obtida, após 630 dias de exposição ao ambiente da Praia do Futuro, em cada corpo de prova nos pontos de exposição na Praia do Futuro, foi lançada na Tabela 19. A partir dessa tabela, foi elaborado o Gráfico 09

com a finalidade de melhor mostrar a variação do potencial de corrosão ($E_{corr.}$) em função da distância ao mar. A Tabela 19 e o Gráfico 09 são apresentados a seguir.

Tabela 19 – Potencial de corrosão em função da distância ao mar após 630 dias.

Classe de Resistência (f_{ck})	Distância ao mar			
	Potencial de corrosão ($E_{corr.}$) (mV)			
	100 m	300 m	740 m	1000 m
C25	-176,2	-75,7	-60,6	-53,2
C35	-178,5	-98,4	-49,3	-48,5

Gráfico 09 – Variação dos potenciais de corrosão ($E_{corr.}$) em função da distância ao mar.



Verifica-se no Gráfico 09 que os valores passam a ser menos negativos na medida em que se afasta do mar. Essa variação é mais acentuada até a distância de 300 m do mar e suaviza até os 1000 m, mostrando claramente a influência do teor de cloreto e da umidade no interior do concreto nas leituras superficiais de potencial de corrosão.

5.1.5 Ensaio acelerado de potencial de corrosão em corpos-de-prova

As leituras iniciais de potencial de corrosão ($E_{corr.}$), realizadas nos corpos de prova dos ensaios acelerados com Eletrodo Saturado de Calomelano, denominadas de ciclo zero, estão na Tabela 20.

Tabela 20 – Leituras de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) iniciais (ciclo zero).

Ciclo zero (mV)		
Classe do concreto (f_{ck})	Saturado	Seco
C25	-167,6	-175,4
C35	-147,2	-175,8

As médias das leituras de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) obtidas a cada ciclo de imersão (saturado) e secagem (seco) nos corpos-de-prova das classes C25 e C35, durante o ensaio acelerado de penetração de cloretos em laboratório, encontram-se na Tabela 21. O Gráfico 10, com a finalidade de dar maior visibilidade e entendimento, mostra graficamente a evolução das leituras efetuadas a partir do ciclo zero até o ciclo 50.

Tabela 21 – Médias das leituras de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) em ensaio acelerado.

f_{ck}	Situação	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C25	Saturado	-209,9	-198,8	-193,0	-183,3	-191,0	-192,9	-185,3	-189,3	-170,2	-162,4
	Seco	-226,9	-240,1	-243,4	-237,3	-238,1	-230,6	-220,0	-194,0	-192,0	-203,4
C35	Saturado	-201,4	-194,5	-208,5	-183,7	-201,4	-195,0	-203,0	-188,4	-162,2	-154,4
	Seco	-219,4	-240,8	-248,1	-241,1	-243,4	-244,3	-224,3	-198,0	-192,1	-215,5

f_{ck}	Situação	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
C25	Saturado	-161,6	-161,9	-154,3	-155,5	-153,4	-160,8	-154,9	-158,5	-144,9	-140,0
	Seco	-197,1	-194,8	-203,3	-174,8	-187,2	-162,0	-166,4	-165,5	-171,5	-184,1
C35	Saturado	-167,8	-170,3	-141,4	-147,5	-150,5	-153,2	-151,6	-158,0	-140,8	-132,0
	Seco	-189,7	-196,3	-195,9	-167,1	-205,0	-162,3	-163,5	-167,2	-171,3	-189,8

f_{ck}	Situação	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
C25	Saturado	-138,3	-145,3	-136,2	-132,0	-130,3	-127,5	-132,5	-135,3	-134,0	-138,8
	Seco	-167,9	-177,8	-154,3	-169,3	-163,6	-164,6	-175,5	-166,9	-171,2	-169,5
C35	Saturado	-142,1	-143,8	-125,1	-122,0	-114,6	-113,4	-124,6	-122,9	-122,0	-126,7
	Seco	-170,8	-178,6	-151,0	-162,8	-168,8	-148,2	-161,8	-156,4	-157,0	-151,9

f_{ck}	Situação	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
C25	Saturado	-169,1	-170,1	-160,8	-181,3	-183,5	-197,6	-213,4	-228,3	-228,5	-230,2
	Seco	-192,9	-198,0	-200,2	-216,7	-214,9	-222,9	-227,3	-234,0	-232,5	-235,4
C35	Saturado	-148,8	-150,8	-141,3	-155,5	-161,2	-177,8	-194,4	-195,3	-190,2	-199,5
	Seco	-155,2	-162,5	-169,2	-180,1	-180,3	-180,8	-204,2	-207,1	-194,8	-198,8

f_{ck}	Situação	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
C25	Saturado	-216,9	-240,1	-243,0	-249,7	-263,3	-252,4	-260,2	-261,8	-253,8	-259,6
	Seco	-249,7	-247,9	-255,7	-264,2	-263,8	-262,6	-264,0	-270,9	-278,8	-276,6
C40	Saturado	-180,3	-211,7	-209,0	-218,3	-205,3	-210,8	-202,5	-203,8	-201,1	-200,3
	Seco	-208,2	-205,0	-218,0	-218,4	-220,0	-218,0	-210,9	-208,3	-229,8	-216,7

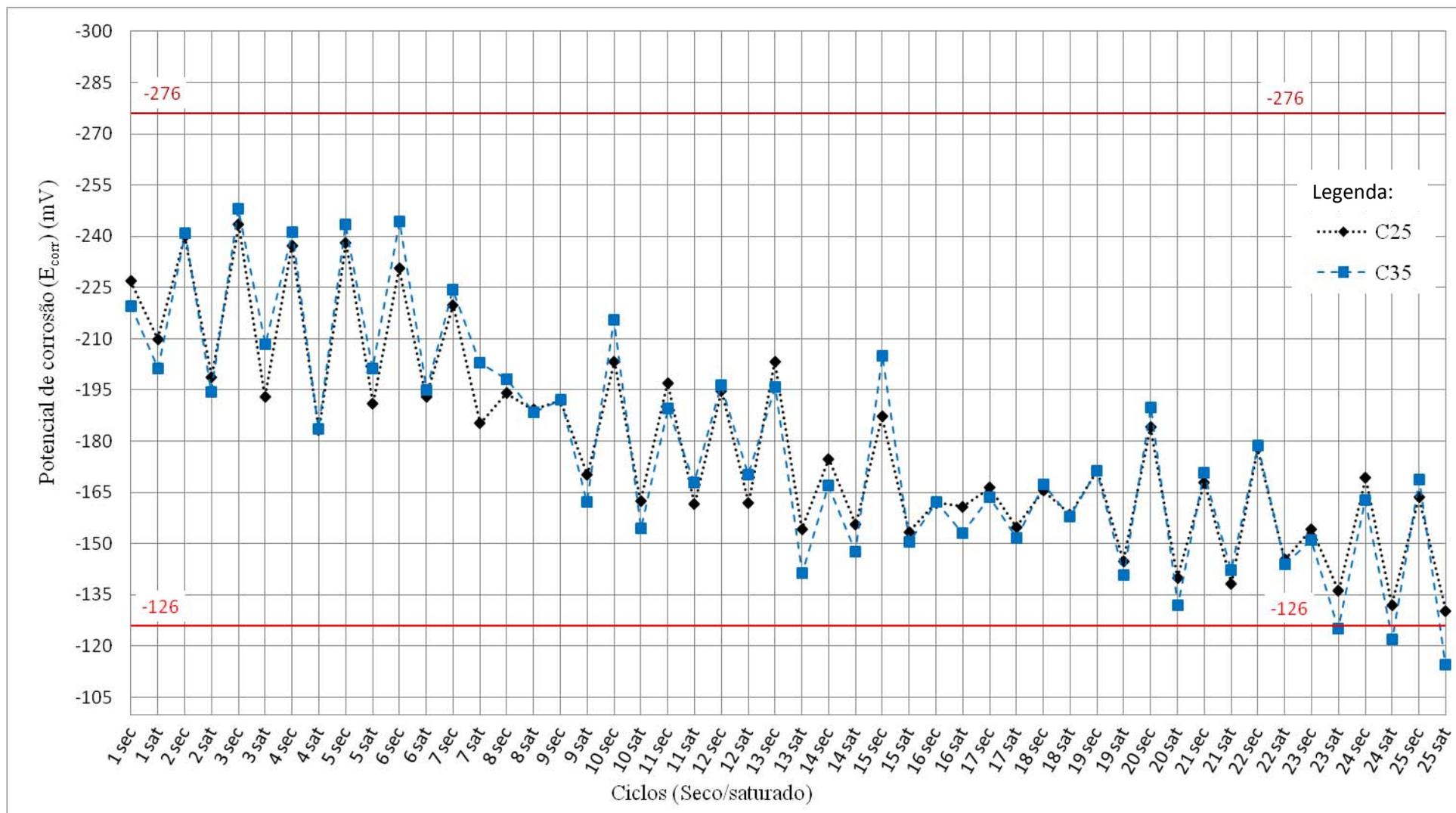
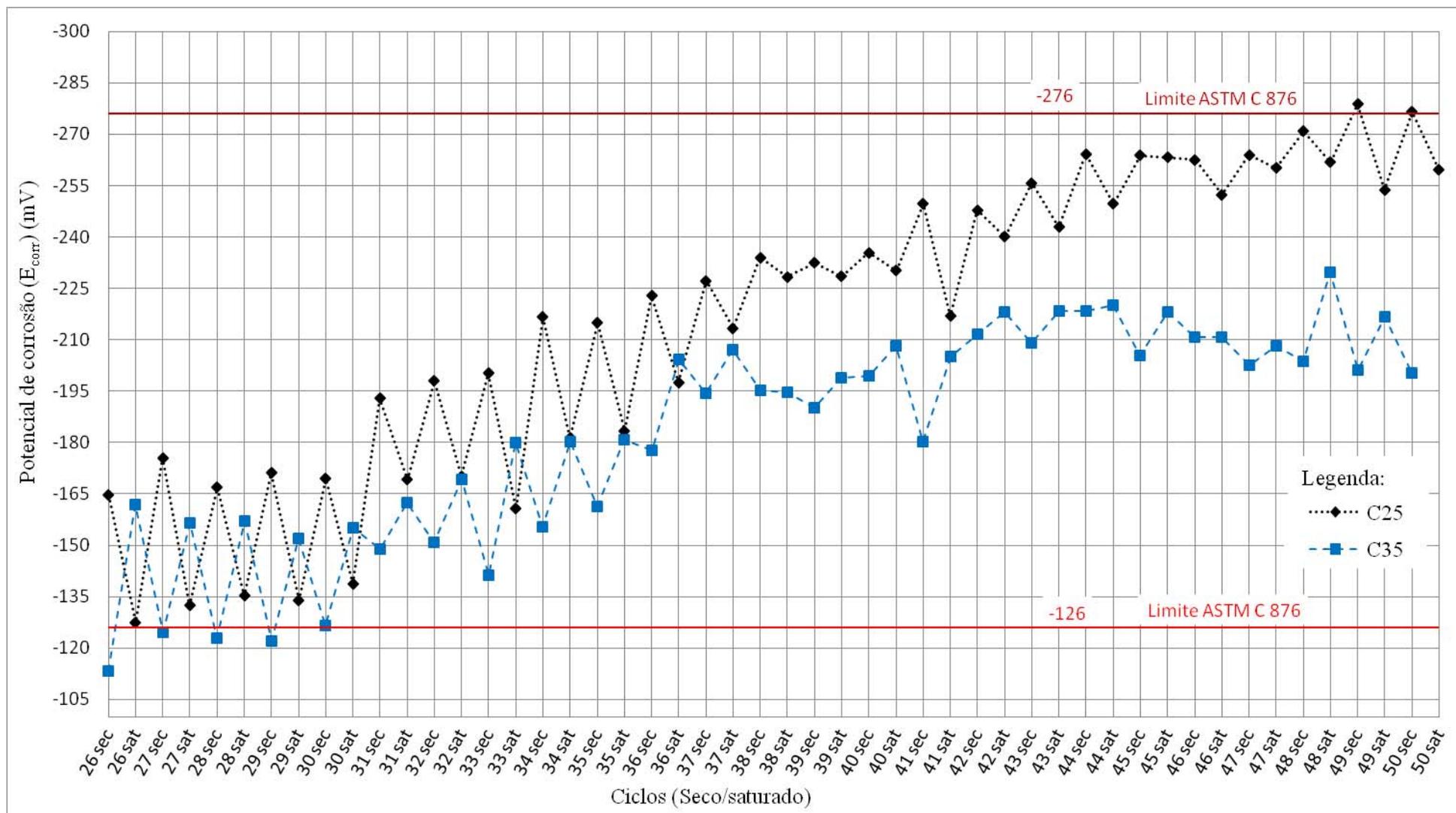
Gráfico 10 – Potencial de corrosão (E_{corr}) de ensaio acelerado

Gráfico 10 – Potencial de corrosão ($E_{corr.}$) de ensaio acelerado (continuação)

Os critérios da ASTM C 876 (2009) para medição de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) utilizando o Eletrodo Calomelano Saturado foram utilizados na avaliação dos resultados obtidos nas leituras realizadas nos corpos de prova classes C25 e C35 utilizados no ensaio acelerado em laboratório. A seguir, são apresentadas algumas análises e observações realizadas a partir desses resultados (dispostos na Tabela 21 e no Gráfico 10).

O comportamento das médias das leituras dos potenciais de todos os corpos de prova, independentemente da classe do concreto, apresentou, com o tempo, três períodos distintos: um período inicial caracterizado por apresentar valores numericamente mais negativos que evoluem para uma faixa de valores menos negativos até o ciclo 23; um período intermediário com valores mais estáveis e menos negativos, do ciclo 24 ao ciclo 30; e o último período, a partir do ciclo 31 até o ciclo 50, caracterizado pela mudança nos potenciais que passam, a cada ciclo, a valores mais negativos. Este comportamento foi também verificado por Cascudo e Helene (1992) em experimento semelhante.

