



UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

VICTOR CORREIA DE OLIVEIRA PEREIRA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE CIMENTO EM RELAÇÃO À
CORROSÃO DE ARMADURAS SOB AÇÃO DE ÍONS CLORETOS**

Recife, PE
2011



UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO
ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

VICTOR CORREIA DE OLIVEIRA PEREIRA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE CIMENTO EM RELAÇÃO À
CORROSÃO DE ARMADURAS SOB AÇÃO DE ÍONS CLORETOS**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Escola Politécnica de Pernambuco da Universidade de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Construção Civil

Orientador: Prof^a. Dr^a. Eliana Cristina Barreto Monteiro

Co-orientador: Prof. Dr. Arnaldo Cardim de Carvalho Filho

Recife, PE
2011

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Universidade de Pernambuco – Recife

P436e Pereira, Victor Correia de Oliveira
Estudo da influência do tipo de cimento em relação à corrosão de armaduras sob ação de íons cloretos / Victor Correia de Oliveira Pereira. – Recife: UPE, Escola Politécnica, 2011.
156 f.

Orientadora: Dra Eliana Cristina Barreto Monteiro
Co-Orientador: Dr Arnaldo Cardim de Carvalho Filho
Dissertação (Mestrado - Construção Civil) Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2011.

1. Corrosão 2. Durabilidade 3. Cimento 4. Íons Cloretos 5. Construção Civil - Dissertação I. Monteiro, Eliana Cristina Barreto (orient.) II. Carvalho Filho, Arnaldo Cardim de (Co-orient.) III. Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Mestrado em Construção Civil. IV. Título.

CDU 624.01

VICTOR CORREIA DE OLIVEIRA PEREIRA

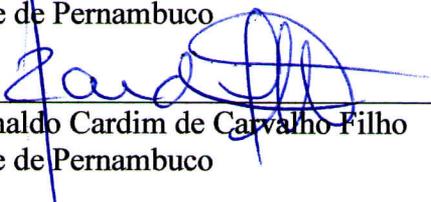
**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE CIMENTO EM RELAÇÃO À
CORROSÃO DE ARMADURAS SOB AÇÃO DE ÍONS CLORETOS**

BANCA EXAMINADORA:

Orientadora/Co-orientador:

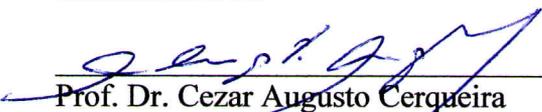


Prof.^a Dr.^a Eliana Cristina Barreto Monteiro
Universidade de Pernambuco

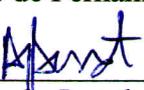


Prof. Dr. Arnaldo Cardim de Carvalho Filho
Universidade de Pernambuco

Examinadores:



Prof. Dr. Cezar Augusto Cerqueira
Examinador interno
Universidade de Pernambuco



Prof. Dr. Angelo Just da Costa e Silva
Examinador externo
Universidade Católica de Pernambuco



Prof. Dr. Marcelo Henrique de Farias Medeiros
Examinador externo
Universidade Federal do Paraná

Recife, PE
2011

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, pela dedicação em me educar e por todo amor e afeto que têm por mim.
Aos meus irmãos Marcos (IN MEMORIAN) e Plínio pela amizade e apoio. À Vanessa pelo nosso amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida, por ter me guiado nos momentos difíceis e colocado em minha vida todas as pessoas que me rodeiam.

Aos meus queridos pais, a Plínio e Vanessa pelo amor incondicional que têm por mim; pela compreensão, ajuda e paciência durante todo o Mestrado.

A toda minha família pelo incentivo irrestrito que recebo para estudar; em especial a vovô Clovis e à vovó Santa pelo exemplo de pessoas que são.

À querida professora Eliana Monteiro agradeço, sobretudo pela amizade, apoio, acolhimento e pelo exemplo de pessoa que é. Também agradeço pelo incentivo dado em cada diálogo, pela atenção e orientação durante todo o mestrado.

Ao professor Arnaldo Cardim pelas dúvidas esclarecidas, mesmo nos fins de semana, e pelas sugestões apresentadas no exame de qualificação.

Ao professor Angelo Just pelos ensinamentos, pelo apoio durante o procedimento experimental e pelas sugestões apresentadas no exame de qualificação.

Ao professor Cezar Cerqueira pela ajuda e esclarecimentos no que diz respeito ao estudo estatístico realizado no presente trabalho.

Ao professor Marcelo Medeiros pelos esclarecimentos a respeito do procedimento experimental e acerca do processo corrosivo.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PEC) pela dedicação, instrução e incentivo transmitido durante todo mestrado. Agradeço em especial aos professores Alberto Casado, Alexandre Gusmão, Arnaldo Cardim, Béda Barkokébas, Cezar Cerqueira, Eliana Monteiro, Emilia Rabbani, Stela Fucale e Yêda Póvoas.

A Fábio, laboratorista da POLI, pela amizade e ajuda dada durante todo o procedimento experimental.

A todos que fazem o grupo RECUPERAR, em especial a meu amigo Wenndel Charleston, agradeço pelo companheirismo, amizade e dedicação durante a Iniciação Científica.

A Daniel Genuíno, pelo incentivo dado durante este último ano, pelos conselhos e pelo exemplo de pessoa que é.

A todos os meus amigos do Mestrado pela amizade, companheirismo e incentivo durante o mestrado, em especial: aos meus amigos Adolpho e Edival pela amizade construída; às minhas amigas Aninha, Clarissa e Kalline pela ajuda durante os ensaios e à Carol pela amizade duradoura e pelas ajudas nos momentos difíceis. Também agradeço todos os meus amigos e a todos que me apoiaram e colaboraram direta ou indiretamente, na execução deste trabalho.

Aos professores que fazem a Escola Politécnica de Pernambuco.

Aos funcionários da POLI, em especial a Dona Lúcia pelas orientações, conselhos e disponibilidade em ajudar os alunos do PEC.

À TECOMAT, nas pessoas de Angelo Just e Esley Barbosa.

A Cimento Nassau, na pessoa de Rodrigo Lopes – Consultor Técnico, pelo apoio durante o procedimento experimental deste trabalho.

Ao Colégio Nossa Senhora do Carmo pela importante participação em minha educação.

À CAPES e à FACEPE pelo apoio financeiro.

EPÍGRAFE

“Quem não vive para servir, não serve para viver”
Mahatma Gandhi

RESUMO

O concreto representa o principal material de construção utilizado na sociedade moderna e quando combinado com o aço aumenta a variedade de aplicações na construção de estruturas. Todavia, as estruturas de concreto armado podem apresentar manifestações patológicas que afetam o seu desempenho durante a sua vida útil. O estudo sobre a durabilidade das estruturas de concreto tornou-se um tema recorrente e amplamente discutido desde as últimas décadas. A deterioração dessas estruturas se dá devido a sua interação com o meio ambiente, onde podem estar presentes diversos agentes agressivos (gás carbônico, íons cloretos, sulfatos) ao concreto e/ou aço. De acordo com a comunidade científica, a corrosão ocasionada pela ação de íons cloretos representa a maior ameaça à durabilidade e à vida útil das estruturas de concreto armado. Em estágios avançados, o ataque por íons cloretos pode comprometer a segurança estrutural e em alguns casos implicar no colapso das estruturas de concreto afetadas. Além dos fatores tecnológicos (relação água/cimento, condições e tipo de cura) e ambientais, a corrosão iniciada por íons cloretos é fortemente influenciada pelo tipo de cimento utilizado no concreto. Atualmente, diversos tipos de cimentos são fabricados e especificados, na maioria das vezes para atingir uma determinada resistência mecânica, deixando de lado a resistência quanto à ação de agentes agressivos. Diante deste contexto, procurou-se realizar um estudo acerca da capacidade de proteção de alguns tipos de cimento fabricados e utilizados largamente na região Nordeste (CPII-Z-32, CPIII-40 e CPIV-32), quanto à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloretos. Para consecução deste objetivo, foi utilizado o ensaio eletroquímico de potencial de corrosão para avaliar de forma comparativa o desempenho dos cimentos estudados, além de ensaios complementares de absorção de água por imersão e capilaridade e de resistência à compressão. Para execução dos ensaios foram definidas séries variando o tipo de cimento, a relação água/cimento (0,4 e 0,7) e o período de cura (7 e 28 dias). A partir deste procedimento constatou-se que a adoção de uma baixa relação água/cimento e o prolongamento do período de cura são extremamente benéficos ao concreto, pois acarretam na diminuição da porosidade e, conseqüentemente, no aumento da resistência à compressão, além de tornar o concreto mais resistente à penetração de íons cloretos. Considerando as condições de ensaio na qual a pesquisa foi desenvolvida, ficou evidente que os corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 apresentaram maior resistência à corrosão iniciada por íons cloretos, maior resistência à compressão e menor absorção capilar.

Palavras-chave: Corrosão. Íons cloretos. Durabilidade. Cimento.

ABSTRACT

The concrete is the main construction material used in modern society and when combined to the steel increases the variety of applications in building structures. However, the reinforced concrete structures may have pathological manifestations which affect their performance during their lifetime. The study of the concrete structures durability has become a recurring theme and widely discussed in the last decades. The deterioration of these structures is due to its interaction with the environment, where may be present several aggressive agents (carbon dioxide, chloride ions, sulphates) to concrete and/or steel. According to the scientific community, the corrosion caused by the action of chloride ions represents the greatest threat to the durability and service life of reinforced concrete structures. In advanced stages, the attack by chloride ions can compromise the structural safety and in some cases result in the collapse of concrete structures affected. Apart from technological factors (water/cement ratio, curing conditions and type) and environmental, corrosion initiated by chloride ions is strongly influenced by the type of cement used in concrete. Currently, various types of cement are manufactured and specified, in most cases to achieve certain strength, leaving aside the resistance to the action of aggressive agents. Given this context, a study was conducted concerning the protective capacity of some types of cement produced and widely used in the Northeast of Brazil (CPII-Z-32, CPIII-40 and CPIV-32), with respect to corrosion of reinforcement under the action of chloride ions. To achieve this objective, accelerated corrosion test was used to evaluate comparatively the performance of the cements studied, beyond additional tests of water absorption by immersion and capillarity and compressive strength. For carrying out the tests, series were defined by varying the type of cement, water/cement ratio (0.4 and 0.7) and curing period (7 and 28 days). From this procedure it was found that the adoption of a low water/cement ratio and the prolongation of curing period are extremely beneficial to the concrete, it causes the decrease in porosity and, consequently, increased compressive strength, besides making concrete more resistant to penetration of chloride ions. Considering the test conditions in which the experiments was developed, it became evident that the specimens molded with cement CPIII-40 showed higher resistance to corrosion initiated by chloride ions, higher compressive strength and lower capillary absorption.

Keywords: Corrosion. Chloride ions. Durability. Cement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Representação esquemática de um modelo de equilíbrio de uma estrutura onde se consideram os fatores relacionados à durabilidade (SELINGER, 1992)	33
Figura 2.2 – Modelo de vida útil (TUUTTI, 1982 <i>apud</i> HELENE, 1993)	35
Figura 2.3 – Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando-se por referência o fenômeno de corrosão das armaduras (HELENE, 1993)	36
Figura 2.4 – Formação da pilha de corrosão (ANDRADE, C., 1992)	41
Figura 2.5 - Desenho esquemático da morfologia da corrosão: (a) Corrosão generalizada; (b) Corrosão localizada por pite; (c) Corrosão localizada sob tensão (ANDRADE, C., 1992) ...	42
Figura 2.6 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico. Potencial versus pH para o sistema Fe - H ₂ O a 25°C (adaptado por SANTOS, 2006)	43
Figura 2.7 - Configuração do circuito para determinação do potencial de corrosão (ASTM C 876, 2009)	47
Figura 2.8 – Representação esquemática de uma estrutura de concreto armado exposta à água do mar (adaptado de MEHTA; MONTEIRO, 2008)	56
Figura 2.9 – Formas de ocorrência de íons cloretos na estrutura do concreto (TUUTTI, 1982 <i>apud</i> CASCUDO, 1997)	57
Figura 2.10 - Efeito do conteúdo de C ₃ A do cimento, no tempo de iniciação da corrosão da armadura do concreto (RASHEEDUZZAFAR <i>et al.</i> , 1990)	65
Figura 2.11 – Influência da espessura de cobrimento no processo corrosivo (PEREIRA <i>et al.</i> , 2010)	70
Figura 2.12 - Teor de umidade dos poros do concreto em função da umidade do ambiente (ANDRADE, C., 1992)	73
Figura 2.13 - Coeficiente de difusão dos cloretos em corpos-de-prova de argamassas utilizando CEM-I e CEM-V expostos à temperatura de 5, 21 e 35 °C (NGUYEN; LORENTE; CARCASSES, 2009)	75
Figura 3.1 – Curva de distribuição granulométrica do agregado, em que se classifica segundo a ABNT NBR 7211:2009 como agregado de zona utilizável	84
Figura 3.2 - Variação da pressão de água ao longo da altura dos corpos-de-prova	88
Figura 3.3 – Corte vertical e horizontal dos corpos-de-prova	92