Observou-se que do ciclo 1 ao ciclo 30 as leituras de potencial do concreto classe C25 apresentaram valores mais negativos que as leituras do concreto da classe C35. A partir do ciclo 31 a posição se inverte, o concreto C25 passa a apresentar leituras bem mais eletronegativas que o da classe C35 até o ciclo 50 (final), com tendência a aumentar a diferença relativa entre suas leituras. Isto evidencia o fato de concretos com menor relação água/cimento e maior f_{ck} tenderem a apresentar potenciais menos eletronegativos (CASCUDO, 1997), e, portanto, oferecem maior resistência à penetração de cloretos.

5.1.6 Penetração de cloreto em corpos de prova posicionados na Praia do Futuro

Os resultados das análises de determinação do teor de cloretos, em relação à massa de cimento do concreto, contidos nas amostras retiradas dos corpos de prova das classes C25 e C35, expostos ao meio ambiente da Praia do Futuro e distribuídos em quatro pontos localizados a distâncias de 100 m, de 300 m, de 740 m e de 1000 m do mar, durante o período de 630 dias, estão apresentados na Tabela 22. As amostras foram retiradas através de furos de 20 mm de diâmetro com 10 mm de espessura, nas seguintes profundidades: da superfície do concreto (0 mm) até 10 mm, de 10 mm a 20 mm e de 20 mm a 30 mm, em cada corpo de prova. Para melhor visualização e compreensão dos resultados, os dados da Tabela 22 são apresentados a seguir nos Gráficos 11 a 19.

Tabela 22 - Teor de cloretos em percentual em relação à massa de cimento.

Distância ao mar	f _{ck} (MPa)	Espessura (mm)	Período de exposição (dias)						
			0	95	190	300	405	520	630
1000 m	C25* ¹	0 a 10	0,034	0,078	0,025	0,046	0,083	0,038	0,111
		10 a 20	0,034	0,022	0,005	0,026	0,065	0,004	0,048
		20 a 30	0,034	0,009	0,016	0,008	0,091	0,000	0,039
	C35	0 a 10	0,041	0,039	0,000	0,072	0,066	0,036	0,081
		10 a 20	0,041	0,013	0,000	0,017	0,031	0,007	0,035
		20 a 30	0,041	0,014	0,007	0,016	0,023	0,006	0,035
740 m	C25* ¹	0 a 10	0,044	0,060	0,022	0,047	0,060	0,083	0,158
		10 a 20	0,044	0,007	0,003	0,004	0,026	0,041	0,027
		20 a 30	0,044	0,006	0,003	0,009	0,032	0,032	0,039
	C35	0 a 10	0,062	0,075	0,098	0,041	0,058	0,072	0,123
		10 a 20	0,062	0,003	0,045	0,014	0,023	0,023	0,035
		20 a 30	0,062	0,001	0,011	0,018	0,043	0,015	0,029
300 m	C25* ¹	0 a 10	0,024	0,041	0,022	0,107	0,045	0,075	0,299
		10 a 20	0,024	0,013	0,000	0,020	0,035	0,028	0,069
		20 a 30	0,024	0,008	0,010	0,004	0,033	0,024	0,061
	C35	0 a 10	0,025	0,033	0,050	0,040	0,087	0,059	0,248
		10 a 20	0,025	0,005	0,012	0,037	0,031	0,014	0,062
		20 a 30	0,025	0,002	0,250	0,016	0,028	0,012	0,042
100 m	C25* ¹	0 a 10	0,018	0,063	0,036	0,167	0,258	0,310	1,016
		10 a 20	0,018	0,010	0,002	0,022	0,246	0,102	0,334
		20 a 30	0,018	0,003	0,006	0,005	0,023	0,035	0,109
	C35	0 a 10	0,023	0,003	0,029	0,250	0,012	0,407	0,412
		10 a 20	0,023	0,008	0,000	0,001	0,046	0,063	0,223
		20 a 30	0,023	0,008	0,004	0,006	0,036	0,025	0,068

*¹Valores resultantes da média dos teores dos dois corpos de prova da classe C25.

Analisando os dados obtidos na Tabela 22, verificou-se que nas seções de 20 mm a 30 mm de profundidade apenas os corpos de prova situados a 100 m do mar apresentaram valores significativos conforme mostrado a seguir no Gráfico 18. Nos demais pontos da Praia do Futuro os valores se apresentaram muito baixos nas seções de 20 mm a 30 mm de profundidade, por esta razão não serão apresentados graficamente.

A ABNT NBR 12655:2006 recomenda o teor máximo admissível de cloretos de 0,15% sobre a massa de cimento do concreto endurecido para as estruturas de concreto armado expostas a cloretos nas condições de serviço, de 0,30% para obras gerais de concreto armado, e de 0,40% para o concreto armado em condições não severas de exposição (seco ou protegido da umidade). Neste trabalho foi adotado o teor limite máximo recomendável de

0,15% dessa norma em função dos resultados obtidos no ensaio com vela úmida, que apresentou alta taxa de deposição de cloretos na região da Praia do Futuro.

Gráfico11 – Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 1000 m do mar em 630 dias.

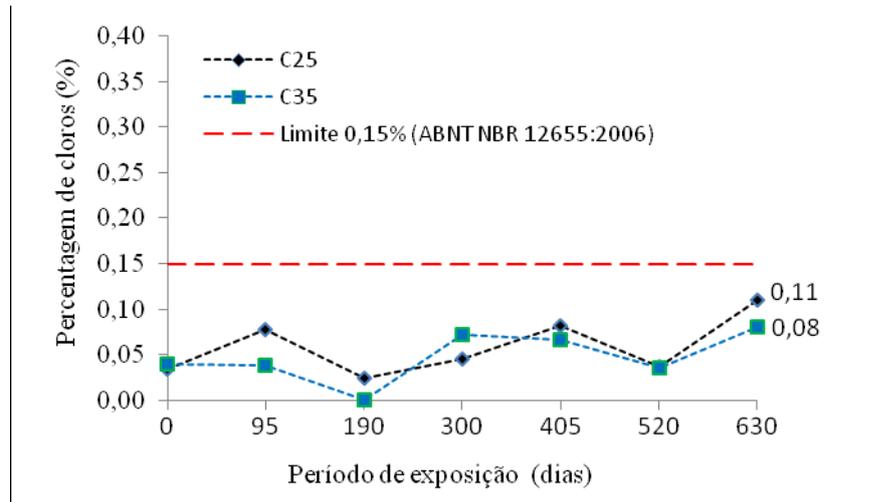


Gráfico12 – Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 1000 m do mar em 630 dias.

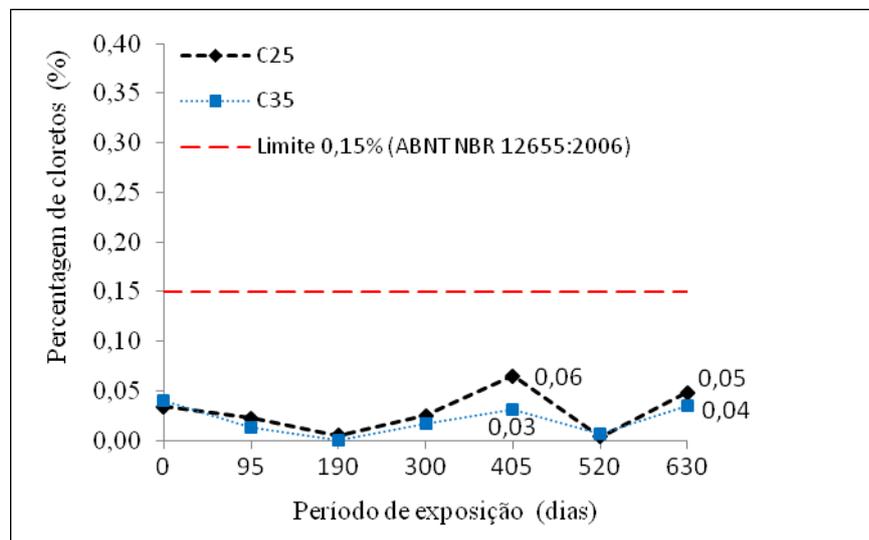


Gráfico13 – Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 740 m do mar em 630 dias.

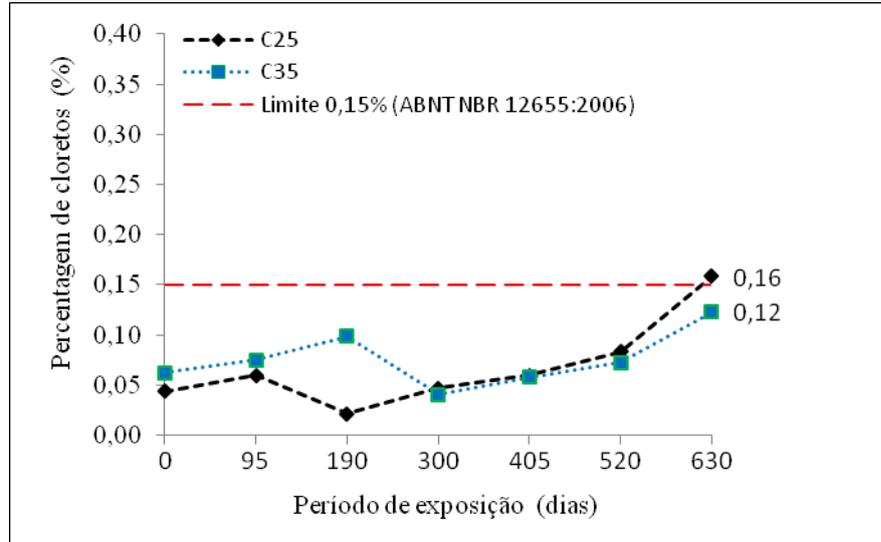


Gráfico 14 – Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 740 m do mar em 630 dias.

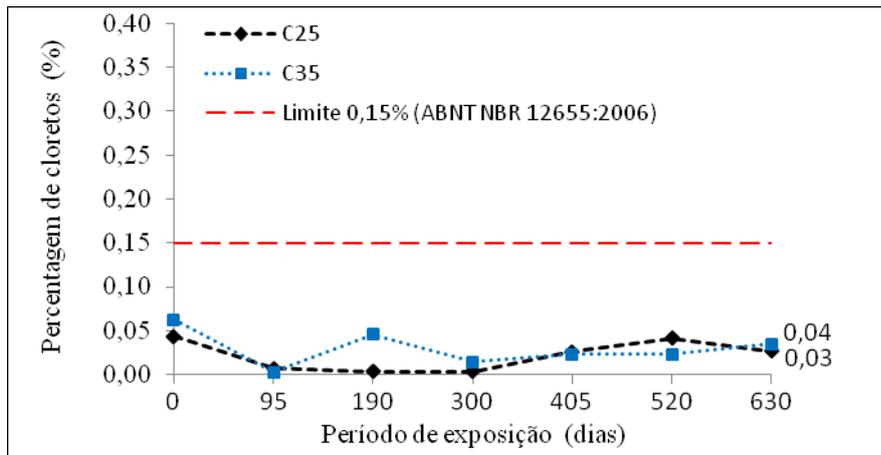


Gráfico 15 – Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 300 m do mar em 630 dias.

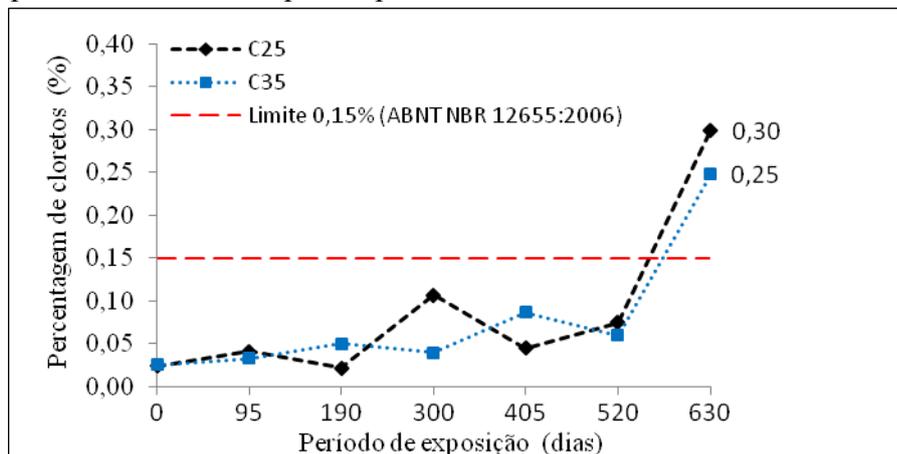


Gráfico 16 – Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 300 m do mar em 630 dias.

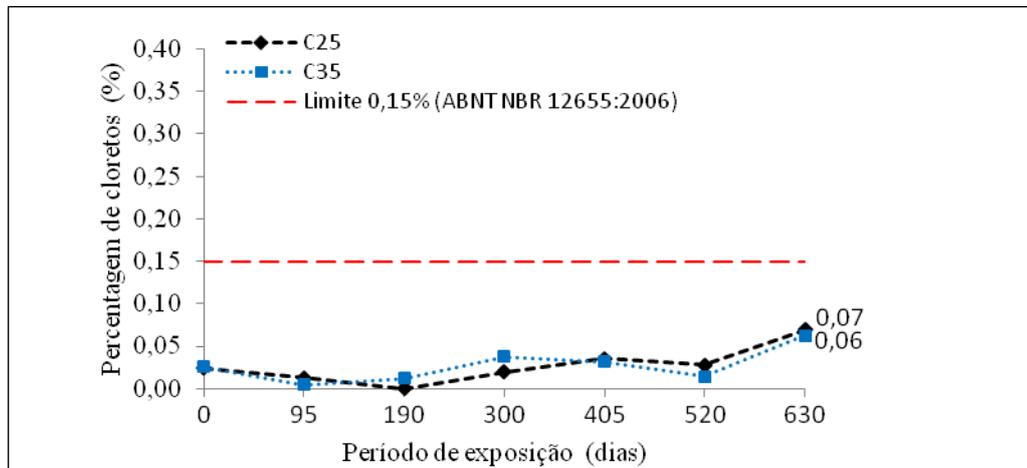


Gráfico 17 – Evolução média do teor de cloretos na espessura a partir da superfície até 10 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 100 m do mar em 630 dias.