Figura 4.1 - Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 7 dias de cura e relação a/c = 0,7	98
Figura 4.2 - Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 28 dias de cura e relação a/c = 0,7	99
Figura 4.3 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com relação a/c = 0,7	100
Figura 4.4 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 7 dias de cura e relação a/c = 0,4	101
Figura 4.5 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 28 dias de cura e relação a/c = 0,4	102
Figura 4.6 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com relação a/c = 0,4	103
Figura 4.7 – Efeito da relação água/cimento na absorção capilar	104
Figura 4.8 – Efeito do tipo de cimento na absorção capilar	105
Figura 4.9 – Relação entre a absorção capilar e a altura de ascensão capilar máxima	107
Figura 4.10 – Absortividade, em $\text{Kg/m}^2 \cdot \text{h}^{1/2}$, para as duas relações água/cimento estudadas	109
Figura 4.11 – Absorção por imersão às 72h em relação à massa dos corpos-de-prova	111
Figura 4.12 – Relação entre a porcentagem de água absorvida e o teor de pasta para as séries com relação a/c=0,4	113
Figura 4.13 – Valores de resistência à compressão para cada série estudada	114
Figura 4.14 – Efeito da relação água/cimento na resistência à compressão	116
Figura 4.15 – Efeito do tipo de cimento na resistência à compressão	116
Figura 4.16 – Evoluções da variação de massa das séries com relação a/c = 0,7 e cura de 7 dias	119
Figura 4.17 – Evoluções da variação de massa das séries com relação a/c = 0,7 e cura de 28 dias	120
Figura 4.18 – Evoluções da variação de massa das séries com relação a/c = 0,4 e cura de 7 dias	121
Figura 4.19 – Evoluções da variação de massa das séries com relação a/c = 0,4 e cura de 28 dias	122

Figura 4.20 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação a/c = 0,7 e cura de 7 dias	124
Figura 4.21 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação a/c = 0,7 e cura de 28 dias	125
Figura 4.22 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação a/c = 0,4 e cura de 7 dias	126
Figura 4.23 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação a/c = 0,4 e cura de 28 dias	128
Figura 4.24 – Gráfico de interação entre os fatores para o ensaio de absorção por capilaridade	132
Figura 4.25 - Gráfico de interação entre os fatores para o ensaio de absorção por imersão .	134
Figura 4.26 - Gráfico de interação entre os fatores para o ensaio de resistência à compressão	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos e características dos cimentos normalizados no Brasil	30
Tabela 2.2 - Parâmetros para avaliação dos valores de potencial de corrosão conforme a ASTM C 876 (2009)	48
Tabela 2.3 - Classes de agressividade ambiental segundo a ABNT NBR 6118:2007	59
Tabela 2.4 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto, conforme ABNT NBR 6118:2007	62
Tabela 2.5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm, conforme ABNT NBR 6118:2007	71
Tabela 2.6 - Intervalos de valores de íons cloretos necessário para iniciar o processo corrosivo, expresso em diferentes formas (ALONSO <i>et al.</i> , 2000)	77
Tabela 2.7 – Intervalos de teor total de íons cloretos necessário para despassivar a armadura de acordo com o método de detecção utilizado, expressos em porcentagem de íons de cloro relativos à massa de cimento (XU; JIANG; WANG, 2009)	78
Tabela 3.1 – Variáveis independentes da pesquisa	80
Tabela 3.2 – Variáveis dependentes da pesquisa	81
Tabela 3.3 – Determinações químicas dos cimentos	82
Tabela 3.4 – Características e propriedades dos cimentos	82
Tabela 3.5 – Caracterização da areia utilizada no programa experimental	83
Tabela 3.6 – Determinação das séries e da quantidade de corpos-de-prova	86
Tabela 3.7 – Etapas do ensaio cíclico	96
Tabela 4.1 – Altura de ascensão capilar máxima interna para as séries estudadas	106
Tabela 4.2 – Traço e teor de pasta das séries estudadas	112
Tabela 4.3 – Fatores (variáveis explicativas) e os níveis correspondentes a cada fator	130
Tabela 4.4 – Análise de variância para absorção de água por capilaridade	131
Tabela 4.5 – Análise de variância para absorção de água por imersão	133
Tabela 4.6 - Análise de variância para resistência à compressão	135

Tabela 4.7 - Análise de variância para potencial de corrosão aos 21 dias de ensaio	138
Tabela 4.8 - Análise de variância para potencial de corrosão aos 42 dias de ensaio	139
Tabela 4.9 - Análise de variância para potencial último de corrosão	140
Tabela 4.10 – Resumo das análises de variâncias para o ensaio de potencial de corrosão ...	141

LISTA DE FOTOS

Foto 3.1 – Corpos-de-prova na estufa para realização do ensaio de absorção por imersão	88
Foto 3.2 – Ensaio de absorção por imersão	88
Foto 3.3 – Ensaio de absorção por capilaridade	89
Foto 3.4 – Corpos-de-prova sobre os suportes durante o ensaio de absorção por capilaridade	89
Foto 3.5 - Barras imersas em solução de ácido clorídrico	93
Foto 3.6 – Barra sendo lavada e escovada em água corrente	93
Foto 3.7 – Barras imersas em solução de acetona	93
Foto 3.8 – Barra sendo secada com jato de ar quente	93
Foto 3.9 – Delimitação da área de exposição da barra	94
Foto 3.10 – Barras dispostas no dessecador	94
Foto 3.11 - Misturador mecânico utilizado na moldagem dos corpos-de-prova prismáticos .	94
Foto 3.12 – Areia sendo adicionada para confecção da argamassa	94
Foto 3.13 – Fôrma utilizada para moldagem dos corpos-de-prova prismáticos	95
Foto 3.14 – Moldagem dos corpos-de-prova prismáticos	95
Foto 3.15 – Corpos-de-prova prismáticos ainda nos moldes na câmara úmida	95
Foto 3.16 – Corpos-de-prova prismáticos com fios conectados à extremidade das barras	95
Foto 3.17 – Corpos-de-prova na condição de parcialmente submersos	97
Foto 3.18 – Medição de potencial de corrosão sendo realizada	97
Foto 4.1 – Altura capilar observada em corpo-de-prova com relação água/cimento igual a 0,7	106
Foto 4.2 – Altura capilar observada em corpo-de-prova com relação água/cimento igual a 0,4	106
Foto 4.3 - Corpo-de-prova da série F1 (CPIV-32 – a/c=0,4) fissurado	127
Foto 4.4 – Corpo-de-prova da série F2 (CPIV-32 – a/c=0,4) fissurado	127

LISTA DE SÍMBOLOS

°C.....	Grau Celsius
a.....	Quantidade de areia do traço
A.....	Seção do meio poroso
Å.....	Angström (10^{-10})
a/c.....	Relação água/cimento
C.....	Concentração de íons na solução
C-S-H.....	Proporções variáveis de CaO, SiO ₂ e H ₂ O
C ₂ S.....	Silicato dicálcico
C ₃ A.....	Aluminato tricálcico
C ₃ S.....	Silicato tricálcico
C ₄ AF.....	Ferro aluminato tetracálcico
Ca(OH) ₂	Hidróxido de cálcio / Portlandita
CaCl ₂	Cloreto de cálcio
cca.....	Centímetro de coluna de água
Cl ⁻	Íon de cloro
CO ₂	Dióxido de carbono
ESC.....	Eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre
D.....	Coeficiente efetivo de difusão
e ⁻	Elétron
E _{corr}	Potencial de corrosão
Fe.....	Ferro
Fe(OH) ₂	Hidróxido de ferro
h.....	Altura ou penetração da água no capilar

H.....Altura de coluna d'água
HAC.....Cimento com alto teor de alumina
H₂O.....Monóxido de hidrogênio
HCl.....Ácido clorídrico
Hg.....Mercúrio
i.....Volume de água absorvida por unidade de área
J.....Fluxo de íons
K_h.....Permeabilidade hidráulica
KOH.....Hidróxido de potássio
L.....Comprimento da amostra
μ.....Micro (milionésimo - 10⁻⁶)
MgCl₂.....Cloreto de magnésio
Mv.....Variação de massa dos corpos-de-prova
n.....Nano (bilionésimo - 10⁻⁹)
NaCl.....Cloreto de sódio
NaOH.....Hidróxido de sódio
O₂.....Oxigênio
OH⁻.....Íon hidroxila
pH.....Potencial hidrogênioônico
r.....Raio do capilar
R² ajustado.....Coeficiente de determinação ajustado
S.....Absortividade
t.....Tempo
T.....Tempo
V_f.....Velocidade do fluxo volumétrico

X.....Profundidade considerada

γMassa específica da água

νTensão superficial da água

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	22
1.1 Importância do tema	22
1.2 Objetivo geral	25
1.3 Objetivos específicos	25
1.4 Estrutura do trabalho	25
2 REFERENCIAL TEÓRICO	27
2.1 Cimento Portland	27
2.1.1 Histórico	27
2.1.2 Tipos de cimento Portland	28
2.2 Durabilidade e vida útil	31
2.2.1 Durabilidade	31
2.2.2 Vida útil	34
2.3 Aspectos da microestrutura do concreto	37
2.3.1 Hidratação do cimento Portland	37
2.3.2 Estrutura dos poros	39
2.4 Corrosão das armaduras	40
2.4.1 Fundamentos da corrosão	40
2.4.2 Passivação das armaduras no concreto armado	43
2.4.3 Natureza eletroquímica da corrosão de armaduras no concreto	44
2.4.4 Técnicas para avaliação da corrosão	46
2.5 Mecanismos de transporte	48
2.5.1 Difusão	50
2.5.2 Permeabilidade	51
2.5.3 Sucção capilar	52
2.6 Corrosão devido à ação de íons cloretos	55
2.6.1 Introdução	55
2.6.2 Fatores que influenciam na corrosão por cloretos	58
2.6.2.1 Agentes ambientais	58
2.6.2.2 Relação água/cimento	60

2.6.2.3 Condições de cura	62
2.6.2.4 Composição química do cimento	64
2.6.2.5 Adições	66
2.6.2.6 Fissuras e cobrimento	68
2.6.2.7 Carbonatação	71
2.6.2.8 Teor de umidade, resistividade e disponibilidade de oxigênio	73
2.6.2.9 Temperatura	74
2.6.2.10 Proporção de cloretos	76
2.6.2.11 Tipo de <i>cátion</i> associado	78
3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	80
3.1 Variáveis estudadas	80
3.1.1 Variáveis independentes	80
3.1.2 Variáveis dependentes	80
3.2 Caracterização dos materiais	81
3.2.1 Cimento	81
3.2.1.1 Determinações químicas	81
3.2.1.2 Características físicas e propriedades mecânicas	82
3.2.2 Areia	83
3.2.3 Armadura	84
3.2.4 Água	84
3.3 Definição das séries dos ensaios	84
3.4 Ensaios complementares	86
3.4.1 Absorção de água	87
3.4.1.1 Absorção por imersão	87
3.4.1.2 Absorção por capilaridade	89
3.4.2 Resistência à compressão	90
3.5 Ensaio de penetração de cloretos	91
3.5.1 Preparação das barras	92
3.5.2 Moldagem dos corpos-de-prova	94
3.5.3 Metodologia empregada no ensaio acelerado de corrosão	96
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	98

4.1 Ensaio de absorção por capilaridade	98
4.1.1 Relação água/cimento = 0,7	98
4.1.2 Relação água/cimento = 0,4	101
4.1.3 Altura de ascensão capilar	105
4.1.4 Absortividade	107
4.2 Ensaio de absorção por imersão	110
4.3 Ensaio de resistência à compressão	113
4.4 Ensaio de corrosão acelerada	117
4.4.1 Evolução da variação de massa (Mv)	117
4.4.1.1 Evolução da variação de massa (Mv) (a/c=0,7)	118
4.4.1.2 Evolução da variação de massa (Mv) (a/c=0,4)	120
4.4.2 Evolução do potencial de corrosão (E_{corr})	123
4.4.2.1 Evolução do potencial de corrosão (E_{corr}) (a/c=0,7)	123
4.4.2.2 Evolução do potencial de corrosão (E_{corr}) (a/c=0,4)	126
4.5 Planejamento experimental	129
4.5.1 Absorção de água por capilaridade	131
4.5.2 Absorção de água por imersão	133
4.5.3 Resistência à compressão	135
4.5.4 Potencial de corrosão	137
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
5.1 Conclusões	143
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	144
REFERÊNCIAS	145

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância do tema

O concreto representa um dos principais materiais de construção que vem sendo largamente utilizado na sociedade moderna. O concreto de cimento Portland é o material de construção mais adequado para as estruturas, superando alternativas, também viáveis, como o aço e a madeira (HELENE, 2007). Quando se utiliza o concreto juntamente com o aço, combina-se a resistência à compressão, proporcionada pelo concreto, com a resistência à tração, devida ao aço. Esta combinação permite uma variedade de aplicações, ainda maior, na construção de estruturas.

No Brasil, o uso do concreto armado teve início no princípio do século XX, intensificando-se a partir da década de 50, devido ao crescente número de pessoas que migraram do campo para as capitais, em busca de melhores condições de vida (ANDRADE, T.; COSTA E SILVA, 2005). Por um longo período, acreditou-se que a durabilidade deste material era ilimitada, prevalecendo a crença de que as estruturas não necessitavam de manutenção durante sua vida útil. Durante as décadas de 1980 e 1990, a percepção inicial sobre durabilidade do concreto foi alterada com o surgimento de manifestações patológicas que ocasionaram danos significativos e frequentes nas estruturas (PEREIRA *et al.*, 2010).

Diversos estudos foram realizados no país para expor as incidências de manifestações patológicas nas edificações. Levantamentos realizados por Nince (1996) revelaram que 30,1% das estruturas em Brasília foram atacadas por corrosão de armaduras. Andrade, J. (1997), também pesquisando sobre a incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado, mostrou que a corrosão de armaduras representa 64% das manifestações encontradas nas edificações de Pernambuco. Para Pereira *et al.* (2010), a corrosão de armaduras destaca-se como um dos mais importantes e onerosos processos de deterioração.

Em termos econômicos, a corrosão atinge proporções significativas; estima-se que perto de 5% da renda de países industrializados são dedicados à prevenção da corrosão e na manutenção ou substituição de produtos perdidos ou contaminados, como um resultado das reações de corrosão (CALLISTER, 2000).