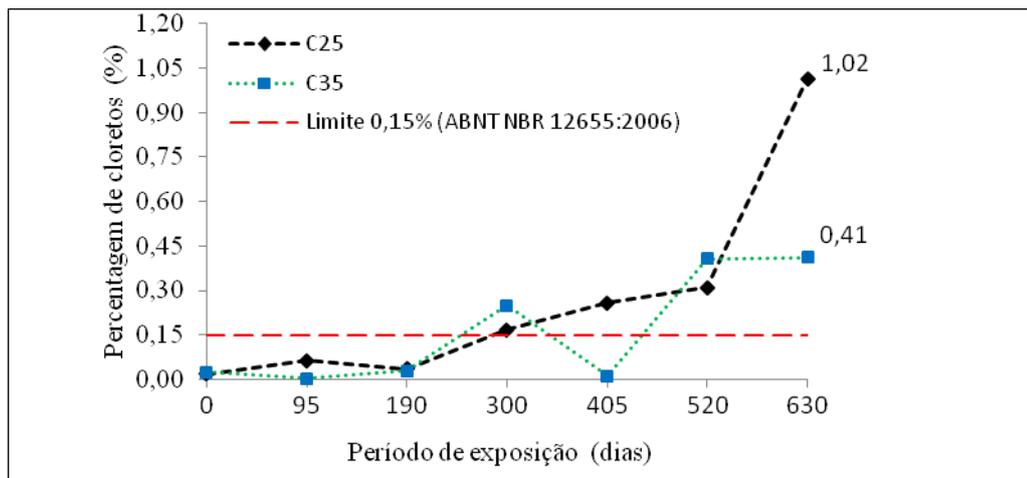


Gráfico 18 – Evolução média do teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 100 m do mar em 630 dias.

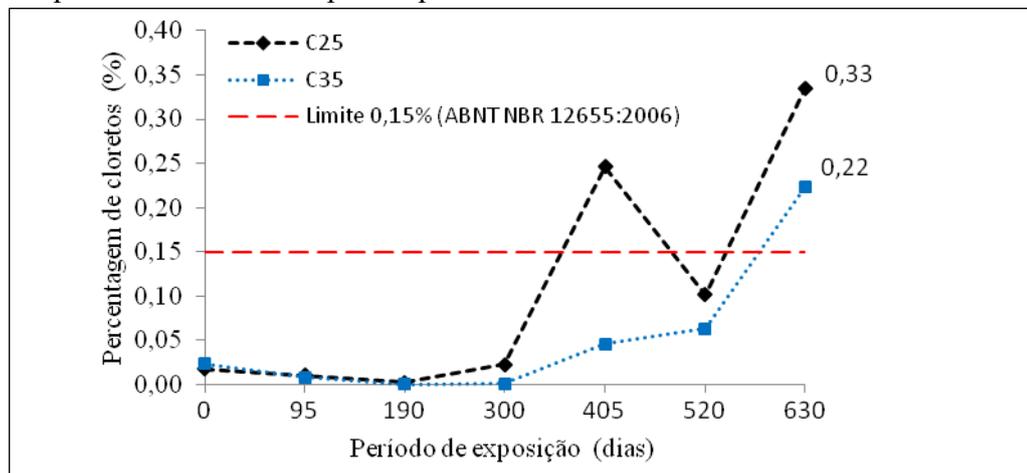
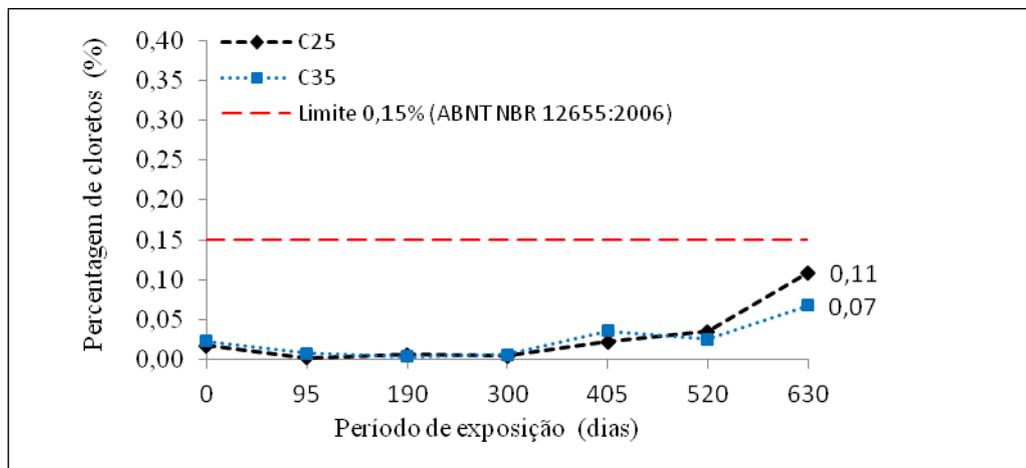


Gráfico 19 – Evolução média do teor de cloretos na espessura de 20 mm a 30 mm de profundidade nos corpos de prova situados a 100 m do mar em 630 dias.



A Tabela 22 apresenta alguns valores visivelmente dispersos e abaixo do esperado em relação aos demais dados. Isto se deu devido ao processo de retirada da amostra através de um furo de 20 mm de diâmetro com 10 mm de espessura para cada uma das três profundidades, pois esse material, em alguns casos, era todo coletado de um agregado graúdo contido no concreto do corpo de prova ou, da mesma forma, contendo apenas material da argamassa do concreto, ou ainda, apresentando amostra de agregado e argamassa nas mais variadas proporções, visto que o concreto é um material heterogêneo. Contudo, o que deve ser analisado é o comportamento global dos resultados que foram coerentes com o esperado.

Quando uma amostra contém muito material retirado do agregado graúdo, o teor de cloreto obtido mostra-se muito baixo em relação aos demais, e, quando é proveniente somente da argamassa, o teor se apresenta elevado. Entretanto, com relação à penetração de cloretos e à sua agressividade à armadura do concreto, os teores mais elevados são os mais relevantes, pois os agregados graúdos quase não contribuem na velocidade e intensidade de ingresso de cloretos, uma vez que a sua porosidade é inferior à do concreto, salvo raríssimas exceções. Para melhor compreensão e interpretação dos resultados do ensaio, o comportamento do fenômeno de penetração de cloretos não deve ser afetado por eventual resultado individual de algum dado, mas ser levado em conta a sua tendência comportamental.

A presença de alguns resultados individuais contraditórios é inerente à própria execução do método experimental de ensaio. Isto também ocorreu em muitos experimentos similares a este, tais como no experimento realizado por Cabral (2000), ao ensaiar argamassas de reparo de concreto, e no trabalho de Guimarães, Castagno e Helene (2003), ao analisar a

influência da distância da estrutura de concreto armado em relação ao mar sobre a intensidade de ataque de íons cloro em ambiente marinho.

Após a exposição ao meio ambiente dos corpos de prova durante 630 dias, verificou-se, conforme teores de cloretos dispostos na Tabela 22, que a penetração de cloretos no corpo de prova de concreto da classe C35, em todos os pontos de exposição na Praia do Futuro, e nos três segmentos de profundidade analisados: da superfície até 10 mm, de 10 mm a 20 mm e de 20 mm a 30 mm, foi inferior à verificada nos corpos de prova da classe C25.

A partir dos dados da Tabela 22, são apresentados a seguir os gráficos 20 a 23 referentes aos teores de cloretos obtidos nas amostras retiradas dos corpos de prova classes C25 e C35, para cada um dos pontos de exposição na Praia do Futuro – a 100 m, a 300 m, a 740 m e a 1000 m do mar, considerando os resultados obtidos aos 630 dias de exposição.

Gráfico 20 – Média do teor de cloretos para corpos de prova situados a 1000 m do mar.

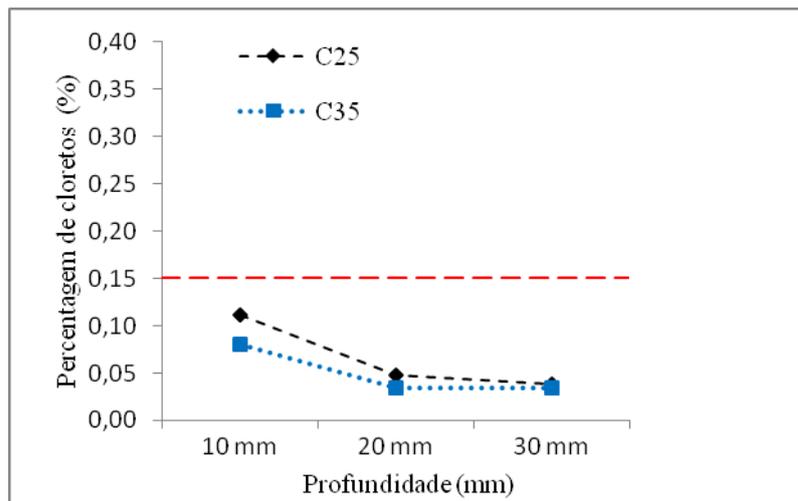


Gráfico 21 – Média do teor de cloretos para corpos de prova situados a 740 m do mar.

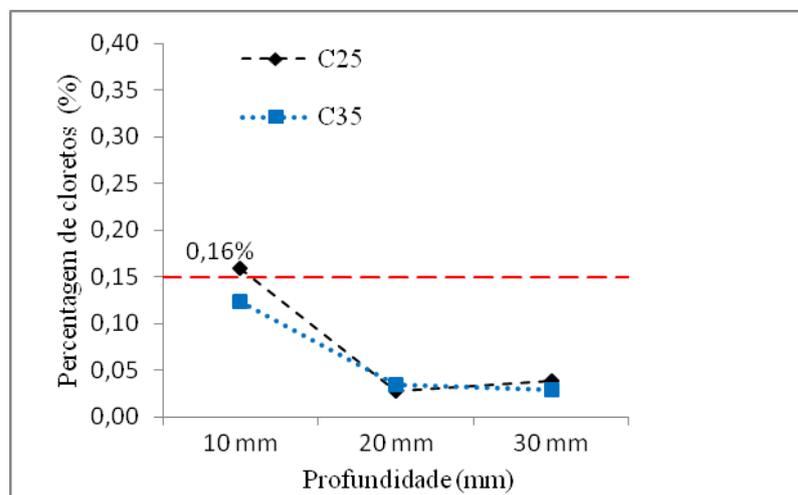


Gráfico 22 – Média do teor de cloretos para corpos-de-prova situados a 300 m do mar.

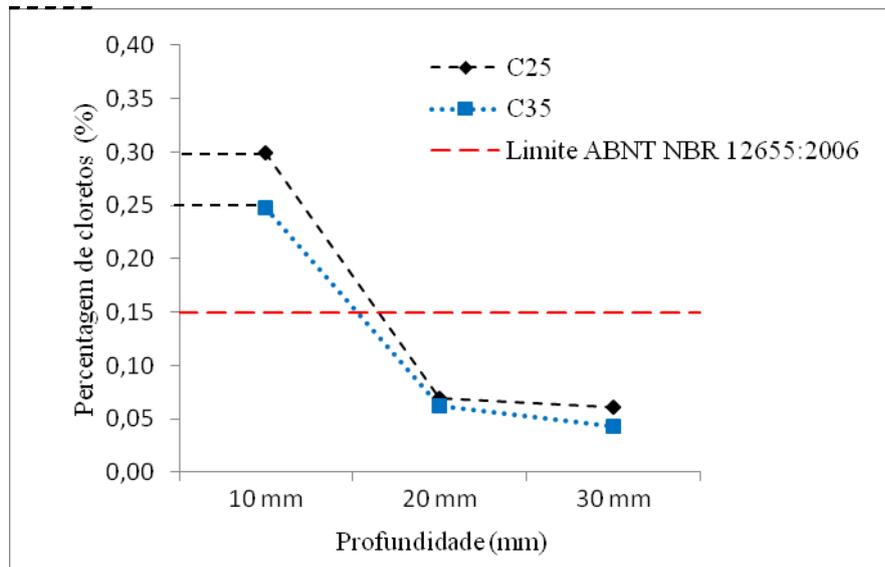
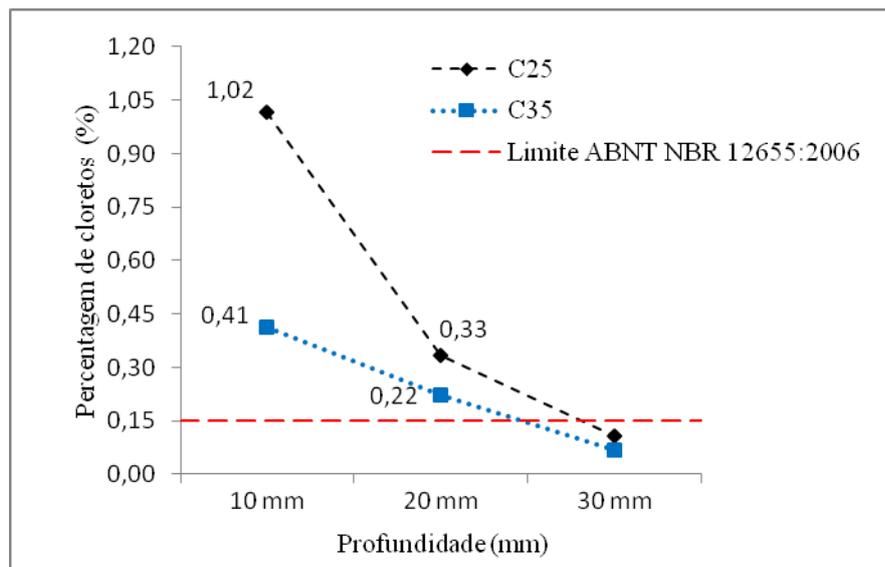


Gráfico 23 – Média do teor de cloretos para corpos-de-prova situados a 100 m do mar.



Analisando os resultados obtidos nas amostras dos corpos de prova posicionados a 1000 m do mar, conforme Gráfico 20, verifica-se que todos os teores obtidos nos corpos de prova das classes C25 e C35 ficaram abaixo do limite de 0,15% em todas as amostras coletadas. No ponto a 740 m, o Gráfico 21 mostra que apenas o valor médio da classe C25 ultrapassou o limite de 0,15%, com o teor de 0,16% na profundidade até 10 mm. Já na distância de 300 m, conforme Gráfico 22, somente os teores obtidos entre as profundidades de 20 mm a 30 mm estão abaixo do limite da norma. Nota-se, entretanto, que o desempenho do concreto da classe C35, frente aos cloretos, se mostra acima do concreto C25.

Na posição a 100 m do mar, conforme Gráficos 23, o concreto da classe de resistência C25 apresentou, aos 630 dias de exposição na Praia do Futuro, um teor de cloreto duas vezes e meia (350%) superior ao do concreto da classe C35 no trecho de profundidade de até 10 mm da superfície. No trecho de 10 mm a 20 mm esta diferença reduz para uma vez e meia (150%). Na seção de 20 mm a 30 mm os valores se apresentam próximos entre si e inferiores ao limite normativo de 0,15%. Portanto, até a profundidade de 20 mm, o teor de cloreto encontrado em todos os concretos situados a 100 m do mar é superior a 0,15%, acima do máximo admissível pela ABNT NBR 12655:2006.

Desta forma, como já era esperado, verifica-se que quanto maior for o fck do concreto, maior será a proteção dada à armadura pelo seu cobrimento de concreto frente à penetração de íon cloreto.

A fim de dar uma melhor visualização comparativa quanto à variação do teor de cloretos em função da distância ao mar, foi realizado um recorte aos 630 dias de exposição para os resultados obtidos nas espessuras: de 10 mm a partir da superfície; de 10 mm a 20 mm e de 20 mm a 30 mm; para as classes de concreto C25 e C35, bem como determinadas as equações de tendência mais adequadas, cujas curvas se acham apresentadas nos Gráficos 24 , 25 e 26.

Gráfico 24 – Curvas de tendência ajustadas por funções exponenciais, para percentagem de cloretos na espessura de até 10 mm a partir da superfície, em função da distância ao mar para as duas classes de resistência C25 e C35.

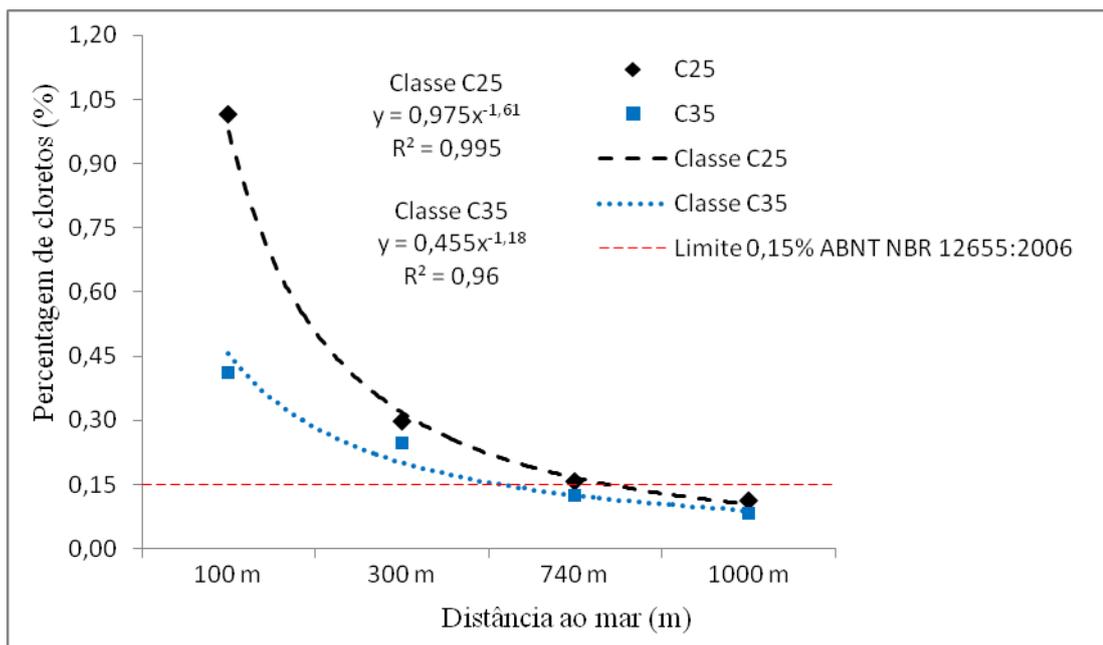


Gráfico 25 – Curvas de tendência ajustadas por funções exponenciais, para percentagem de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm de profundidade, em função da distância ao mar para as duas classes de resistência C25 e C35.

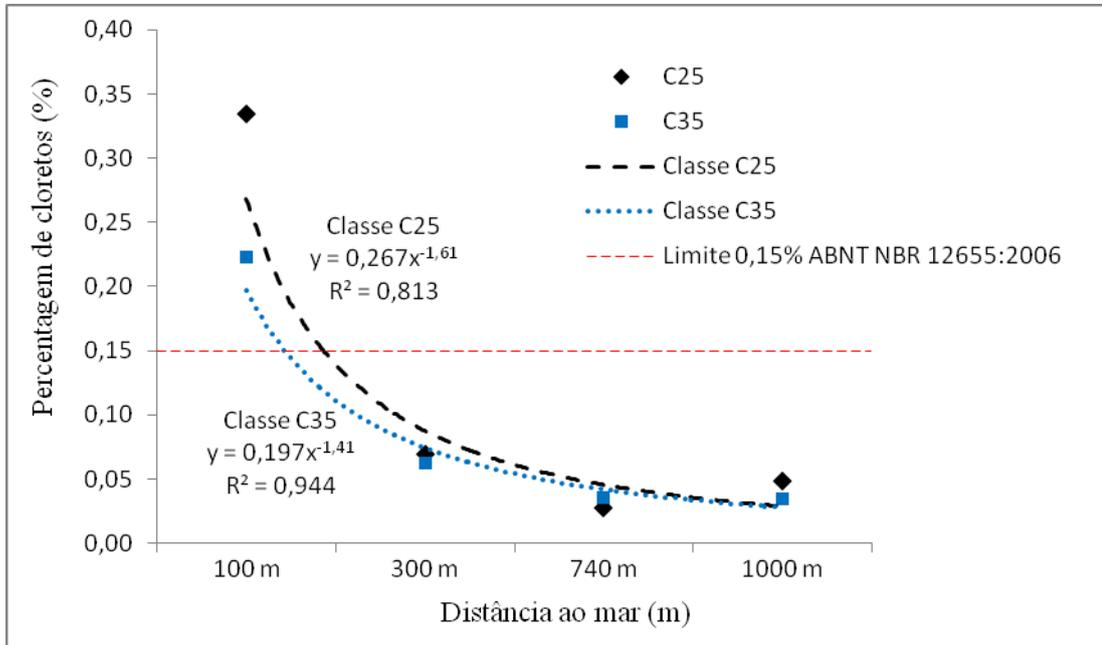
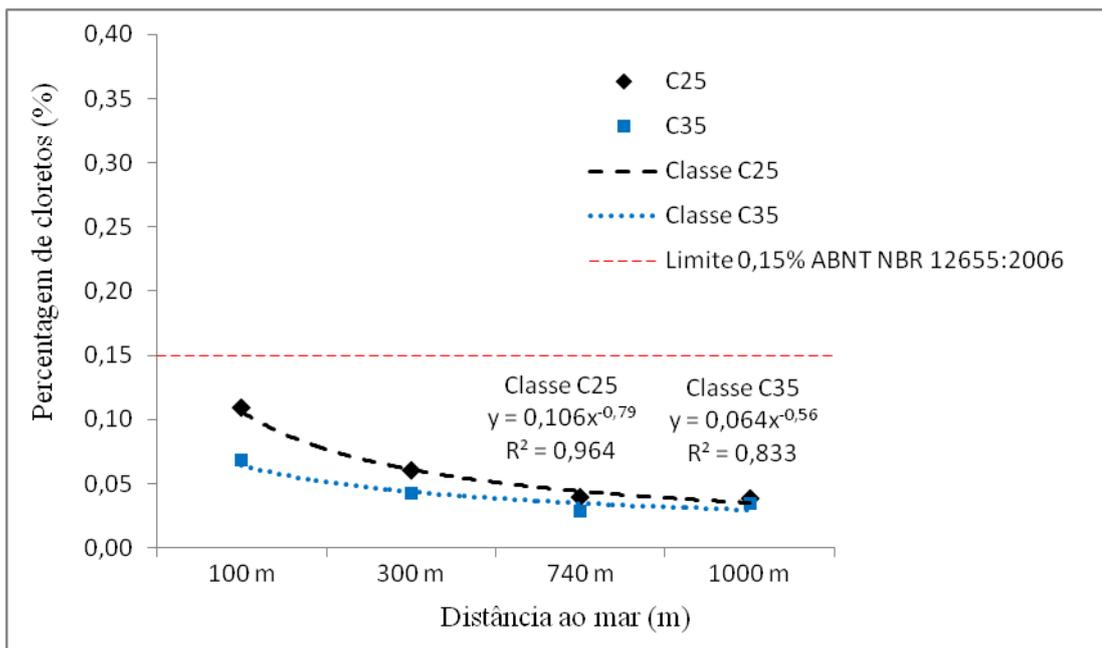


Gráfico 26 – Curvas de tendência ajustadas por funções exponenciais, para percentagem de cloretos na espessura de 20 mm a 30 mm de profundidade, em função da distância ao mar para as duas classes de resistência C25 e C35.



Os resultados das análises das amostras, tomadas nos concretos de classe C25 e C35, mostraram que o teor de cloretos vai reduzindo na medida em que o local de exposição se distancia do mar, isto é, os corpos de prova posicionados mais próximos ao mar continham maiores teores de cloreto que aqueles mais afastados. Este comportamento foi similar em todas as espessuras de coleta de amostra (profundidades de 10 mm a partir da superfície, de 10 mm a 20 mm e de 20 mm a 30 mm).

5.1.7 Penetração de cloreto em ensaio acelerado em corpos-de-prova

Após a realização, em laboratório, de 25 ciclos de sete dias, de imersão e secagem dos corpos de prova, e da análise das amostras de concreto retiradas ao final de cada ciclo, em todas as três espessuras de coleta (profundidades de até 10 mm a partir da superfície, de 10 mm a 20 mm e de 20 mm a 30 mm), foi determinado o teor de cloretos presente em cada uma delas. Os resultados do teor de cloreto, obtidos nos ensaios realizados de conformidade com a ABNT NBR 14832:2002, são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Teor de cloretos em percentual em relação à massa de cimento em ensaio acelerado em corpos de prova, em laboratório.

Classe	Espessura	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
C25	0 mm a 10 mm	0,06	0,25	0,41	0,59	0,64	0,73	1,39	1,49	1,36	1,19	1,43	1,25	1,53
	10 mm a 20 mm	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,11	0,20	0,40	0,23	0,30	0,50	0,11	0,25
	20 mm a 30 mm	0,02	0,01	0,02	0,00	0,01	0,03	0,08	0,13	0,07	0,09	0,12	0,07	0,09
C35	0 mm a 10 mm	0,07	0,25	0,26	0,29	0,40	0,52	0,76	0,66	0,79	0,90	1,00	0,83	1,24
	10 mm a 20 mm	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,06	0,12	0,17	0,22	0,29	0,35	0,06	0,23
	20 mm a 30 mm	0,01	0,01	0,02	0,04	0,00	0,02	0,05	0,05	0,13	0,08	0,05	0,06	0,06
Classe	Espessura	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
C25	0 mm a 10 mm	1,25	1,60	0,98	1,60	1,16	1,59	1,22	1,72	1,48	2,09	2,18	2,70	2,33
	10 mm a 20 mm	0,24	0,38	0,31	0,51	0,27	0,37	0,40	0,59	0,55	0,73	0,62	0,97	0,70
	20 mm a 30 mm	0,06	0,09	0,08	0,24	0,19	0,15	0,17	0,20	0,24	0,22	0,25	0,28	0,32
C35	0 mm a 10 mm	1,40	1,26	1,04	1,21	1,05	0,85	0,96	0,86	1,19	1,69	1,76	1,82	1,83
	10 mm a 20 mm	0,27	0,15	0,21	0,29	0,25	0,13	0,21	0,29	0,35	0,37	0,40	0,52	0,37
	20 mm a 30 mm	0,01	0,02	0,02	0,11	0,09	0,06	0,03	0,05	0,04	0,11	0,11	0,22	0,11

A partir dos dados dispostos na Tabela 23, a fim de melhor visualizar e evidenciar o comportamento da frente de penetração de cloretos nos concretos analisados, foram elaborados gráficos comparativos entre os concretos das classes C25 e C35, conforme Gráficos 27 a 31.

Gráfico 27 – Teor de cloretos obtidos no concreto de classe C25, em função dos ciclos de molhagem e secagem.