A corrosão de armaduras, uma das principais causas de deterioração das estruturas de concreto armado, pode ser definida como um processo eletroquímico que provoca a degradação (oxidação) do aço do concreto (HUSNI *et al.*, 2007). Este processo causa perda da seção das barras de aço, além de ocasionar a formação de produtos expansivos no interior do concreto provocando fissuração, lascamento e o destacamento do cobrimento. Em estágios avançados, pode comprometer a segurança estrutural, podendo implicar no colapso das estruturas de concreto afetadas (CASCUDO, 2005).

Para que ocorra a corrosão é necessário a despassivação da armadura; inicialmente o concreto apresenta um pH maior que 12,5, ou seja, encontra-se em um meio alcalino proporcionado por hidróxidos. Como consequência da alta alcalinidade, é formada na superfície do aço do concreto armado uma película de óxidos que protege a armadura e atua como uma barreira. No entanto, o estado passivo apresentado pela armadura pode ser comprometido pela ação de íons cloretos em quantidade suficiente ou pela diminuição da alcalinidade do concreto, devido especialmente ao processo de carbonatação.

A despassivação determina o fim do período de iniciação da corrosão, que é o período no qual as substâncias agressivas penetram avançando progressivamente até a armadura (TUUTTI, 1982 *apud* HELENE, 1993).

A relação água/cimento e as condições de cura são os principais fatores que limitam o ingresso de substâncias agressivas no concreto, uma vez que exercem influência sobre a porosidade do concreto, ou seja, interferem na forma, no volume e na distribuição do tamanho dos poros. Desse modo, o ingresso de substâncias agressivas atenua-se com o aumento do período de cura e com a redução da relação água/cimento. Cascudo (2005) afirma que vários aspectos tecnológicos (relação água/cimento, distribuição granulométrica, composição química) do concreto contribuem para a redução do índice de vazios e para o aumento da compacidade do concreto, diminuindo, desta forma, o transporte de agentes agressivos para o interior da estrutura.

É amplamente reconhecido que a corrosão do aço presente no concreto induzida por íons cloretos pode conduzir a uma rápida deterioração das estruturas de concreto armado. Este tipo de corrosão é influenciado por diversos fatores, tais como: o pH, a concentração de aluminato tricálcico (C_3A) no cimento, ou seja, pela sua composição química, além dos fatores

tecnológicos citados anteriormente. A presença de uma concentração crítica de íons de cloro em contato com a armadura irá provocar a despassivação, abrindo caminho ao processo de corrosão, que após se propagar, contribuirá para a perda de desempenho mecânico da estrutura.

A literatura sobre durabilidade das estruturas de concreto armado considera a corrosão iniciada por íons cloretos o ataque mais severo e a principal causa de corrosão prematura em estruturas de concreto armado (AYRA; BUENFELD; NEWMAN, 1990; DELLINGHAUSEN *et al.*, 2009; HELENE, 1993; MEHTA; MONTEIRO, 2008; NGUYEN; LORENTE; CARCASSES, 2009; RASHEEDUZZAFAR *et al.*, 1990). Andrade, C. (1992) corrobora tal afirmativa, declarando que a situação mais agressiva efetivamente e responsável pelo maior número de casos de corrosão de armaduras é a presença de íons cloretos. Stanish, Hooton e Thomas (1997) afirmam que, para pontes em concreto armado, o ingresso de cloretos na estrutura representa uma das principais formas de ataque ambiental.

A atual norma brasileira ABNT NBR 6118:2007 (Projeto de estruturas de concreto) segue a tendência internacional, uma vez que especifica classes de agressividade ou de exposição; tal detalhamento visa, entretanto, garantir a durabilidade somente por meio da definição da relação água/cimento máxima, do cobrimento mínimo e da resistência à compressão mínima, não levando em consideração o tipo de cimento utilizado e a vida útil mínima que a estrutura deverá atingir (SILVA, M.; SILVA, V.; TANESI, 2010).

Tendo em vista as exposições anteriormente aludidas, faz-se necessário um estudo que compare o desempenho dos principais tipos de cimento existentes no mercado da região Nordeste frente à corrosão ocasionada por íons cloretos que depende, fundamentalmente, da composição química deste material. Os resultados apresentados serão úteis para que os tecnólogos de concreto especifiquem corretamente o tipo de cimento a ser utilizado em estruturas inseridas em ambientes potencialmente agressivos devido à presença de íons cloretos.

1.2. Objetivo geral

O objetivo desta dissertação é estudar a capacidade de proteção de alguns tipos de cimento da região Nordeste, CII-Z-32 (cimento Portland composto com pozolana), CIII-40 (cimento Portland de alto-forno), e CIV-32 (cimento Portland pozolânico), quanto à corrosão das armaduras sob a ação de íons cloretos, utilizando ensaio acelerado de corrosão, que permite avaliar de forma comparativa o desempenho dos cimentos estudados.

1.3. Objetivos específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são:

- Analisar a influência do tipo do cimento no ensaio acelerado de corrosão em ambientes contaminados por cloretos;
- Analisar a influência da relação água/cimento no ensaio acelerado de corrosão em ambientes contaminados por cloretos;
- Analisar a influência do período de cura no ensaio acelerado de corrosão em ambientes contaminados por cloretos;
- Discutir os resultados abordando a influência da estrutura física da argamassa e analisando os resultados encontrados no ensaio de corrosão acelerada.

1.4. Estrutura do trabalho

A presente dissertação foi estruturada em 5 Capítulos, sendo o Capítulo 1 a Introdução, na qual é apresentada a justificativa e a importância do assunto, bem como os objetivos deste trabalho.

O Capítulo 2 é composto por temas relevantes para o completo entendimento deste trabalho; apresenta-se inicialmente um breve histórico acerca do cimento Portland, os diferentes tipos de cimento Portland existentes no mercado brasileiro, suas características, propriedades e

aplicações. Em seguida, são apresentados os conceitos a respeito da durabilidade e vida útil das estruturas e aspectos sobre a microestrutura do concreto. Posteriormente, faz-se uma abordagem acerca da corrosão de armaduras e das técnicas utilizadas para avaliação do processo corrosivo. Discutem-se também, os principais mecanismos de transporte que atuam em estruturas de concreto armado.

Ainda no Capítulo 2, apresenta-se o tema da corrosão de armaduras iniciadas devido à ação de íons cloretos e os principais fatores intervenientes neste processo de corrosão; esta é uma parte importante do trabalho visto que a investigação realizada refere-se à corrosão desencadeada por íons cloretos.

O procedimento experimental utilizado neste trabalho está descrito no Capítulo 3. Inicialmente apresentam-se as variáveis estudadas, os materiais utilizados e a definição das séries dos ensaios. Em seguida, comentam-se os procedimentos utilizados em cada ensaio realizado.

O Capítulo 4 traz a apresentação de todos os resultados obtidos nesta pesquisa, a modelagem estatística e discussão dos referidos resultados.

Por fim, apresentam-se no Capítulo 5 as considerações finais e as conclusões do trabalho, realizadas tendo como base a análise dos resultados; nesse Capítulo também são apresentadas sugestões para realização de trabalhos futuros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Cimento Portland

2.1.1 Histórico

A origem do cimento remonta há 4.500 anos, quando já se utilizavam misturas com propriedades de endurecimento em grandes construções, tais como o Coliseu de Roma, o Panteão da Grécia e a Grande Muralha da China. Entretanto, o cimento só foi patenteado em 1824 por Joseph Aspdin, um construtor de Leeds - Reino Unido, que recebeu do Rei George da Inglaterra a patente número 5022 do cimento Portland, registrada em 21 de outubro de 1824. Ele queimou conjuntamente pedras calcárias e argila, transformando-as num pó fino com propriedades cimentícias. A mistura não se dissolvia em água e foi batizada pelo construtor com o nome de cimento Portland, pois apresentava semelhança de qualidade e cor com as rochas calcárias da ilha britânica de Portland (BATTAGIN, A.; BATTAGIN, I., 2010; KIHARA; CENTURIONE, 2005).

Na verdade, Aspdin parece ter se baseado em seus antecessores, sobretudo Vicat, para produzir o ligante hidráulico; Vicat obteve cimento da mistura, em proporções ideais, de calcários e conteúdo adequado de argila (KIHARA; CENTURIONE, 2005).

O cimento Portland é utilizado em inúmeras aplicações na construção civil, através da confecção de pastas, argamassas e concretos que são utilizados para executar estruturas em concreto armado como lajes, vigas e pilares, pavimentos, tubulações, fundações, dentre outras.

A propriedade mais empregada e conhecida dos compósitos preparados a partir do cimento Portland é a resistência à compressão, pois outras características derivam ou estão relacionadas a este parâmetro (TUTIKIAN; HELENE, 2011; JACINTHO; GIONGO, 2005). No entanto, outras propriedades como trabalhabilidade, reatividade com outros materiais e, especialmente, sua durabilidade, permitem a diversidade de aplicações na construção civil.

2.1.2 Tipos de cimento Portland

O cimento Portland pode ser definido como um ligante hidráulico obtido pela moagem do clínquer Portland, em conjunto com sulfato de cálcio, em proporções que variam aproximadamente de 3% a 5% em massa, e adições, de acordo com o tipo de cimento, durante o processo de fabricação (BATTAGIN, A.; BATTAGIN, I., 2010).

O principal constituinte do cimento Portland é o clínquer Portland, o qual é resultante da calcinação a aproximadamente 1450°C de uma mistura de calcário e argila e eventuais corretivos químicos, empregados a fim de garantir as condições químicas ideais da mistura dentro de limites específicos (KIHARA; CENTURIONE, 2005).

Atualmente, o mercado brasileiro dispõe de vários tipos de cimento Portland, sendo o Cimento Portland Comum (CPI) a referência a todos os tipos disponíveis. A seguir são apresentados os tipos de cimento regidos pelas normas da ABNT:

- Cimento Portland Comum (CPI)
 - a. CPI – Cimento Portland Comum
 - b. CPI-S – Cimento Portland Comum com Adição
- Cimento Portland Composto (CPII)
 - a. CPII-E - Cimento Portland Composto com Escória
 - b. CPII-Z - Cimento Portland Composto com Pozolana
 - c. CPII-F - Cimento Portland Composto com Fíler
- Cimento Portland de Alto-Forno (CPIII)
- Cimento Portland Pozolânico (CPIV)
- Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV-ARI)
- Cimento Portland Resistente a Sulfatos (RS)
- Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação (BC)
- Cimento Portland Branco (CPB)
- Cimento Portland para Poços Petrolíferos

Estes tipos de cimento se diferenciam pela proporção dos componentes (clínquer, sulfatos de cálcio, material carbonático e adições) utilizados no processo de fabricação, além de suas propriedades intrínsecas, como baixo calor de hidratação, resistência inicial, cor, resistência a agentes agressivos etc.

A adição de materiais finamente moídos ao concreto, normalmente chamados de adições minerais, misturados ao clínquer na fase de moagem ou por ocasião da mistura na betoneira, é prática comum na atual tecnologia do concreto. As adições minerais são utilizadas por razões que vão desde a melhoria das propriedades do concreto (trabalhabilidade, resistência à compressão, refinamento dos poros) até a preservação do meio ambiente, uma vez que diminuem a extração de matérias primas, permitem o aproveitamento de resíduos antes descartados e diminuem a emissão de gases do efeito estufa (BATTAGIN, A.; BATTAGIN, I., 2010; SILVA, M., 2010).

Há também justificativas econômicas, pois as adições minerais têm custos e preços menores quando comparadas ao cimento Portland. Tecnicamente, o aumento da durabilidade é uma das razões mais relevantes para a utilização de adições minerais, particularmente pozolanas e escórias de alto-forno, na produção de cimentos (SILVA, M., 2010). Kihara e Centurione (2005) afirmam que as escórias granuladas de alto-forno e os materiais pozolânicos são consagrados em todo o mundo por seus vantajosos desempenhos quando adicionados ao cimento Portland.

São considerados pozolânicos os materiais silicosos ou silicoaluminosos que possuem pouca ou nenhuma atividade ligante, porém, quando finamente divididos e em presença de água, reagem com o hidróxido de cálcio para formar compostos com propriedades cimentícias (ABNT NBR 5736:1991). As pozolanas podem ser naturais, como as cinzas vulcânicas e a terra diatomácea, ou originadas por algum processamento industrial, como a cinza de casca de arroz, cinza volante, a sílica ativa e a argila calcinada.

Já a escória de alto-forno é um subproduto do tratamento de minério de ferro, obtido sob a forma granulada devido ao resfriamento brusco, constituída predominantemente por silicatos e aluminosilicatos de cálcio (ABNT NBR 5735:1991). A escória granulada de alto-forno tem aparência similar a uma areia natural com forma mais angular, possui excelentes propriedades hidráulicas, ou seja, tem a capacidade de reagir desde que existam ativadores (Ex: $\text{Ca}(\text{OH})_2$,

clínquer Portland) para participarem como reagente. No Brasil, 95% da escória de alto-forno produzida são granulares e cerca de 95% dessa produção são destinadas à indústria do cimento e do concreto (SILVA, M., 2010).

As composições dos tipos de cimentos normalizados no Brasil estão apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Tipos e características dos cimentos normalizados no Brasil.

Tipo de cimento Portland	Sigla	Classes de resistência aos 28 dias (MPa)	Componentes em massa %				ABNT NBR
			Clínquer + Sulfatos	Escória granulada de alto-forno	Material pozolânico	Material carbonático	
Comum	CPI	25-32-40	100	0			5732:1991
	CPI-S	25-32-40	99-95	1-5			
Composto	CPII-E	25-32-40	94-56	6-34	-	0-10	11578:1991
	CPII-Z	25-32-40	94-76	-	6-14	0-10	
	CPII-F	25-32-40	94-90	-	-	6-10	
Alto-Forno	CPIII	25-32-40	65-25	35-70	-	0-5	5735:1991
Pozolânico	CPIV	25-32	85-45	-	15-50	0-5	5736:1991
Alta Resistência Inicial	CPV-ARI	34 (7 dias)	100-95	-	-	0-5	5733:1991
Branco Estrutural	CPB	25-32-40	100-75	-	-	0-25	12989:1993
Branco não-estrutural	CPB	-	74-50	-	-	26-50	
Para Poços Petrolíferos	CPP	25-32-40	100	-	-	-	9831:2006

De acordo com a ABNT NBR 13116:1994, os cimentos Portland de baixo calor de hidratação podem ser de qualquer um dos tipos básicos de cimento (CPI, CPII, CPIII, CPIV, CPV-ARI), desde que atendam à condição de baixa liberação de calor durante a hidratação, ou seja, despendam até 260 J/g e 300 J/g aos 3 dias e 7 dias de hidratação, respectivamente. Os cimentos de baixo calor de hidratação são designados pelas siglas e classes originais de seu tipo, acrescidas de “BC”.

Existem também os cimentos Portland resistentes a sulfatos, e como a própria nomenclatura indica, são aqueles que têm a característica de oferecer resistência aos meios agressivos sulfatados, como os encontrados em alguns tipos de solo, nas redes de esgoto ou na água do

mar. De acordo com a ABNT NBR 5737:1992, qualquer um dos tipos básicos de cimentos pode ser considerado resistente a sulfatos desde que atenda a pelo menos uma das seguintes condições:

- teor em massa de C_3A do clínquer e adições carbonáticas menor ou igual a 8% e 5%, respectivamente;
- cimentos Portland de alto-forno contendo 60% e 70%, em massa, de escória granulada de alto-forno;
- cimentos Portland pozolânicos contendo 25% a 40%, em massa, de material pozolânico;
- cimentos que comprovadamente indiquem resistência a sulfatos, através de ensaios de longa duração ou referências de obra.

Se o cimento original for de alta resistência inicial para fins específicos da ABNT NBR 5737:1992, admite-se a adição de escória de alto-forno ou materiais pozolânicos. Os cimentos resistentes a sulfatos são designados pela sigla original do seu tipo de cimento, acrescidas de “RS”.

Conforme já mencionado anteriormente, os cimentos empregados nesta pesquisa foram o CPII-Z-32 (cimento Portland composto com pozolana), CPIII-40 (cimento Portland de alto forno), e CPIV-32 (cimento Portland pozolânico).

2.2 Durabilidade e vida útil

2.2.1 Durabilidade

Atualmente é sabido que as estruturas de concreto apresentam durabilidade limitada, tendo em vista os inúmeros danos que ocorrem nelas pelo efeito da agressividade ambiental, associada aos problemas decorrentes de projetos inadequados, especificação incorreta de materiais e da utilização de práticas executivas impróprias durante as diversas fases da construção.

Andrade, T. (2005) afirma que a preocupação sobre a durabilidade das estruturas no Brasil tomou impulso a partir dos anos 90, com o crescente número de estruturas deterioradas. Nessa mesma época ocorreu a formação dos primeiros pesquisadores e núcleos de pesquisa sobre o assunto no país. No entanto, o pesquisador salienta que se deve elevar a conscientização de todos sobre a importância da durabilidade das estruturas de concreto, sob os aspectos socioeconômicos e de segurança para a sociedade.

A durabilidade oferece implicações socioeconômicas, pois o custo de reparo e substituição de estruturas representa uma parte substancial do orçamento total da construção. Estima-se que em países industrialmente desenvolvidos, cerca de 40% do total de recursos das indústrias da construção estão sendo aplicados em reparo e manutenção de estruturas existentes, enquanto que 60% são aplicados em novas construções (MEHTA; MONTEIRO, 2008). De acordo com os mesmos autores, existe também a percepção ecológica, uma vez que a utilização de materiais de construção duradouros pode ajudar na conservação dos recursos naturais. Além disso, as falhas em estruturas têm mostrado que os custos sociais podem ser muito mais altos para a sociedade; como exemplo, cita-se as quedas de marquises que já ocasionaram mortes em diversas cidades do país (MELO, 2011).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, a durabilidade consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

O conceito de durabilidade mais difundido, referenciado por diversos autores (ANDRADE, J., 1997; CASTRO, 1994; HELENE, 2004; PONTES, 2006), é proposto pelo CEB-FIP, Bulletin 213/214 (1993), que faz algumas considerações para obter estruturas mais duráveis. Segundo o código, “as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e operadas de tal forma que, sob condições ambientais esperadas, elas mantenham sua segurança, funcionalidade e aparência aceitável durante um período de tempo, implícito ou explícito, sem requerer altos custos para manutenção e reparo”.

Andrade, T. (2005) afirma que a utilização de um concreto especificado corretamente não confere necessariamente durabilidade à estrutura. A característica do concreto, apesar de importante, é um dos aspectos que influenciam a durabilidade, devendo-se considerar também

detalhes arquitetônicos e construtivos, deformabilidade da estrutura, cobrimento da armadura, entre outros.

Na fase de projeto da estrutura, que antecede a execução e a utilização, deve-se buscar não só a segurança estrutural da construção, mas considerar, também, aspectos que influem na sua durabilidade, funcionalidade e estética. A Figura 2.1 ilustra esquematicamente um modelo de equilíbrio de estruturas de concreto, considerando outros fatores além das solicitações mecânicas, sugerido por Selinger (1992).

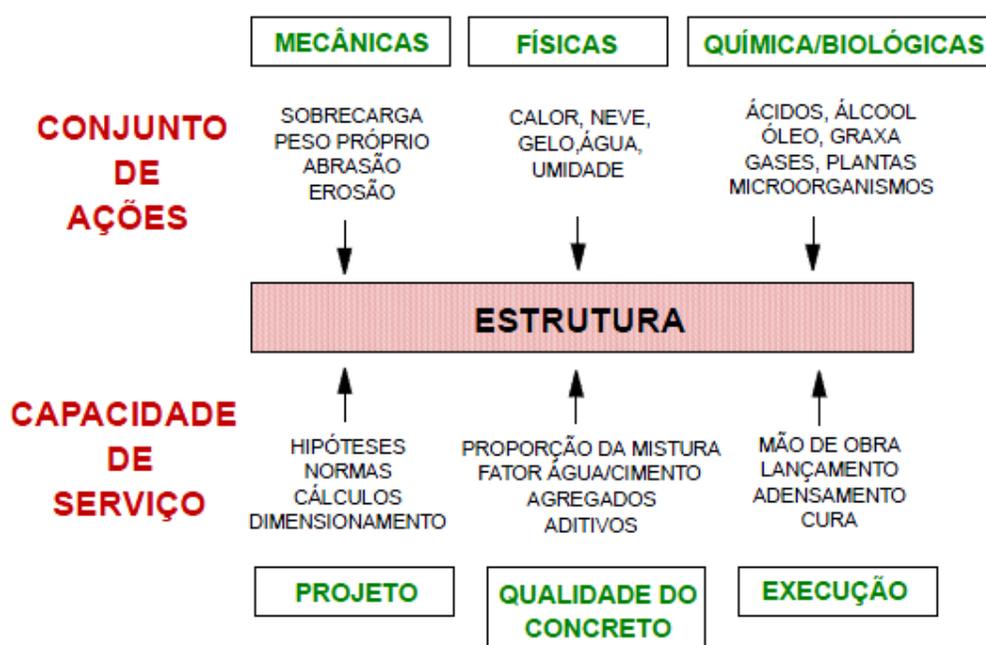


Figura 2.1 – Representação esquemática de um modelo de equilíbrio de uma estrutura onde se consideram os fatores relacionados à durabilidade (SELINGER, 1992).

Conforme a Figura 2.1, existem três tipos de ações que podem atuar sobre a estrutura, quais sejam: mecânicas (sobrecarga, abrasão, erosão etc.), físicas (calor, água, umidade, etc.) e química/biológica (ácidos, óleo, micro-organismos, etc.). A capacidade de serviço, definidas a partir do tipo de ações, depende fundamentalmente de três fatores, a saber: projeto (cálculos, dimensionamento, normas, etc.), qualidade do concreto (fator água/cimento, agregados, aditivos, etc.) e execução (mão de obra, adensamento, cura, etc.). Dessa forma as condições de estabilidade e durabilidade da estrutura serão garantidas, obtendo-se equilíbrio entre o conjunto de ações e a capacidade de serviço.

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, os mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura são a despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera e a despassivação por elevado teor de íons cloretos.

De acordo com a comunidade científica, a corrosão de armaduras é considerada a principal forma de deterioração das estruturas de concreto armado. Em estudos realizados no estado de Pernambuco, Andrade, J. (1997) constatou que a corrosão de armaduras corresponde a 64% das manifestações patológicas encontradas nas edificações. Levantamento realizado por Nince (1996), em Brasília, demonstrou que 30,1% das estruturas com manifestações patológicas apresentaram corrosão de armaduras.

Uma vez que o conceito de durabilidade é difícil de ser quantificado e utilizado no dia a dia da engenharia, é interessante que seja introduzido o conceito de vida útil das estruturas.

2.2.2 Vida útil

As estruturas de concreto armado estão sujeitas à ação de agentes agressivos que, ao longo do tempo, provocam degradação e comprometem a durabilidade das estruturas. Como o concreto armado apresenta durabilidade limitada, é importante que se projete estruturas considerando a vida útil que se deseja atingir, uma vez que uma vida útil longa pode ser considerada como sinônimo de durabilidade. Segundo Andrade, T. (2005) o conceito de útil deve estar para o projeto voltado à durabilidade, assim como a resistência característica à compressão do concreto está para o projeto estrutural.

A ABNT NBR 6118:2007 define vida útil de projeto como sendo o período de tempo durante o qual se mantém as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como a execução de reparos necessários decorrentes de danos acidentais. Esse conceito pode ser aplicado à estrutura como um todo, como também às suas partes. Sendo assim, determinadas partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

Um modelo clássico de vida útil aplicado à corrosão de armaduras foi introduzido por Tuutti (1982 *apud* HELENE, 1993) e está apresentado na Figura 2.2.

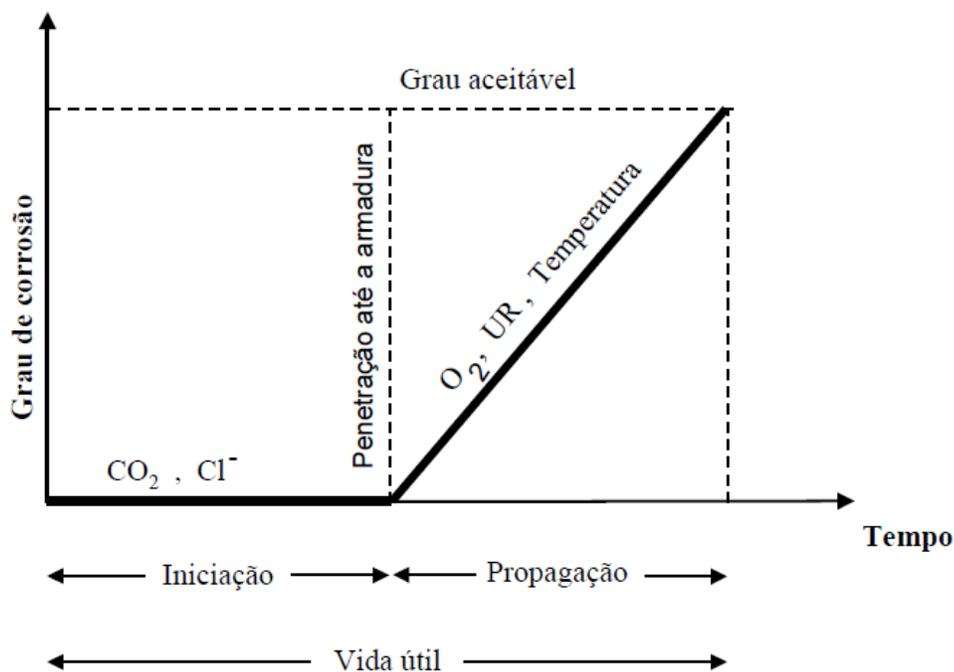


Figura 2.2 – Modelo de vida útil (TUUTTI, 1982 *apud* HELENE, 1993).

O modelo pode ser dividido em duas etapas distintas, quais sejam:

a) A primeira etapa corresponde ao período de iniciação, que vai até a despassivação da armadura. Nesta fase os agentes agressivos, que provocam a corrosão das armaduras (dióxido de carbono e íons cloretos), penetram desde o exterior até a armadura e quando atingem um teor crítico provocam o rompimento de sua camada protetora. Durante tal fase não há perda de funcionalidade da estrutura; Helene (1993) associa o período de iniciação à estimativa da vida útil de projeto.

b) A segunda etapa é caracterizada pela intensificação do processo de corrosão, ou seja, os fenômenos de degradação agem de maneira efetiva e os agentes agressivos provocam uma corrosão considerável. Esta etapa é chamada de propagação; de acordo com Helene (1993) neste período existem duas situações a serem consideradas:

- Período de tempo contado a partir do término da construção até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras, ou ainda quando há

o destacamento do concreto de cobrimento. Esse período é associado à vida útil de serviço ou utilização;

- Período de tempo que vai até a ruptura e o colapso parcial ou total da estrutura. Neste período ocorre redução significativa da secção resistente da armadura; associa-se a esse período de tempo à vida útil total.

A vida útil de uma estrutura chega ao fim quando a continuação de sua utilização se torna insegura e antieconômica, uma vez que houve deterioração suficiente para comprometer suas propriedades originais.