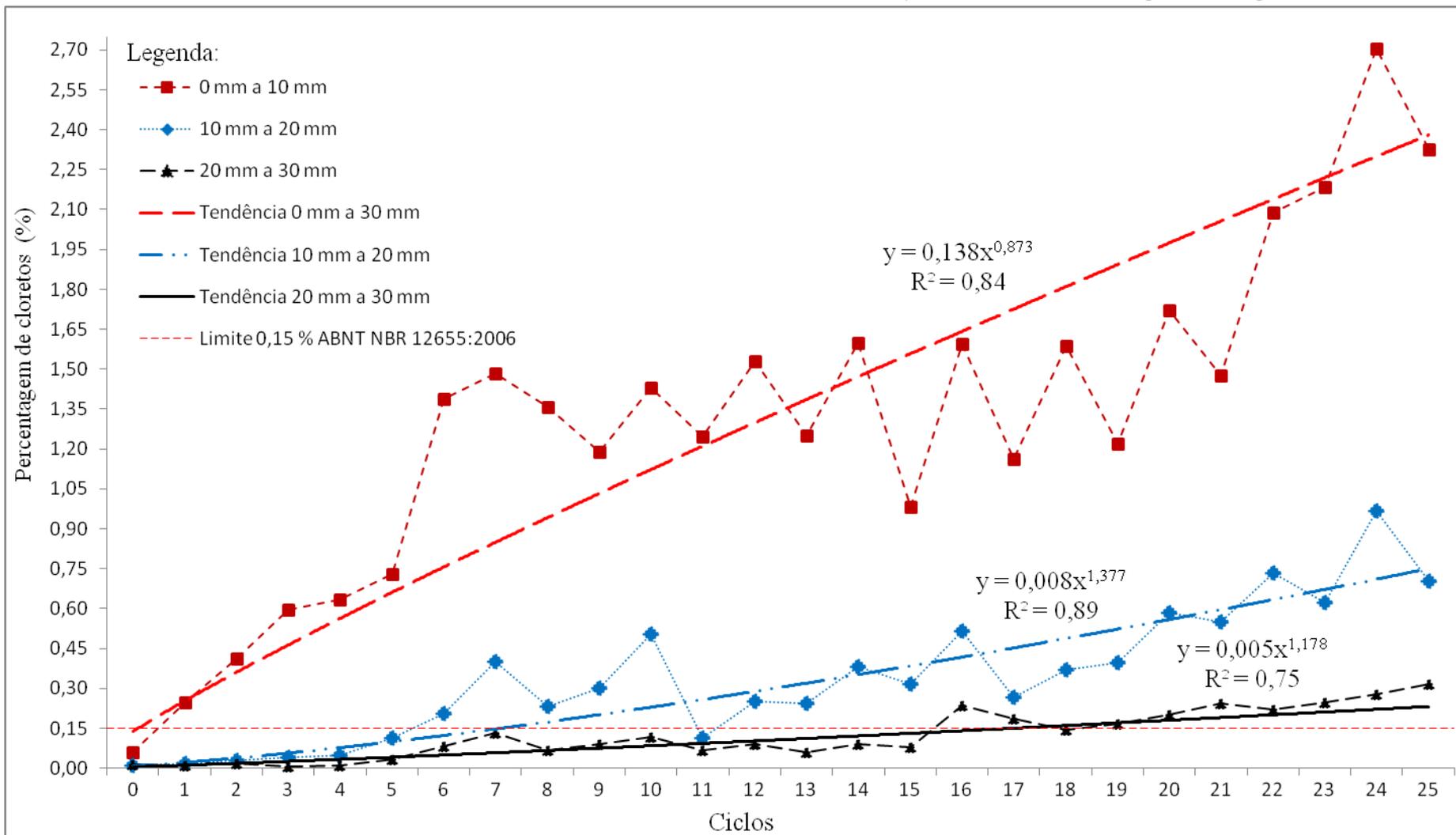


Gráfico 28 – Teor de cloretos obtidos no concreto de classe C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem.

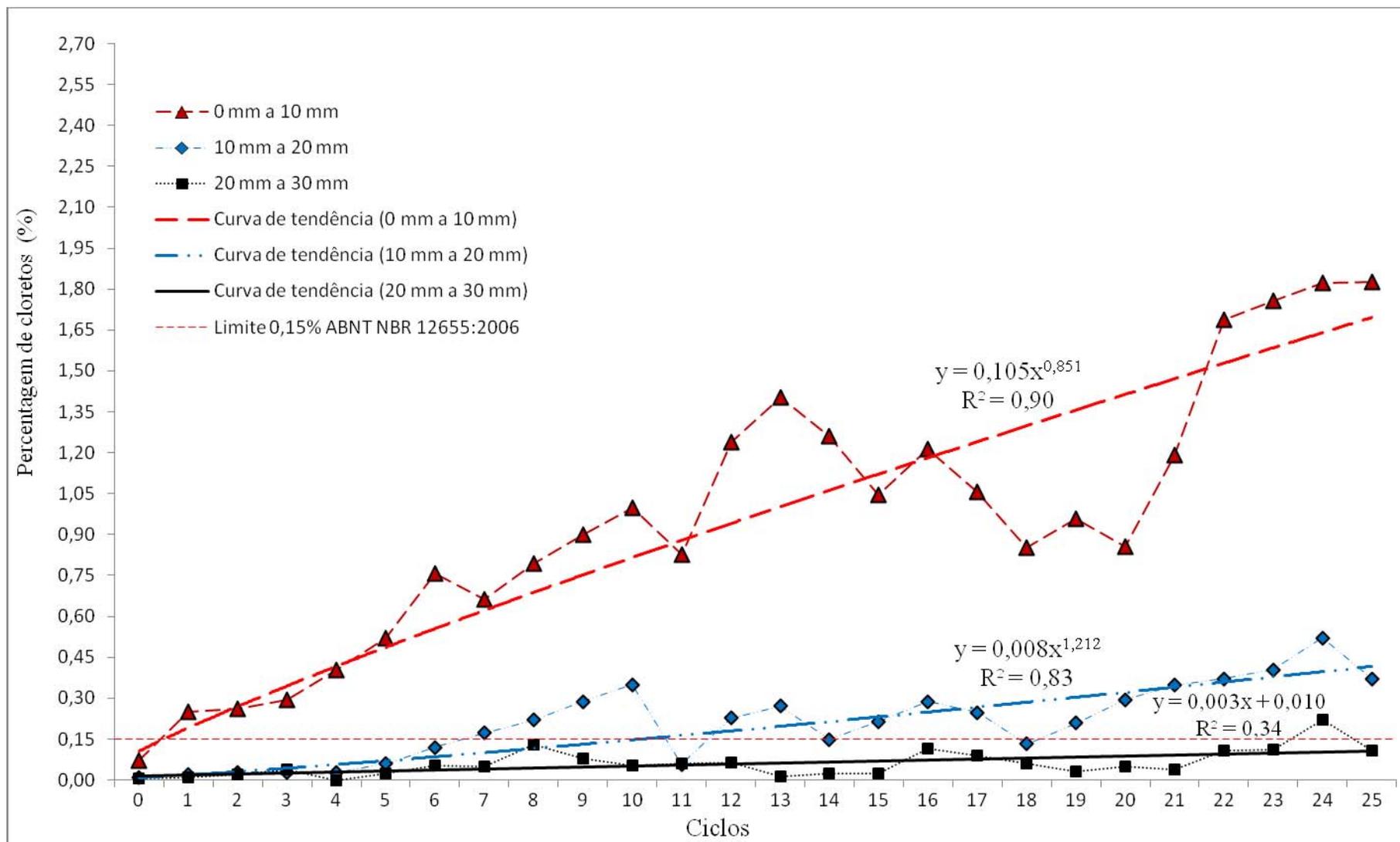


Gráfico 29 – Teor de cloretos na espessura de 10 mm a partir da superfície das classes C25 e C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem.

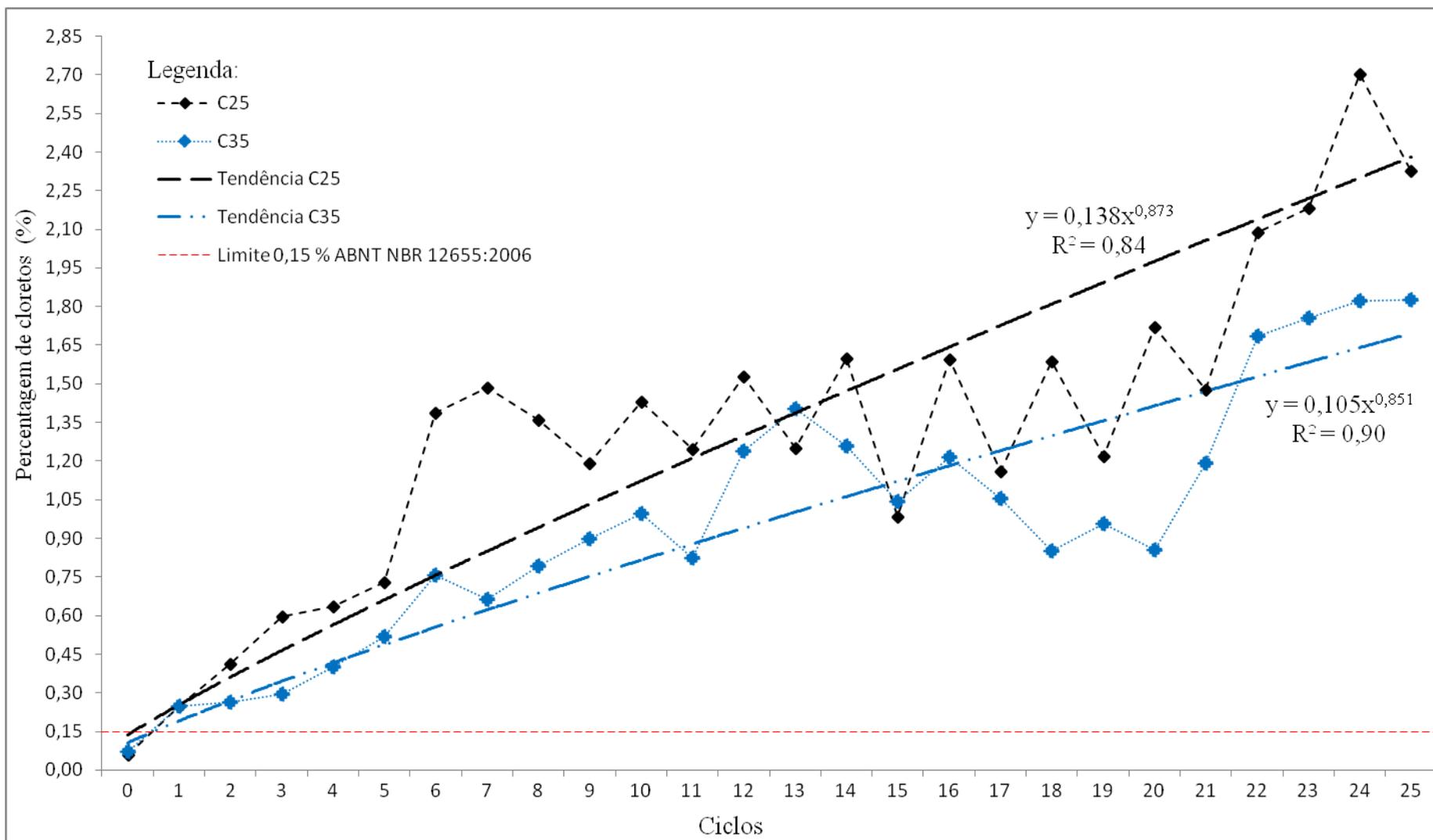


Gráfico 30 – Teor de cloretos na espessura de 10 mm a 20 mm das classes C25 e C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem.