Na Figura 2.3 apresentam-se os conceitos de vida útil expostos anteriormente, tomando-se como base o modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982 *apud* HELENE, 1993). Existe ainda, conforme a Figura 2.3, a vida útil residual que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda é capaz de desempenhar suas funções, contado após uma dada vistoria.

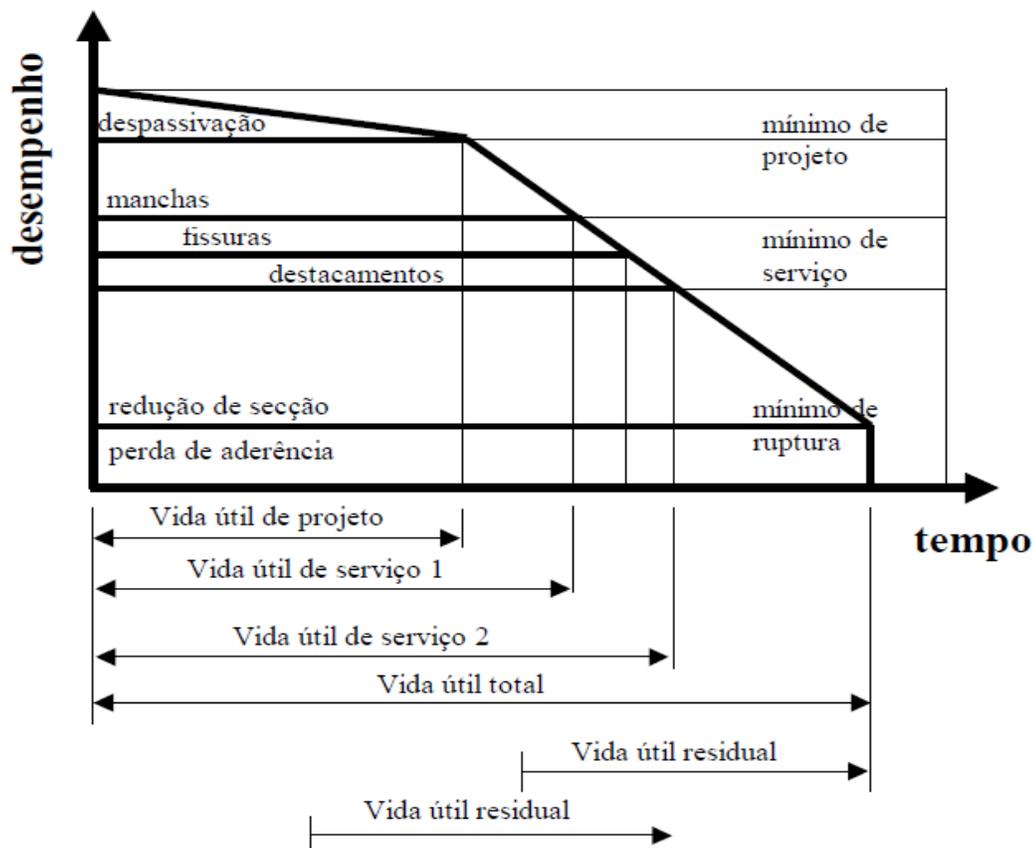


Figura 2.3 – Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando-se por referência o fenômeno de corrosão das armaduras (HELENE, 1993).

2.3 Aspectos da microestrutura do concreto

As propriedades de um material são modificadas quando sua microestrutura é alterada. Dessa forma, a durabilidade das pastas, argamassas e concretos à base de cimento Portland está diretamente relacionada com a sua microestrutura interna, ou seja, associada à porosidade desses materiais no estado endurecido. Além disso, sabe-se que os vazios presentes no concreto podem ser apresentados como caminho preferencial para deterioração de uma estrutura. A seguir, serão abordados aspectos a respeito da hidratação do cimento e da estrutura dos poros da argamassa e do concreto.

2.3.1 Hidratação do cimento Portland

O processo de hidratação do cimento Portland pode ser entendido como a estabilização pela água dos minerais do clínquer; durante a hidratação são gerados produtos constituídos, em sua maior parte, por fases de baixa cristalinidade, como C-S-H (proporções variáveis de CaO, SiO₂ e H₂O), etringita (Ca₃Al₂O₆.3CaSO₄.32H₂O) e portlandita {Ca(OH)₂}. Este processo consiste na ocorrência de reações simultâneas dos compostos anidros com água; no entanto, os componentes não se hidratam na mesma velocidade (KIHARA; CENTURIONE, 2005).

Existem dois mecanismos de hidratação do cimento Portland: a hidratação por dissolução-precipitação, que envolve a dissolução dos compostos anidros para produzir a solução - devido à sua baixa solubilidade, ocorre eventual precipitação dos hidratos - e a hidratação topoquímica, em que as reações de hidratação ocorrem diretamente na superfície dos compostos anidros do cimento, sem que eles estejam em solução (PAULON, 2005).

Segundo Mehta e Monterio (2008), os aluminatos se hidratam a uma velocidade muito maior quando comparados com os silicatos. Além disso, os mesmos autores afirmam que as características de perda de consistência e de solidificação da pasta de cimento Portland são governadas pelas reações de hidratação envolvendo os aluminatos, enquanto que os silicatos têm um papel importante na definição das características de endurecimento, ou seja, no desenvolvimento da resistência mecânica.

Para um melhor entendimento do processo de hidratação, costuma-se abordar de forma separada as reações de hidratação dos aluminatos e silicatos.

No que concerne aos aluminatos, o aluminato tricálcico (C_3A) reage de forma imediata com a água; os hidratados cristalinos (C_3AH_6 , C_4AH_{19} e C_2AH_8) se formam com a liberação de uma grande quantidade de calor. Para que o cimento Portland possa ser utilizado na construção civil, a gipsita é empregada para retardar a rápida hidratação do C_3A . Já os produtos da hidratação do ferro aluminato tetracálcico (C_4AF) variam de acordo com a concentração de sulfato no cimento (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Ainda com informações de Mehta e Monterio (2008), a hidratação da alita (C_3S - Silicato tricálcico) e belita (C_2S - Silicato dicálcico) produz uma família de silicatos de cálcio hidratados que possuem suas estruturas similares, designados simplesmente de C-S-H, variando de acordo com a relação água/cimento, a temperatura e a idade de hidratação.

De acordo com Paulon (2005), existe um consenso com relação a alguns fatos experimentais que permitem reconstruir as diferentes etapas do processo de hidratação, quais sejam:

1º etapa - logo após o contato do cimento com água, ocorre a dissolução do gesso e o início precoce da hidratação dos silicatos de cálcio, formando uma membrana de gel de C-S-H, e dos aluminatos de cálcio.

2º etapa – formam-se os primeiros cristais de etringita passíveis de serem detectados pela difratometria de raios X. Formam-se também, o monosulfoaluminato ($4CaO.Al_2O_3.SO_3.18H_2O$) e, em seguida, os aluminatos hidratados do tipo C_4AH_x . Esta etapa corresponde ao período de hidratação propriamente dito.

3º etapa - corresponde ao período final da hidratação, no qual ocorre a formação da portlandita e o decréscimo da concentração de sulfatos devido à reação da fase aluminato.

A hidratação do cimento Portland, além de depender dos componentes mineralógicos do clínquer e das adições ativas do cimento, é influenciada por fatores físicos como finura, relação água/cimento, temperatura, cura, utilização de aditivos, entre outros.

2.3.2 Estrutura dos poros

Na pasta de cimento e, conseqüentemente, na estrutura do concreto, existem vários tipos de vazios que exercem grande influência na resistência mecânica, permeabilidade, absorção capilar, dentre outras propriedades do concreto. Essa interferência nas características irá ocasionar conseqüências na durabilidade do material, visto que a durabilidade das pastas, argamassas e concretos à base de cimento Portland é governada pela sua porosidade em seu estado endurecido.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a pasta de cimento apresenta diferentes tipos de vazios os quais influenciam nas suas propriedades:

- Espaço interlamelar no C-S-H- Powers (1968) - citado por Mehta e Monteiro (2008) -, afirma que a largura do espaço interlamelar na estrutura do C-S-H é de 18\AA e estabeleceu que esse espaço representa 28% da porosidade no C-S-H sólido. Todavia, essa dimensão é muito pequena para afetar desfavoravelmente a resistência e permeabilidade da pasta.
- Vazios Capilares - corresponde ao volume não preenchido pelos produtos da hidratação da pasta de cimento, ou seja, a hidratação é um processo no qual os espaços anteriormente preenchidos pelo cimento e pela pasta irão ser ocupados pelos produtos de hidratação. O volume não ocupado consiste nos vazios capilares. O tamanho dos vazios capilares varia entre 10 nm e 5 μm , dependendo da relação água/cimento empregada.

Os poros são normalmente classificados em: poros de gel (os associados com a formação dos produtos de hidratação) e os poros capilares (o restante dos poros do sistema). Os vazios capilares com dimensão menor que 2,5 nm são chamados de microporos, responsáveis pela formação da porosidade intrínseca, que têm função importante na retração por secagem e na fluência. Os mesoporos (2,5 nm a 50 nm) e macroporos representam o sistema capilar do material e exercem maior influência nas características de resistência e permeabilidade (PAULON; KIRCHHEIM, 2011).

A distribuição de diâmetros dos poros pode ser obtida a partir da técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio (Hg).

Existe ainda, na microestrutura de argamassas e concretos, uma zona de transição nas regiões de contato entre a pasta de cimento e os agregados graúdos e grãos de areia. Segundo Paulon, (2005) esta zona, que é chamada de auréola de transição, cerca os agregados, tem cerca de 50µm e é composta por cristais de portlandita, C-S-H e etringita.

2.4 Corrosão das armaduras

2.4.1 Fundamentos da corrosão

De forma geral, os metais encontram-se na natureza, formando compostos tais como óxidos, além de outros elementos. Para utilizá-los em sua forma elementar é preciso extrair o metal mediante um processo de redução, o que requer a aplicação de certa quantidade de energia. O processo inverso pelo qual o metal volta ao seu estado natural vai acompanhado de uma redução de sua energia. Este processo, que corresponde a uma oxidação, é conhecido por corrosão e representa a destruição paulatina do metal (ANDRADE, C., 1992).

A corrosão pode ser classificada, de acordo com a natureza do processo, em química e eletroquímica. A primeira se dá por uma reação gás metal, resultando na formação de uma película de óxido, caracteriza-se por ser um processo lento e por não provocar uma deterioração substancial das superfícies metálicas. Já a corrosão em meio aquoso é um fenômeno de caráter eletroquímico, isto é, supõe a existência de uma reação de oxidação e uma de redução e a circulação de íons através do eletrólito; esta última é a que efetivamente causa problemas às obras civis (CASCUDO,1997).

O processo corrosivo implica, portanto, a constituição de uma pilha eletroquímica, como demonstra a Figura 2.4.

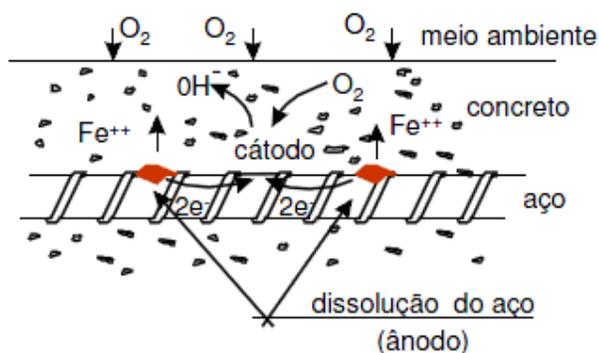
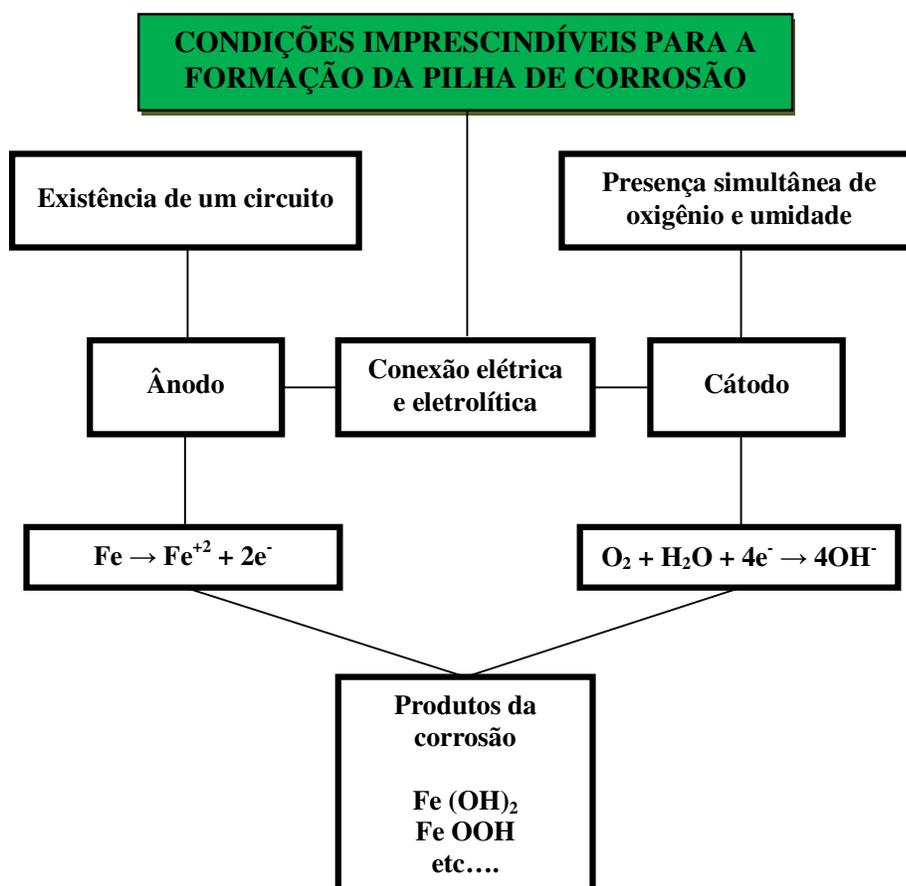


Figura 2.4 – Formação da pilha de corrosão (ANDRADE, C., 1992).