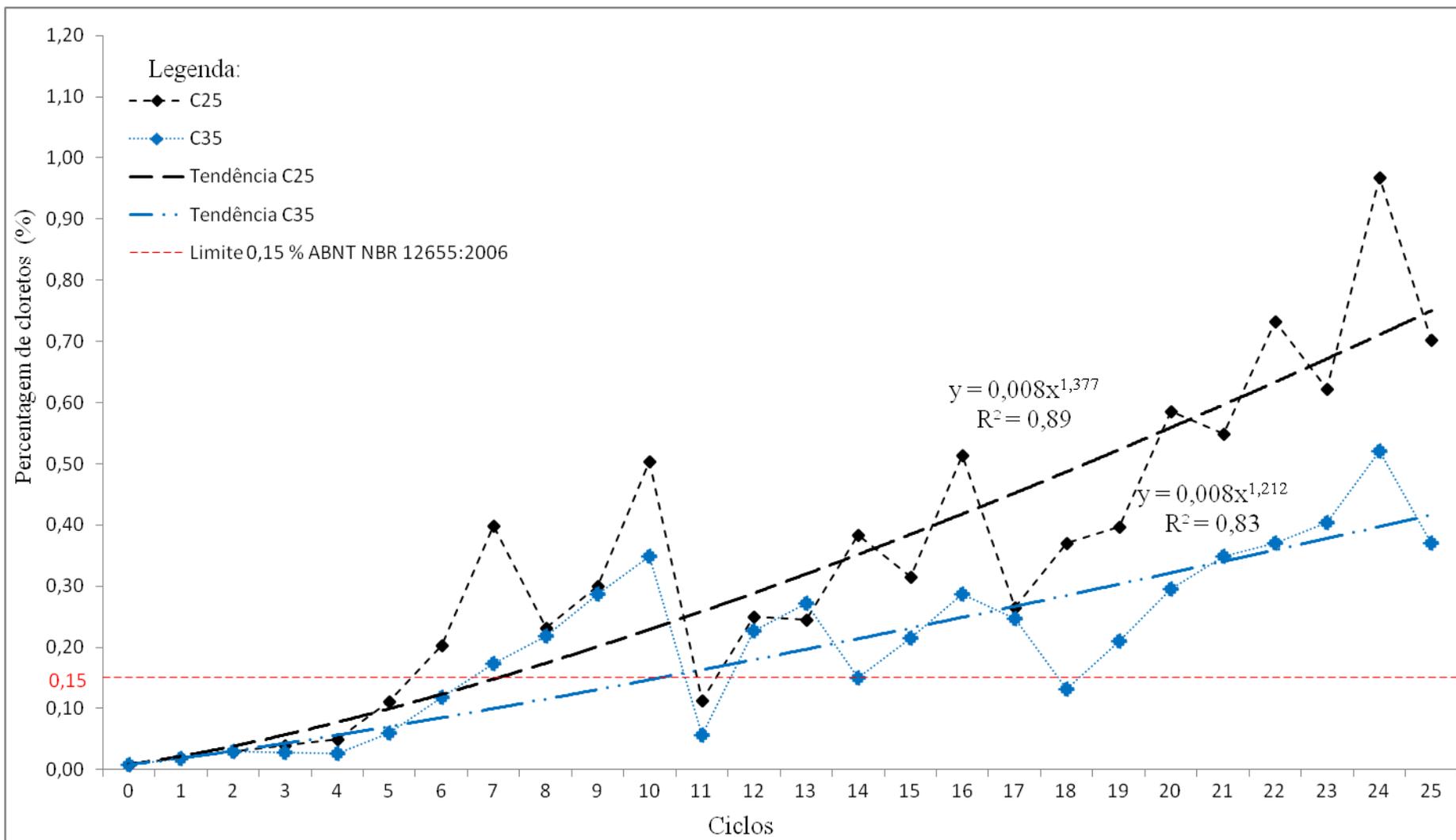
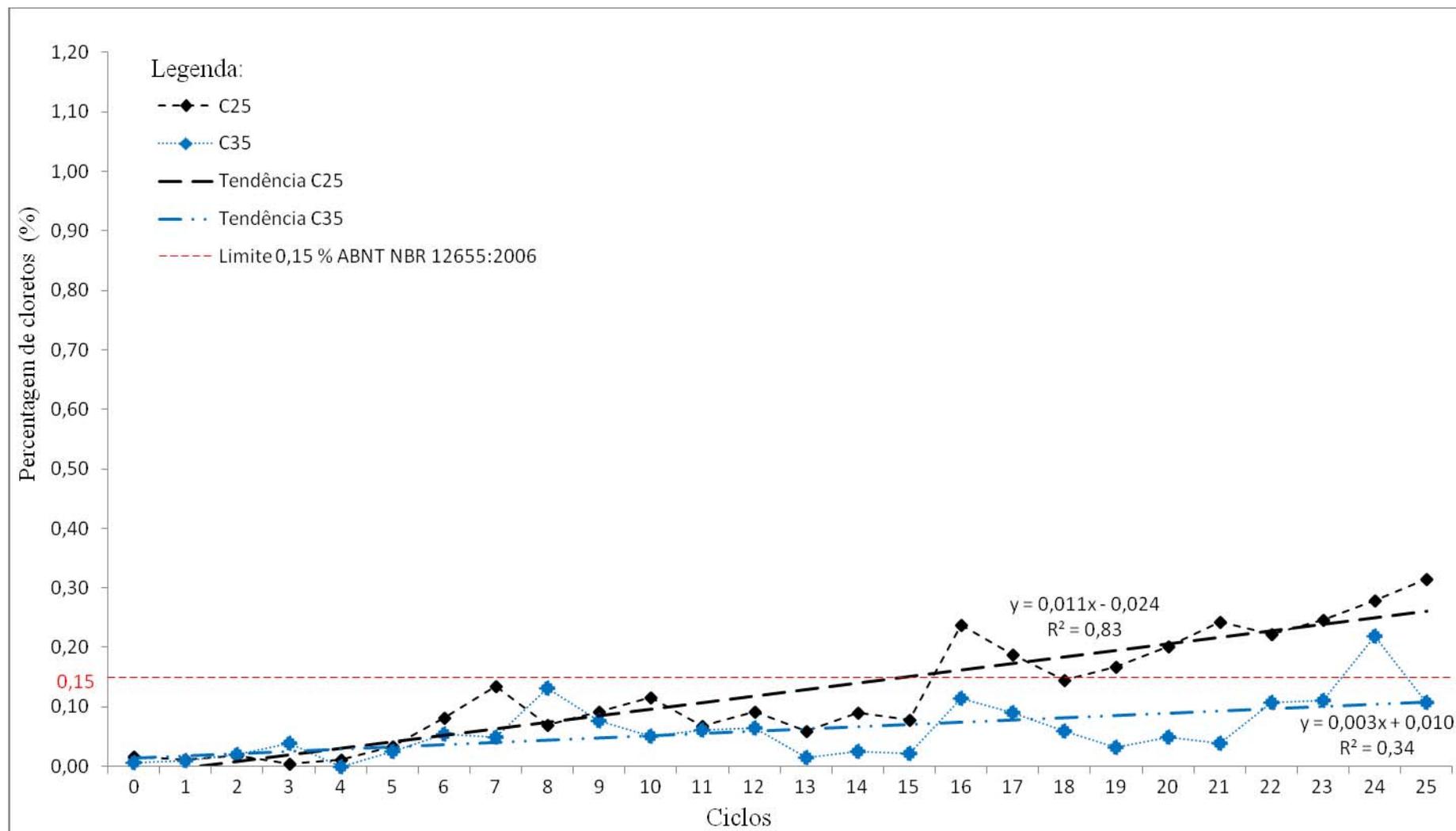


Gráfico 31 – Teor de cloretos na espessura de 20 mm a 30 mm das classes C25 e C35, em função dos ciclos de molhagem e secagem.



Os Gráficos de 27 a 31 mostram claramente a tendência da evolução do teor de cloretos penetrado no concreto em cada espessura analisada nos concretos das classes C25 e C35, mesmo considerando a dispersão de alguns dados obtidos nas amostras coletadas. As curvas de tendência do tipo potência se mostraram satisfatórias, com exceção apenas da curva obtida para as amostras colhidas na espessura de 20 mm a 30 mm de profundidade do concreto da classe C35, pois os dados apresentaram valores percentuais de teor de cloretos muito baixos e inferiores ao limite de 0,15% recomendado pela ABNT NBR 12655:2006.

A inclinação das curvas mostra que a taxa de aumento do teor de cloretos a cada ciclo é maior na espessura de até 10 mm da superfície, reduzindo-se nas espessuras de 10 mm a 30 mm, independente da classe de concreto, e que o concreto da classe C35 apresenta uma taxa de aumento do teor de cloretos, com o passar dos ciclos, menor que a do concreto C25.

A Tabela 24, a seguir, mostra a relação entre as duas classes de concreto C25 e C35 quanto ao ciclo onde se verifica a ultrapassagem do valor limite de 0,15% de teor de cloreto em relação à massa de cimento para estruturas em ambiente sujeito à ação de íons cloro disseminados em névoa salina marinha, conforme norma ABNT NBR 12655:2006, tomando-se como referência as curvas de tendência dos Gráficos 27 e 28.

Tabela 24 – Relação entre as classes C25 e C35 quanto à ultrapassagem do limite de 0,15% da norma ABNT NBR 12655:2006.

Profundidade da amostra coletada	Classe de resistência à compressão do concreto (f_{ck})	
	Classe C25	Classe C35
0 mm a 10 mm	1º ciclo	1º ciclo
10 mm a 20 mm	6º ciclo	7º ciclo
20 mm a 30 mm	16º ciclo	24º ciclo

Comparando-se as curvas obtidas a partir dos dados da Tabela 23 e dos Gráficos 27 a 31, percebe-se nitidamente que o concreto de classe de maior resistência característica (f_{ck}), oferece maior resistência à penetração de cloretos, à medida que estes adentram o concreto, ficando evidente que o concreto da classe C35 apresentou o melhor desempenho que o da classe C25, frente ao ataque de cloretos, confirmando que quanto maior for o f_{ck} do concreto, maior será a sua resistência à penetração de cloretos, por ser menos poroso e menos permeável.

5.2 Discussão dos resultados

5.2.1 Teor de cloretos presentes na atmosfera da Praia do Futuro

A umidade relativa do ar, a temperatura, a radiação solar (insolação), a ação dos ventos e os ciclos e a intensidade pluviométricos são elementos do meio ambiente que exercem influência preponderante sobre a corrosão de armadura por cloretos (PEREIRA, 2001).

A ocorrência de picos na taxa de deposição de cloretos em vela úmida, expostas a 100 m, a 300 m e a 740 m do mar, se concentra no período de fevereiro a maio, coincidindo com a temporada de “inverno” no Estado do Ceará, caracterizada historicamente pela alta intensidade pluviométrica nesses meses (GUEDES *et al.*, 2005). Já os valores obtidos a 1000 m, mantiveram-se praticamente estáveis (entre 140 mg/m².dia e 200 mg/m².dia) durante todo o período pesquisado. No período de maior incidência de chuvas corresponde também ao de maior umidade relativa do ar em relação aos demais meses do ano, como consequência ainda da quadra chuvosa. Verificam-se nesse período as menores taxa mensais de insolação (horas/mês) do ano. Quanto à temperatura média do ar, esta se manteve relativamente estável durante todo o ano.

Segundo Meira (2004), a velocidade do vento contribui para o aumento da concentração salina no aerossol marinho quando ultrapassa o patamar de 3 m/s a 5 m/s. Esse autor divide a agressividade da zona de atmosfera marinha em três microrregiões, conforme Tabela 25, para regiões com ventos de até 5 m/s (baixa intensidade) uma classificação apresenta. Para Morcillo *et al.* (2000), em estudo realizado em região com velocidades de até 18 m/s, consideraram como agressividade baixa os valores de deposição abaixo de 100 mgCl⁻/m².dia e agressividade elevada partir de 400 mgCl⁻/m².dia.

Tabela 25 – Agressividade do ambiente marinho em função da taxa de deposição de cloretos

Faixas de agressividade		Distâncias do local de estudo ao mar
Nível	Deposição média (mgCl ⁻ /m ² .dia)	
Elevada	Acima de 100	Até 100 m do mar
Moderada	Entre 10 e 100	Entre 100 m e 750 m do mar
Mínima	Menor que 10	Acima de 750 m do mar

Fonte: Meira (2004)

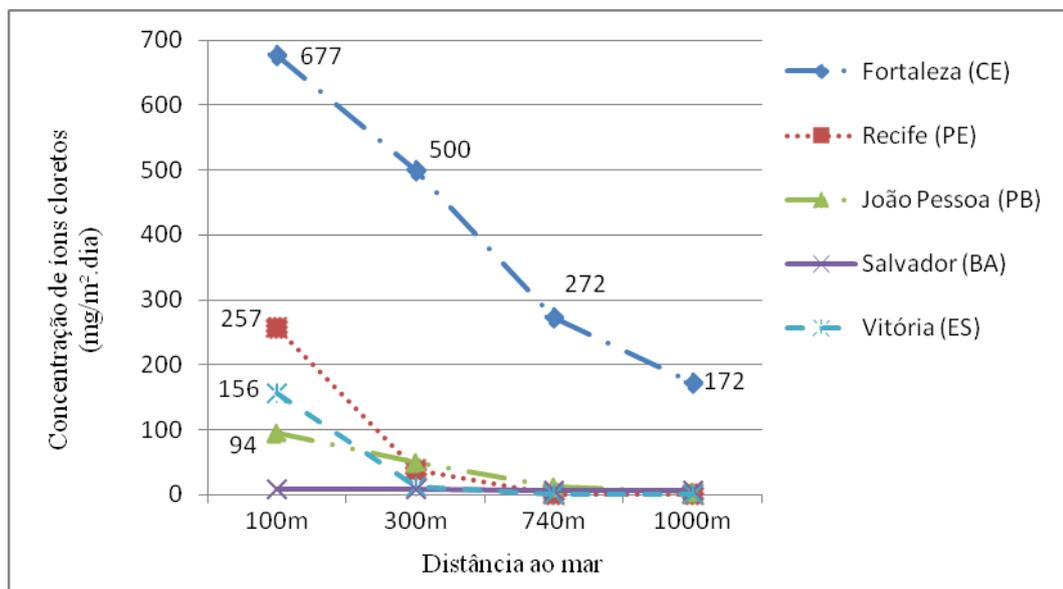
A velocidade média dos ventos no período estudado situou-se entre 2,2 m/s e 3,6 m/s, com média mensal de 3,0 m/s. Portanto, acredita-se que a baixa velocidade média dos ventos e a pequena variação dos seus valores não influenciaram os resultados mensais de deposição de cloretos no período.

Os resultados dos ensaios, como esperados, indicam um alto teor de cloretos disseminado na névoa salina da atmosfera marinha da Praia do Futuro se comparado com outras capitais situadas na costa do Brasil, conforme medições realizadas pelos pesquisadores: Costa (2001) em Salvador (BA), Meira e Padaratz (2002) em João Pessoa (PB) e Pontes (2006) em Recife (PE), Borba Jr. *et al.* (2011) em Vitória (ES), cujos valores e curvas, obtidos das respectivas equações representativas, são apresentados na Tabela 26 e no Gráfico 32.

Tabela 26 – Comparação com os resultados de outras regiões do Brasil.

Distância ao mar (m)	Deposição de cloretos (mg/m ² .dia)									
	Fortaleza (CE)		Recife (PE)		João Pessoa (PB)		Salvador (BA)		Vitória (ES)	
	$y = 788,31e^{-0,00152x}$		$y = 664,99e^{-0,0095x}$		$y = 131,38e^{-0,0033x}$		$y = 9,00e^{-0,0004x}$		$y = 571,25e^{-0,013x}$	
100	677,15	100,0 %	257,18	38,0 %	94,45	13,9 %	8,65	1,3 %	155,68	23,00 %
300	499,64	100,0 %	38,47	7,7 %	48,82	9,8 %	7,98	1,6 %	11,56	1,71 %
700	272,02	100,0 %	0,86	0,3 %	13,04	4,8 %	6,80	2,5 %	0,06	0,0%
1000	172,41	100,0 %	0,05	0,0 %	4,85	2,8 %	6,03	3,5 %	0,00	0,0%

Gráfico 32 – Comparação gráfica entre os resultados de outras regiões do Brasil.



Assim como em Fortaleza (CE), os resultados obtidos nas cidades de Recife, João Pessoa, Salvador e Vitória, mostrados na Tabela 26, revelam, em todos os casos, uma redução considerável na taxa de deposição de cloretos na medida em que se distancia do mar (fonte de cloreto) e adentra o continente, independente do período do ano, decrescendo de forma exponencial.

Comparando os resultados obtidos nas cidades mostradas na Tabela 26, verifica-se que a concentração de cloretos encontrada a 100 m de distância do mar na Praia do Futuro é quase três vezes maior que a encontrada em Recife e sete vezes a obtida em João Pessoa e Vitória. O teor de cloreto a 100 m na praia de Recife e Vitória é equivalente, respectivamente, aos teores a 740 m e a 1000 m do mar na Praia do Futuro. Pelo exposto, confirma-se a hipótese de que o teor de cloretos presentes na névoa salina da região da Praia do Futuro é bastante elevado para a faixa estudada de até 1000 m de distância do mar, quando comparado com outras regiões costeiras brasileiras, como as já mencionadas.