A corrosão das armaduras também pode ser classificada, segundo a morfologia, em: corrosão generalizada, corrosão sob tensão e corrosão por pite (Figura 2.5). A primeira, geralmente ocasionada pelo fenômeno de carbonatação, ocorre de maneira generalizada em toda a superfície do metal. A segunda é um tipo de corrosão localizada, a qual se dá simultaneamente com uma tensão de tração na armadura, gerando fissuras na estrutura do aço, ocorrendo geralmente em estruturas protendidas. A corrosão por pites, chamada também de corrosão puntiforme, consiste em um tipo de corrosão localizada, onde ocorre a formação de

pontos de desgaste na superfície metálica, podendo evoluir até causar a ruptura pontual da barra. Esta última é desencadeada pela presença de íons cloretos (CASCUDO, 1997).

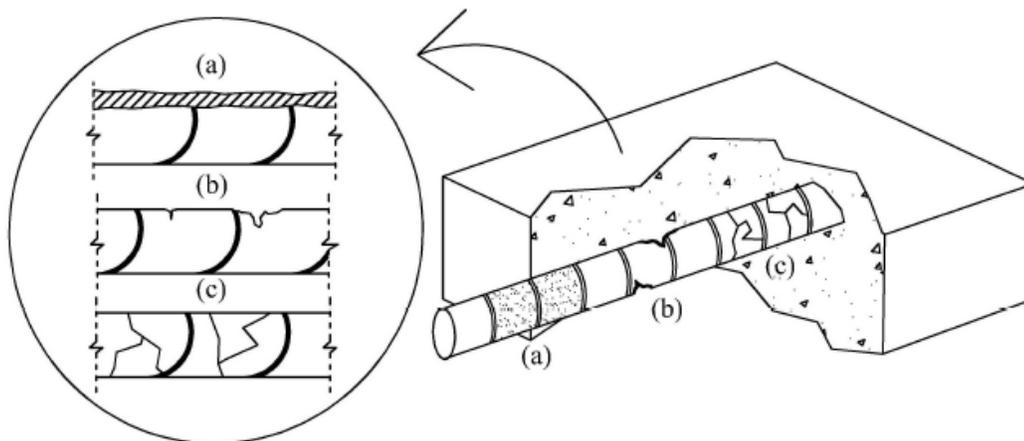


Figura 2.5 - Desenho esquemático da morfologia da corrosão: (a) Corrosão generalizada; (b) Corrosão localizada por pite; (c) Corrosão localizada sob tensão (ANDRADE, C., 1992).

A corrosão em meio aquoso dá origem a íons em dissolução, os quais podem participar de reações de equilíbrio com outros do meio, incluídos os da água. A reação de corrosão depende de uma série de reações nas quais interferem direta ou indiretamente, os íons da água, além de depender do pH do meio.

Como o potencial do processo de corrosão depende das reações de equilíbrio, pode-se estabelecer uma relação em função do pH. As condições de pH e potencial nas quais o ferro, principal elemento da liga do aço, pode sofrer corrosão, ficar passivo ou inerte, foram determinadas por Pourbaix, e são indicadas no clássico diagrama, para o Fe a 25°C. Esta representação gráfica é citada por diversos autores, tais como, Abreu (2004), Silva, F. (2006), Da Silva (2006), Helene (1993), Monteiro (2002), Pontes (2006), Santos (2006), Tessari (2001), o que demonstra a importância do modelo apresentado a seguir na Figura 2.6.

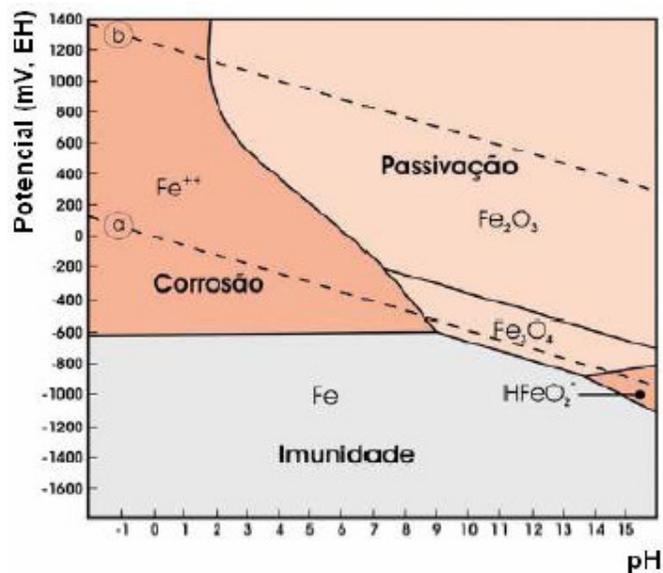


Figura 2.6 - Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico. Potencial versus pH para o sistema Fe - H₂O a 25°C (adaptado por SANTOS, 2006).

O diagrama está dividido em três zonas: corrosão, imunidade e passivação. Na zona de imunidade o metal não se corrói, permanecendo estável para qualquer valor de pH. A zona de passivação é aquela na qual o metal está protegido pela camada de óxidos transparente e imperceptível, que atua como uma barreira impedindo a oxidação posterior. E finalmente no estado de corrosão, o pH e o potencial eletroquímico estabelecem condições termodinâmicas para que os óxidos da capa passiva não sejam mais estáveis. Os íons do metal representam a fase estável.

2.4.2 Passivação das armaduras no concreto armado

A armadura encontra-se no interior do concreto em meio altamente alcalino, com pH entre 12,5 a 13,5. Esta alcalinidade provém da fase líquida constituinte dos poros do concreto, representada basicamente por uma solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂), hidróxido de sódio (NaOH) e hidróxido de potássio (KOH), originada das reações de hidratação do cimento (CASCUDO, 1997).

Nas condições de passividade um metal resiste satisfatoriamente à corrosão em um meio no qual ele normalmente se dissolveria, uma vez que apresenta um potencial mais nobre (de menor potencial), isto é, menos ativo que normalmente apresentado. Sendo assim, a passivação de um determinado material melhora sua resistência à corrosão (GENTIL, 2007).

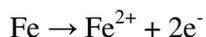
Dessa forma, a armadura presente no concreto, em meio alcalino, encontra-se protegida do fenômeno da corrosão, isto é, recoberta de uma capa de óxidos transparentes, compacta e contínua que mantém o aço protegido mesmo na presença de umidade (ANDRADE, C., 1992). Pode-se afirmar que, enquanto a armadura estiver passivada, não haverá corrosão, pois a película passivante impede que a umidade, o oxigênio e os agentes agressivos alcancem a superfície do aço. Quando o filme de passivação não é formado, ou destruído, pode haver corrosão.

A passividade de um metal pode ser destruída por substâncias redutoras, polarização catódica e íons halogeneto, principalmente cloreto, que penetram na camada de óxido ou a dispersa, aumentando sua permeabilidade. Nos pontos em que houve a destruição da passividade fica localizada a área anódica, e como essas áreas são muito pequenas em relação à área catódica, haverá corrosão acelerada nesses pontos (GENTIL, 2007). Para o aço presente no concreto, o estado passivo apresentado pela armadura pode ser comprometido pela ação de íons cloretos em quantidade suficiente ou pela diminuição da alcalinidade do concreto, devido especialmente ao processo de carbonatação.

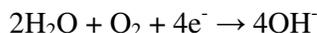
2.4.3 Natureza eletroquímica da corrosão de armaduras no concreto

No caso específico do aço imerso no concreto, o mecanismo de corrosão é basicamente de caráter eletroquímico em meio aquoso, onde a armadura configura o eletrodo e a fase líquida constituinte dos poros do concreto atua como eletrólito. Para que ocorra a corrosão são necessárias as seguintes condições: deve existir um eletrólito e uma diferença de potencial de eletrodo; além disso, a reação se dá na presença de oxigênio (HELENE, 1993).

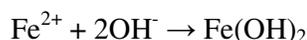
Durante o mecanismo eletroquímico de corrosão do aço no concreto as reações que ocorrem nas zonas anódicas são a de dissolução do ferro (oxidação):



Já nas zonas catódicas, aquelas onde não há corrosão, ocorrem às reações de redução de oxigênio:



Posteriormente, de acordo com Cascudo (2005), os íons Fe^{2+} migram através do eletrólito em direção ao cátodo e os íons hidroxila migram na direção contrária, ou seja, no sentido do ânodo. Quando eles se encontram, ocorre a precipitação do íon ferroso, descrito na reação a seguir:



O mecanismo de corrosão eletroquímica promove a formação de pilhas eletroquímicas, as quais não ocorrem necessariamente entre dois metais diferentes numa mesma solução, podem ocorrer também em regiões diferentes de um mesmo metal, como é o caso da armadura do concreto. Segundo Cascudo (2005), quando as áreas anódicas e catódicas estão muito próximas, a corrosão se dá através de micropilhas; porém, se existir grandes heterogeneidades nas características do aço ou do concreto, as áreas podem estar mais afastadas, formando assim as macropilhas.

A formação de uma pilha eletroquímica ou célula eletroquímica pressupõe a existência de quatro componentes. Um ânodo, eletrodo no qual se verificam as reações anódicas de oxidação do metal; um cátodo, eletrodo no qual se verificam as reações de redução; um eletrólito, condutor (fase aquosa do concreto) contendo íons que transportam a corrente elétrica do ânodo para o cátodo e o condutor metálico no caso a armadura que proporciona a ligação entre o ânodo e o cátodo (GENTIL, 2007).

Cascudo (1997) afirma que a corrosão de armaduras em concreto é um caso específico de corrosão eletroquímica em meio aquoso, em que o eletrólito apresenta características de resistividade elétrica consideravelmente mais altas do que as dos eletrólitos típicos (meio aquoso comum, não confinado a uma rede de poros).

2.4.4 Técnicas para avaliação da corrosão

Muitas são as técnicas existentes para avaliação do processo de corrosão de armaduras no concreto. Essas técnicas têm uma importância significativa tanto no controle do fenômeno, em operações preventivas, quanto na recuperação das estruturas de concreto armado. Dentre as existentes está a técnica de potencial de corrosão, muito sensível em detectar mudanças no estado superficial do aço e de resistividade elétrica, que associa a velocidade de corrosão com a resistividade do aço; já a técnica de resistência à polarização é utilizada para inferir de forma quantitativa a taxa ou velocidade de corrosão.

Cascudo (2005) afirma que os métodos eletroquímicos são os mais interessantes no que tange à avaliação dos aspectos termodinâmicos e cinéticos da corrosão, pois apresentam sensibilidade, rapidez e caráter não destrutivo. Além das técnicas já citadas, têm-se diversas outras, tais como ruídos eletroquímicos, impedância eletroquímica e curvas de polarização (CASCUDO, 1997). Também são utilizadas as técnicas de profundidade de carbonatação e teor de íons cloretos que permitem a elucidação da natureza do ataque ou da causa fundamental iniciadora do processo. A seguir será abordada a técnica de potencial de corrosão, uma vez que faz parte do procedimento experimental deste trabalho. Este método estima o potencial elétrico de corrosão do aço, tanto em campo como em laboratório, com o propósito de determinar a atividade de corrosão da barra.

O potencial eletroquímico de corrosão (também chamado de potencial de corrosão ou potencial de eletrodo) do aço embebido pelo concreto é uma grandeza que indica aproximadamente a situação de corrosão ou de passividade nas barras. A medida consiste na determinação da diferença de potencial elétrico entre o aço das armaduras e um eletrodo de referência que se coloca em contato com a superfície do concreto (ANDRADE, C., 1992). Uma vantagem da técnica de medida de potencial de corrosão é que ela pode ser aplicada tanto para pequenos corpos-de-prova em laboratório, quanto em estruturas de grandes dimensões.