Apesar do decréscimo acentuado dos teores na medida em que se afasta do mar, esta agressividade se estende para além desta faixa, pois ao se extrapolar os dados pela Equação 13 para a distância de 2000 m do mar, obtém-se uma taxa de deposição de cloretos de 37,7 mg/m².dia, equivalente ao valor de 38,5 mg/m².dia encontrado por Pontes (2006) para a distância de 300 m na Praia de Boa Viagem, em Recife-PE.

Segundo Meira (2007), mesmo considerando o forte decréscimo na deposição de cloretos nas primeiras faixas de terra, a influência da zona de atmosfera marinha, embora possa variar de região para região, se estende por uma faixa de orla em torno de um quilômetro de distância do mar. Já para Neville (1997), esta faixa vai até dois quilômetros. No caso da Praia do Futuro, os dados obtidos sinalizam que esta faixa pode se estender para além de dois quilômetros de distância do mar, necessitando, para tanto, de novas pesquisas para confirmação ou rejeição dessa tendência.

5.2.2 Potencial de corrosão ($E_{corr.}$) dos corpos de prova expostos na Praia do Futuro

Segundo Feliu e Andrade²³ (1988), citado por Cascudo (1997), uma mesma medida de potencial pode variar de 100 mV a 200 mV, dependendo do teor de umidade em que se encontre o concreto, desta forma, zonas secas e úmidas em uma mesma peça estrutural pode apresentar diferentes resistividades no concreto e, conseqüentemente, diferentes leituras

²³ Feliu, S.; e Andrade, Carmen. Manual inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, 1988. 122 p.

de potencial. Para tanto, se faz necessário umedecer homoganeamente o concreto imediatamente antes da medição do potencial no final do ciclo de secagem. Para este último autor, o teor elevado de umidade do concreto distorce para mais eletronegativo os valores reais de potencial, o que se leva a crer que os picos de descontinuidade apresentados nos valores das leituras obtidas podem ter sido motivados pela o excesso de umidade no corpo de prova durante a coleta dos dados no ciclo de secagem.

O Gráfico 09 (página 65) mostra que os valores das leituras de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) obtidas nos corpos de prova nos pontos a 100 m, 300 m, 740 m e a 1000 m, após 630 dias de exposição ao meio ambiente, apresentam variação de mais negativos para menos negativos à medida que se afasta do mar, em direção ao continente, com variação inicialmente acentuada, suavizando até 1000 m.

5.2.3 Penetração de cloretos nos corpos de prova expostos na Praia do Futuro

A penetração de cloretos nos corpos de prova posicionados nos pontos de exposição na Praia do Futuro assume teores de cloreto menores na medida em que se afasta do mar, independente da classe de resistência do concreto. Este comportamento é o mesmo verificado na deposição de cloretos na vela úmida.

Vários pesquisadores também constataram esse comportamento, tais como: Costa (2001), em Salvador (BA), que ao realizar ensaios com corpos de prova de argamassa, por cinco meses, observou que a intensidade de penetração de cloretos diminuiu muito de 72 m até 532 m; Meira (2009), em João Pessoa (Pb), analisou pilaretes situados a 10 m, 100 m, 200 m e 500 m, durante 46 meses, e Borba Jr. (2011), em Vitória (ES), expôs corpos de prova cilíndricos, com diferentes relação a/c, a 120 m, 240 m e 520 m de distância do mar, também constatando o mesmo comportamento.

Estes autores verificaram também que para os concretos de maior resistência à compressão (f_{ck}) e menor relação a/c os teores de cloreto penetrados foram menores, para ensaios realizados em uma mesma data e mesmo local de posicionamento. Esse comportamento também foi observado neste trabalho.

A comparação entre a deposição de cloretos na vela úmida e a concentração total média de cloretos penetrado no concreto mostra que um crescimento da salinidade na atmosfera conduz a um acúmulo de cloretos no concreto (MEIRA, 2009).

Pesquisa realizada por Mota *et al.* (2010) na praia de Porto de Galinhas, a cerca de 75 km da cidade de Recife (PE), em corpos de prova cilíndricos de concreto de 29 MPa,

executado com cimento CP II Z 32 e expostos ao meio ambiente distante de 85 m do mar, apresentou os seguintes teores totais de cloreto em relação à massa de cimento, nas profundidades de 5 mm, 15 mm, 25 mm, 35 mm e 45 mm: 0,15%, 0,10%, 0,08%, 0,06% e 0,07%, respectivamente. Esses resultados estão em torno de 1/3 dos valores obtidos a 100 m do mar na Praia o Futuro – 0,28% a 20 mm de profundidade.

Pelo exposto, verifica-se que a agressividade do meio ambiente da Região da Praia do Futuro, em Fortaleza é bastante elevada em comparação com outras regiões estudadas no Brasil e quanto às prescrições das normas NBR ABNT 6118:2007 e NBR ABNT 12655:2006.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A norma brasileira NBR ABNT 6118:2007 estabelece que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Quanto ao tipo de ambiente, esta norma classifica o ambiente marinho como pertencente à classe de agressividade ambiental III – agressividade forte com grande risco de deterioração da estrutura, e classifica o ambiente de respingo de maré como agressividade ambiental IV – agressividade muito forte com elevado risco de deterioração da estrutura.

Quanto a essa norma, o ambiente da faixa de 1000 m de orla marítima da Praia do Futuro deve ser classificado como pertencente à classe ambiental III, salvo casos de construções portuárias que possam vir a ser projetadas na faixa de arrebentação das ondas, onde seriam classificadas como situadas em ambiente de respingo de maré, portanto, com agressividade ambiental IV.

Então, considerando-se o ambiente da Praia do Futuro como pertencente à classe de agressividade ambiental III, os projetos de estruturas de concreto armado para essa região, a fim de atender a norma NBR ABNT 6118:2007, devem utilizar, no mínimo, concreto da classe C30 ($f_{ck} \geq 30$ MPa) para concreto armado e um cobrimento de 35 mm para a armadura de lajes e de 40 mm para armaduras de vigas e pilares. Já para as estruturas de concreto protendido, o concreto deve ser da classe C35 ($f_{ck} \geq 35$ MPa) e o cobrimento de 45 mm. A norma brasileira NBR ABNT 12655:2006 estabelece para a classe de agressividade III um consumo mínimo de cimento de 320 kg/m³ de concreto e para a classe de agressividade IV um consumo mínimo de 360 kg/m³ de concreto.

Para concreto exposto a cloretos provenientes de água do mar, a norma NBR ABNT 12655:2006 estabelece que o teor de cloretos não deva ultrapassar o limite de 0,15% o teor máximo de cloretos no concreto em percentagem sobre a massa de cimento, a relação água/cimento não deve ser superior a 0,40 e f_{ck} não inferior a 45 MPa.

Analisando os resultados obtidos nos experimentos realizados na da Praia do Futuro, verifica-se que a agressividade ambiental dessa região pode ser enquadrada como “agressividade ambiental III” pela norma NBR ABNT 6118:2007 e como “agressividade ambiental IV” por interpretação da norma NBR ABNT 12655:2006, bastando considerar esse ambiente como “exposto a cloretos provenientes da água de mar”, conforme apontam os experimentos ali realizados e dissertados neste trabalho acadêmico.

Portanto, segundo essas duas normas, seria recomendável para os projetos de estruturas de concreto armado e protendido para a região da Praia do Futuro que o concreto utilizado atenda ao consumo mínimo de cimento 360 kg/m^3 de concreto, resistência característica à compressão (f_{ck}) mínima de 45 MPa e relação água/cimento não superior a 0,40. O cobrimento mínimo da armadura de armadura passiva deve ser de 45 mm para lajes e de 50 mm para pilares e vigas, e para armadura ativa (protendida) de 55 mm para todos os elementos estruturais. Seria prudente, uma vez que não há determinação normativa, não fazer uso do concreto aparente, revestindo-o com material baixa permeabilidade, a fim de evitar a penetração de umidade contendo cloretos.

As normas NBR ABNT 12655:2006 e NBR ABNT 6118:2007 trouxeram um considerável avanço normativo quanto à durabilidade das estruturas de concreto e a sua relação com o meio ambiente onde está inserida. Entretanto, observa-se que em casos como a região da Praia do Futuro, estudada neste trabalho, os parâmetros recomendados por estas duas normas se mostram insuficientes diante da agressividade encontrada nos ensaios realizados, mesmo considerando o pequeno universo amostral de dados pesquisados. Acredita-se que estas normas deverão passar, em breve, por aprimoramento e ampliação de parâmetros que assegurem durabilidade e qualidade às estruturas de concreto a serem construídas.

7. CONCLUSÕES

Após apresentação, análise e discussão dos resultados algumas conclusões são expostas a seguir:

- os resultados dos ensaios acelerados de penetração de cloretos e de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) mostraram-se eficientes quando utilizados na avaliação de concretos com diferentes resistências à compressão (f_{ck}); revelando que concretos com menor relação a/c e com maior f_{ck} oferecem maior resistência à frente de penetração de cloretos e ao processo de corrosão de armadura;

- as medidas de potencial tendem a ser mais eletronegativas com o aumento da relação água/cimento;

- os resultados dos ensaios acelerados de penetração de cloretos e de potencial de corrosão ($E_{corr.}$) apresentam certa correlação entre si;

- o método da vela úmida revelou-se ser uma boa técnica na determinação da presença de cloretos no ar atmosférico de região situada em ambiente marinho de clima tropical como a região Nordeste do Brasil;

- a disponibilidade de cloretos na névoa salina do ar atmosférico demonstra ser um fator preponderante na relação direta com os cloretos que penetram no concreto exposto.

- os resultados obtidos nos ensaios acelerados em laboratório e natural no meio ambiente confirmam que os concretos com menor relação água/cimento, maior resistência à compressão (f_{ck}) oferecem maior resistência à penetração de cloretos e, conseqüentemente, maior proteção da armadura do concreto;

- na região da Praia do Futuro, assim como verificado em outras regiões semelhantes, a concentração de sais na atmosfera decresce de forma exponencial na medida em que se distancia do mar e adentra o continente, decrescendo rapidamente até a faixa aproximada de 300 m da praia e suavizando daí em diante;

- os dados colhidos nos ensaios com vela úmida, penetração de cloretos e potencial de corrosão indicam que a região da Praia do Futuro, considerando a faixa analisada de 1000 m do mar em direção ao continente, é bastante agressiva quanto ao teor de cloreto presente na névoa salina contida no ar atmosférico do seu meio ambiente, quando comparado a outras regiões do Brasil, necessitando de atenção e cuidados especiais quando da elaboração dos projetos de estruturas de concreto armado para aquela essa região.

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A região da Praia do Futuro, devido à agressividade do seu meio ambiente e à importância turística e imobiliária dessa área da cidade Fortaleza, sugere-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

- Determinação do teor de cloretos em outros pontos dessa região para obtenção do mapa de agressividade ambiental, estendendo para até 2000 m;
- Avaliação de concretos com adições que melhorem o desempenho frente à ação dos íons cloretos;
- Monitoramento *in loco* dos parâmetros e fatores meteorológicos e climáticos que exerçam influência sobre a ação dos cloretos no concreto;
- Avaliação de sistemas de proteção do concreto contra a penetração de cloretos nessa região;
- Avaliação de concretos com resistências características acima 40 MPa expostos nessa região;
- Avaliação e comparação dos custos entre estruturas construídas nessa região com outras executadas em outras regiões;
- Estabelecer modelos de vida útil para diferentes concretos expostos nessa região;
- Influência das chuvas sobre o comportamento do concreto armado nesta região;
- Levantamento e avaliação das patologias encontradas nas estruturas de concreto armado existentes nessa área;
- Avaliação de concretos com adições minerais expostos ao meio ambiente da Praia do Futuro.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU JR, Pedro Itamar de. **Praia do Futuro formas de apropriação do espaço urbano**. Fortaleza, 2005. (Dissertação de Mestrado). PRODEMA/UFC, Fortaleza, 2005.
- ALBUQUERQUE, A. T.; OTOCH, S. **Proposta de classificação da agressividade do ambiente na cidade de Fortaleza**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais ... Olinda (PE), 2005. p. 743-748.
- ALONSO, C. ANDRADE, C. CASTELLOTE, M. CASTRO, P. **Valores críticos de cloruros para despassivar aceros de refuerzo embebidos en un mortero estandarizado de cement portland**. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções (CONPAT 97). Anais, Porto Alegre, 1997. v. 2, p. 555-562.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 222R-89. Corrosion of metals in concrete**. In: American Concrete Institute. Manual of Concrete Practice. Detroit, 1990. v.1.
- _____. **ACI 201.2R-01 – Guide to Durable Concrete**. Detroit (USA), 2001.
- _____. **ACI 201.2R-08 – Guide to Durable Concrete**. Detroit (USA), 2008.
- _____. **ACI 318 – Building Code Requirement for Reinforced Concrete**. Detroit (USA), 1995. 373p.
- _____. **ACI 318-05 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Detroit (USA), 2004.
- _____. **ACI 365.1R-00 – Service-life prediction**. Detroit (USA), 2000. 44 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM C876 - Standard test method for corrosion potentials of uncoated reinforcing steel in concrete**. Annual Book of ASTM Standards. West Conshohocken (PA), USA, 2009.
- _____. **ASTM E632-82 – Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials**. West Conshohocken (PA), USA, 1996.
- _____. **ASTM G-140 – Standard test method for determining atmospheric chloride deposition rate by wet candle method**. Annual Book of ASTM Standards. West Conshohocken (PA), USA, 1996.
- ANDRADE Perdrix, Maria del Carmen. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução e adaptação: Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo: Ed. Pini, 1992.
- ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à prevenção da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: Iniciação por Cloretos**. (Tese de doutorado) UFRGS, Porto Alegre, 2001. 256 p.
- ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. (Dissertação de Mestrado). UFRS, Porto Alegre, 1997. 148 p.
- ARANHA, P. M. S. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região amazônica**. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994. p.144.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14832 – Cimento Portland e clínquer – Determinação de cloreto pelo método do íon seletivo.** Rio de Janeiro, 2002.