A aparelhagem necessária para execução do ensaio consiste em: um eletrodo de referência, um dispositivo de junção elétrica, cabos elétricos, além de um voltímetro de alta impedância, conforme ilustrado na Figura 2.7, a seguir:

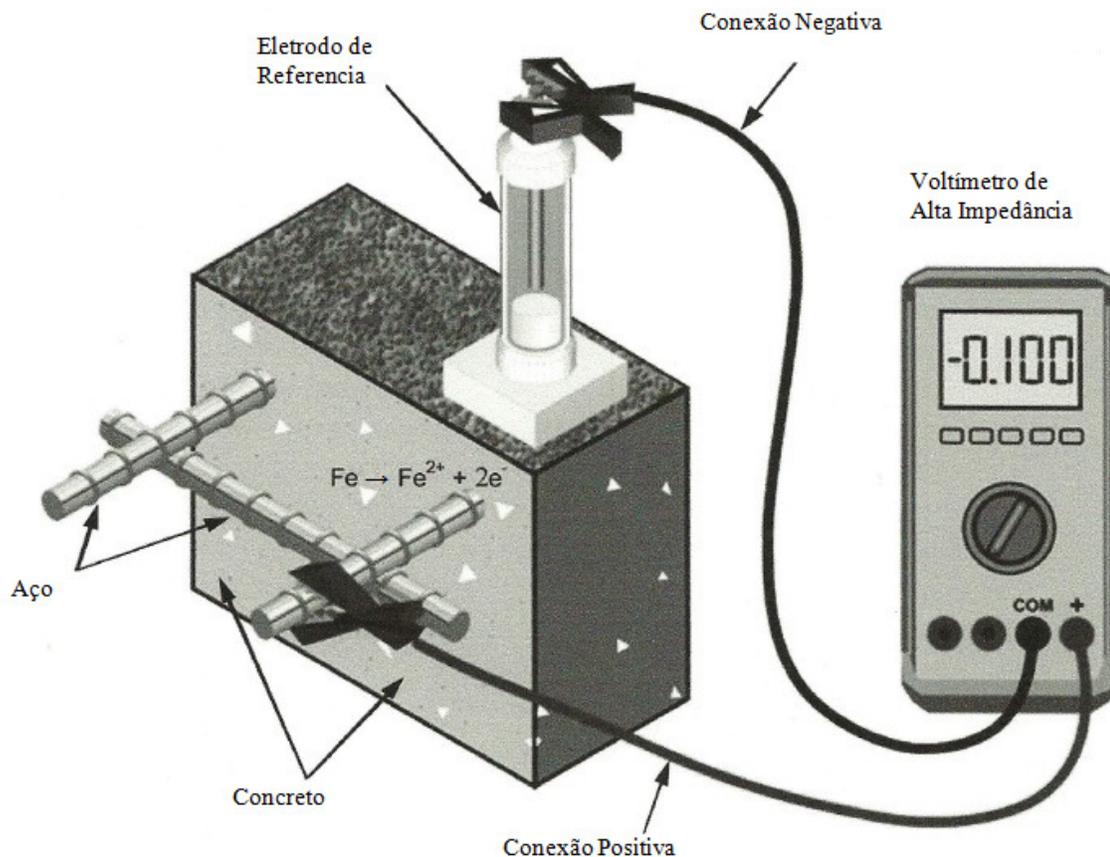


Figura 2.7 - Configuração do circuito para determinação do potencial de corrosão (ASTM C 876, 2009).

Para determinação do potencial de corrosão, conecta-se o polo positivo do voltímetro de alta impedância à barra de aço e o polo negativo ao eletrodo de referência. O eletrodo deve permanecer em contato com a superfície do concreto. A esponja é utilizada junto com uma solução para promover uma ponte de baixa resistência elétrica entre o eletrodo de referência e a superfície do concreto. No momento em que o circuito é fechado, o voltímetro indica a intensidade da diferença de potencial entre as semicélulas, devido ao fluxo de elétrons que migram do aço em direção ao eletrodo de referência, mais nobre e com potencial mais positivo.

Figueiredo (1994) afirma que esta técnica é amplamente utilizada em planejamento de trabalhos de reparo em estruturas de concreto, com o objetivo de obter um mapa de linhas equipotenciais para identificação das áreas anódicas em uma estrutura de grandes dimensões. Nesse sentido, é possível localizar zonas corroídas mesmo sem manifestação visível, proporcionando a detecção do problema em estágios iniciais, diminuindo os custos nos

trabalhos de reparo. A técnica de potencial de corrosão é muito sensível para detectar mudanças no estado superficial do aço e possui a vantagem de detectar a corrosão ainda em níveis prematuros de ocorrência, de forma não destrutiva, ao contrário dos métodos visuais que avaliam os sintomas já manifestados e num estágio já acentuado (CASCUDO, 2005). No entanto, os resultados obtidos por este método não devem ser considerados como um parâmetro para estimar as propriedades do elemento estrutural (ASTM C 876, 2009).

Este trabalho seguiu a metodologia de ensaio para se obter os valores de potencial de corrosão, bem como os parâmetros estabelecidos na ASTM C 876 (2009) para avaliação da probabilidade de corrosão nas estruturas de concreto armado. A Tabela 2.2 apresenta os parâmetros que servem como orientação da norma supracitada para o eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre (ESC) utilizado neste trabalho.

Tabela 2.2 - Parâmetros para avaliação dos valores de potencial de corrosão conforme a ASTM C 876 (2009).

Potencial de corrosão referente ao eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre (mV)	Probabilidade de Corrosão (%)
$E_{\text{corr}} < - 350$	> 90
$E_{\text{corr}} > - 200$	< 10
$- 350 < E_{\text{corr}} < - 200$	Incerta

2.5 Mecanismos de transporte

A durabilidade das estruturas de concreto depende diretamente de sua capacidade em evitar a penetração das substâncias agressivas, visto que a degradação das estruturas se dá por meio da penetração de diversos agentes na forma de gases, vapores e líquidos através dos poros e fissuras do concreto. A velocidade de penetração desses agentes definirá a vida útil da estrutura, ou seja, determinará o período em que o elemento estrutural é capaz de manter as exigências de segurança, de utilidade e estética acima do mínimo aceitável definidos no projeto.

De acordo com Helene (1993), os cloretos potencialmente agressivos são aqueles que se encontram dissolvidos na água, já que o cloreto como cristal sólido não penetra na porosidade do concreto devido ao seu tamanho ser maior do que o dos poros. Todavia, como sólido, os

cristais de cloreto podem depositar-se na estrutura e serem dissolvidos pela chuva, sendo posteriormente transportados para o interior da estrutura.

Segundo Monteiro (1996), o mecanismo de transporte das substâncias (fluidos e materiais) no concreto depende de uma série de fatores, quais sejam: a) das características químicas e físicas dos agentes agressivos, de suas concentrações na superfície do concreto e das condições ambientais; b) da microestrutura do concreto (porosidade, distribuição dos tamanhos dos poros, conectividade e tortuosidade); c) do grau de umectação do concreto e d) da temperatura.

Os principais mecanismos de transporte, que agem nas estruturas de concreto armado, responsáveis pela penetração de umidade e íons cloretos são: a difusão, absorção capilar e a penetração por pressão (permeabilidade). No entanto, dos três mecanismos de transportes citados, o que efetivamente pode permitir a chegada dos agentes agressivos até a armadura é o transporte por difusão (STANISH; HOOTON; THOMAS, 1997).

A interação do concreto com as substâncias que adentram determinará a velocidade de penetração delas e poderá funcionar como fator de retardamento da penetração. A interação pode ser de natureza química, quando o que mais prevalece é a reação química (caso dos cloretos, de carbonatação e dos sulfatos), ou física, onde os átomos e íons podem fixar-se sobre uma superfície pelo fenômeno da adsorção (NEPOMUCENO, 2005). Helene (1993) afirma que nas regiões onde os mecanismos de penetração atuarem simultaneamente, ocorrerá uma maior penetração de cloretos na estrutura.

Os principais parâmetros que regem as propriedades de absorção capilar de água, de permeabilidade por diferença de pressão de água ou de gases, de difusividade de água ou gases e de migração de íons, são a relação água/cimento e o grau de hidratação do concreto. No entanto, a moldagem, o adensamento, a cura e a desmoldagem também exercem influência significativa nessas propriedades (HELENE, 2004). A seguir serão abordados os principais mecanismos de transporte nas estruturas de concreto armado.

2.5.1 Difusão

O fenômeno da difusão é um processo de transporte de íons devido a uma diferença de concentração em regiões distintas, ou seja, é um processo que equilibra diferentes concentrações de íons. A difusão ocorre em fluídos de um modo geral, tanto em meio líquido como em meio gasoso. Dessa forma, a entrada dos dois principais agentes agressivos (Dióxido de carbono - CO₂ e Íon de cloro - Cl⁻), responsáveis pelo processo corrosivo no concreto armado será governada pelo fenômeno da difusão (MEDEIROS, 2008; NEPOMUCENO, 2005).

No caso dos íons cloretos, a difusão ocorre, pois existe uma diferença do gradiente de concentração iônica entre a região mais externa e a mais interna do concreto. A principal diferença entre o processo de difusão em relação ao de permeabilidade e de absorção capilar é que o processo de difusão não depende do fluxo de água, e sim, de um eletrólito e da diferença de concentração existente no meio.

O coeficiente de difusão pode ser determinado considerando o estado de difusão estacionária, que não leva em conta a influência da fixação de cloretos (não há mudança na concentração com o tempo), ou o estado não estacionário, em que a capacidade do concreto em fixar os cloretos é considerada (ocorre mudança na concentração).

Na primeira hipótese, estado estacionário, pode-se calcular o coeficiente de difusão através da primeira lei de Fick (HELENE, 1993), expressa pela Equação 2.1:

$$J = -D \frac{\partial C}{\partial X} = \text{cte} \quad [\text{Equação 2.1}]$$

onde:

J = fluxo de íons;

D = coeficiente efetivo de difusão, também chamado de difusividade;

$\partial C / \partial X$ = gradiente de concentração;

C = concentração de íons na solução;

X = profundidade considerada.

O coeficiente efetivo de difusão depende tanto da natureza do líquido que se difunde, como também da natureza do material através do qual ocorre a difusão.

A segunda lei de Fick considera o estado não estacionário e o coeficiente de difusão pode ser calculado pela Equação 2.2:

$$\frac{\partial C}{\partial T} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial X^2} \quad [\text{Equação 2.2}]$$

onde:

T = tempo considerado.

A difusão de íons é influenciada diretamente pela capacidade que os produtos de hidratação têm de fixar os cloretos, o que varia de acordo com o tipo de cimento e com a presença de adições minerais (HELENE, 1993). Medeiros (2008) explica que, quando se inicia o processo de penetração de cloretos no concreto uma parcela vai sendo fixada, enquanto que outra fica livre para a difusão, até quando a capacidade de fixação se esgota e o processo de difusão passa a ocorrer isoladamente. Segundo Stanish, Hooton e Thomas (1997), a taxa de difusão é controlada não somente pelo coeficiente de difusão, mas também pelas características da estrutura de poros no concreto, pois a difusão através da porção sólida da estrutura é muito pequena quando comparada com a taxa de difusão através dos poros.

2.5.2 Permeabilidade

O fenômeno da permeabilidade é caracterizado pela existência de uma pressão hidráulica, e pode ser definido como o fluxo de um fluido devido a uma gradiente de pressão, ou seja, representa a facilidade em que um determinado fluido tem de atravessar um sólido poroso.

Geralmente o cálculo do fluxo da água é realizado por meio da lei de Darcy, cuja fórmula é representada pela Equação 2.3 (NEPOMUCENO, 2005):

$$Vf = \frac{Kh.A.H}{L} \quad [\text{Equação 2.3}]$$

onde:

V_f = velocidade do fluxo volumétrico (m^3/s);

K_h = permeabilidade hidráulica (m/s);

A = seção do meio poroso (m^2);

H = altura de coluna d'água (m);

L = comprimento da amostra.

Santos (2006) afirma que a permeabilidade do concreto tem relação direta com a sua porosidade e, por conseguinte, é influenciada pelos fatores que alteram o volume e a conectividade dos poros capilares. Deste modo, a relação água/cimento, a utilização de adições, conteúdo de agregados e o grau de hidratação influenciam diretamente na permeabilidade do concreto.

Salienta-se que a porosidade pode ser definida pela relação entre o volume de espaços vazios e volume total do concreto, não importando se os poros estão ou não conectados; já a permeabilidade diz respeito à capacidade de circulação de um fluido através do concreto, que depende diretamente do arranjo e tamanho dos poros.

Estudos realizados por Al-Amoudi *et al.* (1993), indicaram que as adições no cimento (pozolanas, cinzas volantes e escória de alto-forno) reduzem a permeabilidade e porosidade dos concretos.

2.5.3 Sucção capilar

A absorção capilar é um dos mecanismos de transporte que mais afeta a durabilidade das edificações, principalmente aquelas expostas à chuva, sujeitas a ciclos de umedecimento e secagem. As forças capilares são causadas pela tensão superficial do líquido que penetra nos poros e dependem da viscosidade e densidade do líquido (água) e das características microestruturais do concreto como o raio, a tortuosidade e conectividade dos poros (NEPOMUCENO, 2005). Sendo assim, fatores como a relação água/cimento, utilização de adições e aditivos, condições de cura e teor de agregados intervêm na absorção capilar.

Stanish; Hooton e Thomas (1997) afirmam que a absorção representa o mais comum método de transporte, mas que somente este mecanismo não irá levar os íons cloretos até a armadura, a menos que o concreto seja de reduzida qualidade ou que a armadura esteja próxima à superfície.

De acordo com Helene (1993), a ascensão capilar pode ser modelada pela lei de Jurin, expressa pela Equação 2.4:

$$h = \frac{2 \cdot \upsilon}{r \cdot \gamma} \quad [\text{Equação 2.4}]$$

onde:

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

υ = tensão superficial da água, em Kg/m;

r = raio do capilar, em m;

γ = massa específica da água, em Kg/m³.

A Equação 2.4 demonstra que a penetração de água no capilar aumenta com a diminuição do raio dos capilares, ou seja, quanto menor o raio maior será a profundidade atingida pela água no substrato. Seguindo o mesmo raciocínio, quanto maior for o diâmetro dos capilares menor a profundidade. No entanto, devido às condições peculiares de intercomunicabilidade e tortuosidade dos poros do concreto verifica-se o contrário; Helene (1993) coloca que concretos com reduzida relação água/cimento apresentam capilares de menor diâmetro e menos intercomunicáveis, resultando numa menor absorção e penetração de água.

Hall (1989), citado por Nepomuceno (2005), ressalta a importância da absorvidade no estudo desta propriedade, pois representa a velocidade de penetração da água e depende das características superficiais que são fatores determinantes da durabilidade. A absorvidade pode ser obtida pela expressão mostrada a seguir (Equação 2.5):

$$S = \frac{i}{\sqrt{t}} \quad [\text{Equação 2.5}]$$

onde:

S = absorptividade, em $\text{mm/h}^{1/2}$;

t = tempo, em horas;

i = volume de água absorvida por unidade de área, em mm.