_____. **ABNT NBR 6211 - Corrosão atmosférica: determinação de cloretos na atmosfera pelo método da vela úmida: método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.

_____. **ABNT. NBR 7211 - Agregado para concreto - Especificação.** Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 12655 – Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 14931 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 15575 – Edificações habitacionais – Desempenho.** Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15900-1. Água para amassamento do concreto - Parte 1: Requisitos.** Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 5674 – Manutenção de edificações - Requisitos para o sistema de gestão de manutenção.** Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 5738 – Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova,** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8953. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.** Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR NM 248 – Agregados - Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 46 – Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem.** Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 52 – Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 53 – Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 67 – Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NM 26 – Agregados – Amostragem.** Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NM 27 – Agregados – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório.** Rio de Janeiro, 2001.

BARBOSA, Paulo E. ; HELENE, Paulo R. L.; PEREIRA, Fernanda; GRULLÓN, Manuel; MEDEIROS, Marcelo H. F. **Influência de ciclos de molhamento e secagem, da altura e do posicionamento de pilares no teor de íons cloreto presentes no concreto de estrutura com**

- 30 anos de idade.** *In:* SEMENGO Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica. COMCUR de Engenharia Oceânica, FURG, Rio Grande, 2004. v.1. p. 39-47.
- BORBA JR., José Carlos; MEIRA, Gibson Rocha; CALMON, João Luiz; TRISTÃO, Fernando Avancini. **Deposição de cloretos em ambiente marinho e concentração superficial de cloretos em concreto na cidade de Vitória.** *In:* VII Congresso Internacional BRANDÃO, Ana Maria da Silva. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto.** (Dissertação de Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP). São Carlos, 1998.
- BRANDÃO, A. M. S.; PINHEIRO, L. M. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto.** Cadernos de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1999.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 7543:2003 – Guide to durability of buildings and building elements, products and components.** London, 2003.
- CABRAL, A. E. B. **Avaliação dos sistemas de reparo utilizados em estruturas atacadas por cloretos através da resistência de polarização.** (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado.** 1ª ed. São Paulo: PINI, 1988, 522p.
- CARMONA FILHO, A.; MARENGA, A. **Retrospectiva de la patologia en el Brasil - estudio estadístico.** *In:* La Jornada español y portugues sobre estructuras y materiales. Anais... Madrid: CEDEX/ICCET, 1988, p. 99-124.
- CASCUDO, O. **Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão de armadura.** *In:* Isaia, G .C. (Edição). Concreto: Ensino, pesquisa e realizações. 1ª Ed. São Paulo, IBRACON, 2005. V.2, p. 1071-1108.
- CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto – inspeção e técnicas eletroquímicas.** Co-edição, São Paulo: Ed. PINI, Goiânia: Ed. UFG, 1997.
- CASCUDO, O.; HELENE, Paulo R. L. **Avaliação experimental da corrosão de armaduras em concreto utilizando as técnicas de medida dos potenciais de eletrodo.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo: EPUSP, 1992.
- CASTRO, P.; DE RINCÓN, O. T.; PAZINI, E. **Chloride penetration profiles in Marini environments.** *In:* II International Conference on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Gramado, 1999. ACI SP-186, p. 371-389.
- CIB W80/RILEM 175-SLM. **Prediction of service life of building materials and components.** *In:* Conseil International du Bâtiment pour la Recherche L'étude et la Documentation e Réunion Internationale des Laboratoires D'essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions, Rotterdam, 1983. p. 98.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **Durable concrete structures – Design Guide.** London (UK), 1992. p.112. ISBN: 0727735497.
- COSTA, E. A. L. **Determinação do potencial de agressão dos sais marinhos sobre as argamassas de revestimento na região metropolitana de Salvador.** (Dissertação de mestrado). UFRGS, Porto Alegre, 2001.
- DAL MOLIN, Denise C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do**

Sul. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

Earth.google.com. Net, 2009. Disponível em: <HTTP://earth.google.com. Acesso em 10 de agosto de 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EN 206-1:2007 – Concrete. Specification, performance, production and conformity**. Brussels, 2007.

FIGUEIREDO, Enio J. P. **Avaliação do Desempenho de Revestimentos para Proteção da Armadura contra a Corrosão através de Técnicas Eletroquímicas - Contribuição ao Estudo de Reparo de Estruturas de Concreto Armado**. (Dissertação de Mestrado). Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 1994.

FIGUEIREDO, Enio J. P.; HELENE, Paulo R. L.; ANDRADE, Carmem. **Fatores Determinantes da Iniciação e Propagação da Corrosão da Armadura do Concreto**. Boletim Técnico – BT/PCC/121, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP. São Paulo, 1993. 22 p. ISSN 0103-9830.

FITZGERALD, J. W. **Marine aerosols: a review**. Atmospheric Environment, 1991. v. 25A, nº 3/4, p. 533-545.

FORTES, L. R. **Corrosão na armadura do concreto armado e sua avaliação pela técnica do potencial do eletrodo**. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza (CE), 1995. 214 p.

FREIRE, Karla R. Rattmann. **Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão de armaduras do concreto**. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2005.

GENTIL, V. **Corrosão**. 2ª Ed. Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 1982.

GONZÁLEZ, J. A.; OTERO, E.; FELIU, S.; BAUTISTA, A.; RAMÍREZ, E.; RODRÍGUEZ, P.; LÓPEZ, W. **Some considerations on the effect of chloride ions on the corrosion of steel reinforcements embedded in concrete structures**. Magazine of Concrete Research, 1998, v.50, p.189-199.

GUEDES, R. L.; ANDREOLI, R. V.; KAYANO, M. T.; OYAMA, M. D.; ALVES, M. A. S. **Série temporal de precipitação mensal de Fortaleza, Brasil: comparação entre observações e dados de reanálises do NCEP/NCAR**. Revista Brasileira de Meteorologia, v. 20, p. 83-92, 2005.

GUIMARÃES, A. T. C.; CASTAGNO JR., Roger; HELENE, P. R. L. **Intensidade de ataque de cloretos: considerações sobre a distância do concreto em relação à água do mar**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande (RS), 2003. v. 3, p. 73-79.

GUIMARÃES, A. T. C.; CASTANHO JR, R.; HELENE, P. H. L. **Aplicação de modelo de penetração de cloretos considerando o grau de saturação do concreto: estudo de caso em zona de névoa marítima de estrutura existente**. Vetor (FURG), Rio Grande, 2004. v. 14, nº.1, p. 61-78.

HELENE, Paulo R. L. **Introdução da vida útil no projeto das estruturas de concreto NB 1/2001**. Workshop eletrônico sobre durabilidade das construções (1) e Workshop sobre durabilidade das construções (2). São José dos Campos (SP), 2001. p. 58-94.

HELENE, Paulo R. L. **A Nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a Vida Útil das estruturas de concreto**. In: II Seminário de Patologia das Edificações do LEME/UFRGS. Anais. Porto

Alegre, 2004. 24 p. Acessado em 25.09.2012. Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/53535215/LEME-30anos-PauloHelene>

HELENE, Paulo R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. (Tese de Livre Docência). EPUSP, São Paulo, 1993.

HELENE, Paulo R. L. Corrosão das armaduras em concreto armado. *In*: 4º Simpósio de Aplicação da Tecnologia do concreto - SIMPATCON. Anais. São Paulo, 1981.

HELENE, Paulo R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo, Pini/IPT, 1986. 47p.

HELENE, Paulo R. L. **Vida útil das estruturas de concreto**. *In*: IV Congresso Ibero-Americano de Patologia das Construções e IV Congresso de Controle de Qualidade. Anais... Porto Alegre, 1997. v.1, p. 1-30.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Disponível em <http://www.ibge.gov.br/ibgeteen/pesquisas/geo/posicaoextensao.html>. Acessado em 18/07/2012.

LEVY, S. M.; HELENE, P. R. L. **Restauração e recuperação de estruturas de concreto armado de escolas estaduais no estado de São Paulo**. Revista Téchene, nº 47, julho/agosto. São Paulo: PINI, 2000. p. 53-58.

LEVY, Salomon Mony. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos produzidos com resíduos de concreto e alvenaria**. (Tese de doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), São Paulo, 2001. 194 p.

LIMA, Ingrid Carneiro de. **Os Ventos da Maritimidade no Litoral do Ceará: Reflexos das Práticas Marítimas Modernas no Parque Nacional de Jericoacoara – Ceará**. Dissertação de Mestrado em Geografia. Universidade Federal do Ceará (UFC), 2007.

LIMA, M. G. Capítulo 24 – **Ação do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto**. Livro: CONCRETO – Ensino, Pesquisa e Realizações – v.1. Ed.: ISAIA, G. C. São Paulo: IBRACON, 2005, p.713-751. ISBN: 9-788598-576046.

MAGINI, Christiano; GOMES, Diolande F.; VERÍSSIMO, Cesar U.; NETO, Antônio B. A.; FREIRE, George S. S.. **Avaliação ambiental da praia do Futuro, município de Fortaleza – Ceará**. Revista de Geologia, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza, 2007. v. 20, nº.1, p. 91-98.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira, HELENE, Paulo R. L. **Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto**. *In*: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ª ed. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 22.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 3ª ed. São Paulo: IBRACON, 2013.

MEIRA, Gibson Rocha. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente aos problemas de corrosão em estruturas de concreto armado**. (Tese de doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004. 327p.

MEIRA, Gibson Rocha. **Comportamento do aerosol marinho e sua relação com estruturas de concreto em zona de atmosfera marinha**. *In*: Jornadas de Engenharia. Universidade de Fortaleza (UNIFOR). Fortaleza, 2009.

MEIRA, Gibson Rocha; ANDRADE, Carmen; LONSO, C.; PADARADTZ, I. J.; BORBA JR., J. C. **Chloride penetration into concrete structures in the marine atmosphere zone –**

- relationship between deposition of chlorides on the wet candle and chlorides accumulated into concrete.** *Cement and Concrete Composites*, v. 50, p. 2724-2731, 2007.
- MEIRA, Gibson Rocha; PADARATZ, Ivo José. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos.** *In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. IBRACON. Belo Horizonte, 2002.*
- MORCILLO, M.; CHICO, B.; OTERO, E.; MARIACA, L. **Effect of marine aerosol on atmospheric corrosion.** *Materials Performance*, 1999, v. 38, p. 72-77.
- MOTA, J. M. de F.; COSTA E SILVA, A. J. da; BARBOSA, F. R.; Andrade, T. W. C. de O.; DOURADO, K. C. de A. **Avaliação da contaminação por íons cloreto em amostras de concreto submetidas a condições agressivas.** *In: VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras. Córdoba, 2010.*
- NEPOMUCENO, Antônio Alberto. **Mecanismo de Transporte de Fluidos no Concreto.** *In: CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações*, cap. 26. Edição: ISAIA, G. C.; 2ª Ed. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v.
- NEVILLE, Adam M. **Propriedades do Concreto.** 2ª ed. São Paulo: PINI, 1997.
- NINCE, A. A.; CLÍMACO, J. C. T. S. **Levantamento de dados sobre deterioração de estruturas na Região Centro-Oeste do Brasil.** *In: International Congress on High-Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures. Anais... Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1996. p. 414 - 424.*
- PAMPLONA, A. D. G.; LEAL, C. R. L. V. **Durabilidade do concreto no litoral de Fortaleza.** Estudo Universidade Federal Ceará e Rede Ferroviária Federal S.A. Fortaleza (CE), 1982.
- PEREIRA, Valéria Gomes Álvares. **Avaliação do coeficiente de Difusão de cloretos em concreto: Influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura.** (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001. 138 p.
- PONTES, R. B. **Disseminação de íons cloreto na orla marítima do bairro de Boa Viagem, Recife-PE.** (Dissertação de Mestrado). Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2006.
- RIZZON, Ana Karina; ANDRADE, Jairo José de Oliveira. **Vida útil de concretos brancos quando inseridos em ambiente com cloretos: a influência do cimento e do coeficiente de difusão.** *In: Ambiente Construído, Porto Alegre, 2007. v. 7, n. 3, p. 21-34. ISSN 1678-8621.*
- ROMANO, F. S. **Estudo do ingresso de cloretos em concretos localizados no litoral norte Rio Grande do Sul.** (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. 148 p.
- ROMERO, F. B. *et al.* **Estudo e diagnóstico do comportamento do aço carbono 1010 nas condições atmosféricas de Fortaleza.** Relatório UFC/NUTEC, Fortaleza, 1991.
- ROQUE, J. A.; MORENO JR, A. L. **Considerações sobre vida útil do concreto.** *In: 1º Encontro Nacional de Pesquisa Projeto e Produção em Concreto pré-moldado. São Carlos (SP), 2005.*
- ROSTAM, Steen. **Durability of Concret Structures – The state of the art.** *In: Durability of Materials and Structures in Building and Civil Engineering. YU, C. W.; BULL, John W. (Org.). Scotland (UK): Whittles Publishing, 2006. ISBN 1-870325-58-3*

SILVA, Luiza Kilvia da. **Levantamento de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no estado do Ceará.** (Monografia de graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza, 2011.

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

TESSARI, Ricardo. **Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimento nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloreto.** (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

TORRES, A. S. **Corrosão por cloreto em estruturas de concreto armado: uma meta-análise.** (Tese de doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

TROIAN, Aline. **Avaliação de concretos produzidos com agregado reciclado frente à penetração de íons cloreto.** (Dissertação de Mestrado). UNISINOS, São Leopoldo (RS), 2010.

VILASBOAS, J. M. L.; MACHADO, S. L. **Uma proposta de classificação da agressividade ambiental para a cidade de Salvador-BA.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. São Paulo, 2010. v 3. n 2. p. 219 – 247. ISSN 1983-4195

WORLD BUSINESS COUNCIL FOR SUSTAINABLE DEVELOPING – WBCSD. **The Cement Sustainability Initiative.** Disponível em: <http://www.wbcsd.org/templates/templateWBCSD5>. Acessado em 10 de abril de 2012.