Segundo Jucá (2002), os mecanismos de transporte dos íons cloretos presentes no concreto ocorrem principalmente por absorção capilar e por difusão iônica. A absorção ocorre na camada mais externa, devido à molhagem e secagem do cobrimento durante a ação de intempéries; já a difusão ocorre no interior do concreto onde a presença do eletrólito é mais constante.

Ann e Song (2007) explicam que o ingresso de íons cloretos é regido basicamente pelo fenômeno da difusão; contudo, no início do processo, a absorção ou sucção capilar é o mecanismo atuante, sobretudo na camada superficial do concreto. Portanto, a água contendo cloretos é rapidamente absorvida para o interior do concreto pela ação da capilaridade através dos poros, seguidos pelo mecanismo da difusão. Somente nos casos em que há um gradiente de pressão de água, a permeabilidade torna-se o mecanismo dominante.

2.6 Corrosão devido à ação de íons cloretos

2.6.1 Introdução

Diversos autores, tais como Ayra; Buenfeld e Newman (1990), Dellinghausen *et al.* (2009), Helene (1993), Mehta e Monteiro (2008), Nguyen; Lorente e Carcasses (2009) e Rasheeduzzafar *et al.* (1990) consideram o ataque por cloretos uma das maiores ameaças à durabilidade das estruturas de concreto armado. Os íons cloretos chegam ao concreto por diversas formas, tais como: utilização de aditivos aceleradores de pega à base de cloretos, agregados e águas contaminadas, atmosfera marinha, utilização de sais nas operações de degelo, água do mar, através de processos industriais, além de tratamentos de limpeza realizados com ácido muriático (FIGUEIREDO, 2011; HELENE, 1993; HUSSAIN *et al.*, 1995).

Na construção civil, a corrosão por íons cloretos se dá, na maioria das vezes, nas estruturas inseridas em ambientes marinhos. Na Figura 2.8 é representada de forma esquemática uma estrutura de concreto armado exposta à água do mar, em que a parte que se mantém acima do nível de maré alta será mais suscetível à corrosão de armaduras. A região entre as linhas de maré alta e baixa estará exposta a situação mais severa, pois sofrerá tanto ataque químico como físico. Por outro lado, na região completamente submersa haverá pequena ou nenhuma corrosão na armadura devido à ausência de oxigênio (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

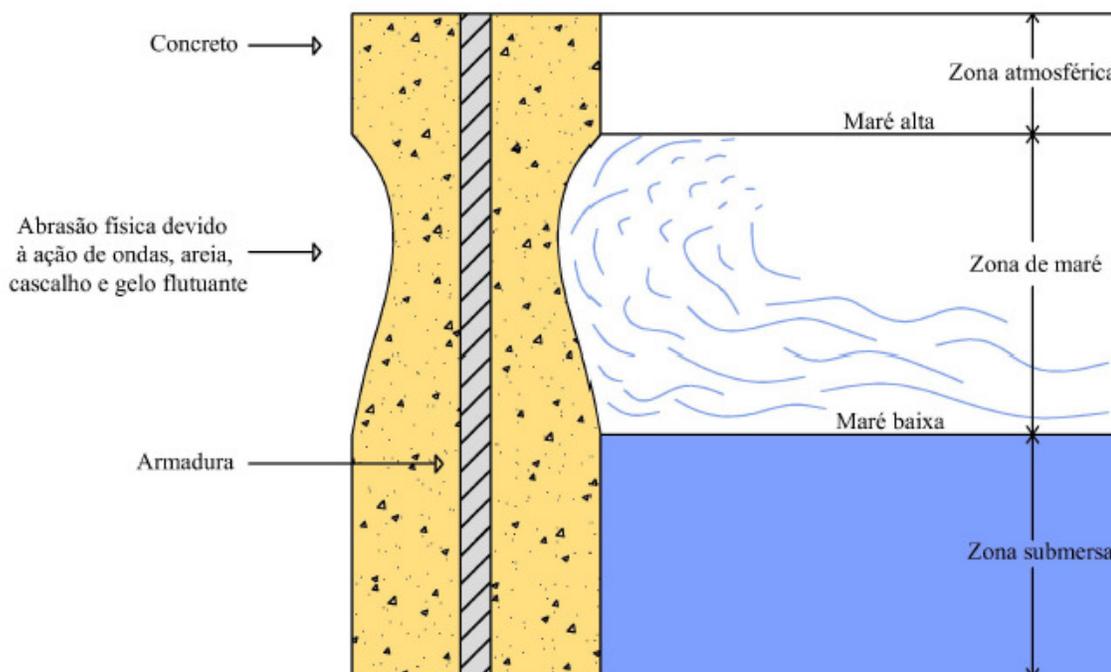


Figura 2.8 – Representação esquemática de uma estrutura de concreto armado exposta à água do mar (adaptado de MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Apesar da existência de cloreto de cálcio (CaCl_2) na composição química de alguns aditivos aceleradores de pega, a ABNT NBR 6118:2007 proíbe a utilização de aditivos contendo cloretos na sua composição tanto em estruturas de concreto armado, quanto em estruturas de concreto protendido.

A ABNT NBR 7211:2009, além de estipular um limite máximo de teor de cloretos presentes nos agregados (0,2% para concreto simples, 0,1% para concreto armado e 0,01% para concreto protendido), menciona limites do teor total trazidos ao concreto por todos os seus componentes (água, cimento, agregados, adições e aditivos químicos). Os valores, em porcentagens sobre a massa de cimento, estão apresentados a seguir:

- Concreto protendido $\leq 0,06\%$;
- Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura $\leq 0,15\%$;
- Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura $\leq 0,40\%$;
- Outros tipos de construção com concreto armado $\leq 0,30\%$.

O efeito corrosivo ocasionado pelos cloretos é baseado em sua capacidade de destruir a condição eletroquímica do estado passivo da armadura, mesmo sob a alcalinidade presente no concreto (ZIVICA, 2003).

Segundo Figueiredo (2011), os íons cloretos podem ser encontrados no interior do concreto em uma das seguintes formas: quimicamente combinados (na forma de cloroaluminatos), fisicamente adsorvidos na superfície dos poros capilares, e livres na solução dos poros do concreto. A Figura 2.9 apresenta as formas de ocorrência de íons cloretos na estrutura do concreto.

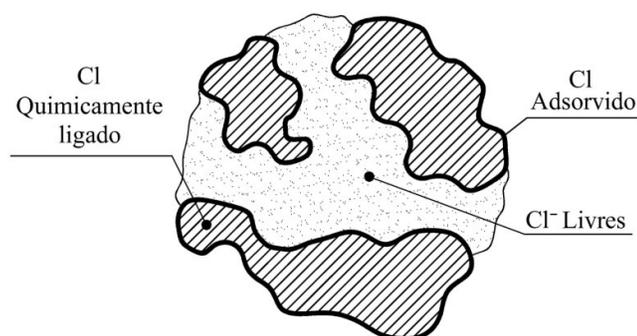


Figura 2.9 – Formas de ocorrência de íons cloretos na estrutura do concreto (TUUTTI, 1982 *apud* CASCUDO, 1997).

A difusão dos íons ocorre pela água que preenche os poros do concreto e os mecanismos de transporte irão determinar o grau de propagação destes íons.

A agressividade dos íons de cloro (Cl^-) está diretamente relacionada com o teor de cloretos livres. Dependendo da quantidade os íons cloretos podem ser permitidos sem risco de corrosão, porém existe um limite que não está associado a um valor fixo no qual os íons cloretos são capazes de romper a camada passiva formada por óxidos e iniciar o processo de corrosão da armadura.

Existem vários fatores que exercem influência no mecanismo de penetração de íons cloretos através do concreto, para que uma quantidade significativa de cloretos livres alcance a armadura e inicie o processo corrosivo. A seguir são apresentados os principais fatores que influenciam na corrosão ocasionada por íons cloretos.

2.6.2 Fatores que influenciam na corrosão por cloretos

Vários fatores influenciam na penetração de íons cloretos e, conseqüentemente, na corrosão por eles ocasionada no concreto armado. A taxa de ingresso dos cloretos depende da estrutura de poros do concreto, a qual é afetada pelas práticas construtivas e pelos materiais selecionados para a construção. Exemplos comuns deste tipo de agressividade são estruturas sujeitas à atmosfera marinha e a saís de degelo.

Em seguida, são apresentados tanto os fatores que controlam a iniciação do processo de corrosão (relação água/cimento, composição química do cimento, etc), como aqueles que controlam a propagação do processo de corrosão (temperatura, proporção de cloretos, etc).

2.6.2.1 Agentes ambientais

O meio ambiente no qual a estrutura de concreto armado está inserida tem um papel fundamental no que concerne à corrosão, visto que pode apresentar variação de umidade, temperatura, direção e intensidade dos ventos, período de chuva e seca e agressividade pela presença de íons cloretos.

A atmosfera marinha representa uma região de alta agressividade devido à presença de íons cloretos em suspensão. Se a brisa marinha for contínua e intensa, a penetração de cloretos pode ser várias vezes maior que numa estrutura inserida em atmosfera rural.

Estudos realizados por Castro, Rincon e Pazini (2001) utilizando corpos-de-prova cilíndricos expostos a ambientes marinhos nas cidades com clima tropical de Yucatán no México, Maracaíbo na Venezuela, e Recife, no Brasil, revelaram que o mecanismo de penetração de cloretos não muda com o microclima. Todavia, a concentração de cloretos no centro dos corpos-de-prova, onde as armaduras se encontram, diminuiu com o aumento da distância do mar e com a diminuição da relação água/cimento.

Oh e Jang (2007) afirmam que o perfil de cloretos em estruturas de concreto sujeitas à variação de maré apresenta-se muito diferente do perfil encontrado em estruturas submersas. Na camada superficial do concreto ocorre uma maior concentração de cloretos em estruturas

sujeitas à variação de maré, já para profundidades de penetração acima de 1 cm maiores concentrações são observadas nas estruturas submersas. Dessa forma, pode-se afirmar que diferentes condições de exposição produzem diferentes perfis de penetração de cloretos.

Segundo a ABNT NBR 6118:2007, a agressividade do meio ambiente inclui as ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das mudanças de volume de origem térmicas, da retração hidráulica entre outras previstas desde o projeto estrutural. Nos projetos atuais, a classe de agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 2.3 e pode ser avaliada conforme as condições de exposição da estrutura ou até mesmo de suas partes. A sala de uma edificação situada na orla marítima, por exemplo, pode ser classificada na classe de agressividade moderada, enquanto que a face dos pilares voltada para a fachada deve ser classificada na terceira classe de agressividade.

Tabela 2.3 - Classes de agressividade ambiental segundo a ABNT NBR 6118:2007.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1),2)}	Grande
IV	Muito Forte	Industrial ^{1),3)} Respingos de maré	Elevado

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinha e áreas de serviço de apartamentos e residências e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva e ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

2.6.2.2 Relação água/cimento

A penetração de cloretos é diretamente influenciada pela relação água/cimento, tendo em vista que essa relação controla a forma, o tamanho e a distribuição dos poros, características que determinam a penetração de agentes agressivos. Em outras palavras, pode-se afirmar que este fator determina a microestrutura das pastas, argamassas e concretos de cimento Portland. Monteiro (1996) constatou que a redução da relação água/cimento melhora o desempenho dos corpos-de-prova de argamassas submetidos ao ataque por cloretos.

Uchoa *et al.* (2009) constataram, em ensaios realizados em concretos moldados com relação água/cimento de 0,4 e 0,6, que a diminuição na relação água/cimento atenua também a penetração de cloretos. Oliveira *et al.* (2009), estudando concretos com relação água/cimento de 0,4 e 0,55, também concluíram que a relação água/ligante é um fator importante para controlar a corrosão de armaduras em concretos contaminados por cloretos; no entanto, ressaltam que uma baixa relação não é suficiente para o controle da corrosão e que sua importância é muito maior em concretos sem adições. Gastaldini *et al.* (2010) utilizando concretos com diferentes relações água/cimento (0,35, 0,50 e 0,65), verificaram que com o aumento da relação a/c de 0,35 para 0,65 a penetração de cloretos foi majorada em 4 vezes.

Pereira *et al.* (2010) analisaram a influência da relação água/cimento (0,4; 0,5 e 0,6) em corpos-de-prova, com dimensões de 10 cm x 10 cm x 20 cm, submetidos ao ensaio de corrosão acelerada por imersão modificada. Após os ensaios os pesquisadores verificaram que as séries com relação água/ligante igual a 0,4 apresentaram grau de corrosão inferior em até três vezes ao encontrado para as séries com a relação igual a 0,6. A diferença do grau de corrosão aumenta para até 10 vezes se o concreto for moldado com adição de sílica ativa.

Mendes *et al.* (2010) avaliaram a penetrabilidade e difusibilidade de íons cloretos em concretos com diferentes relações água/ligante (0,35; 0,45 e 0,55) e observaram que tanto a carga passante como o coeficiente de difusão decrescem com a diminuição da relação utilizada. Com base na pesquisa os pesquisadores concluíram ainda que a relação água/cimento é o principal parâmetro controlador da porosidade, refletindo desta forma nos valores das propriedades relacionadas aos mecanismos de transporte, tendo em vista que ao se reduzir a relação água/ligante há uma diminuição da porosidade.

Investigações realizadas por Caré (2008) em amostras com diferentes relações água/cimento (0,35, 0,45 e 0,60) indicam que o aumento da relação água/cimento gera um crescimento no ingresso de cloretos em materiais cimentícios. Win, Watanabe e Machida (2004) estudaram o perfil de concentração e a profundidade de penetração de íons de cloro em concretos expostos à solução de cloreto de sódio (NaCl) durante um período de 2 meses. Os pesquisadores utilizaram três relações água/cimento diferentes (0,25, 0,45 e 0,65) e ao final dos ensaios concluíram que quanto menor for a relação a/c menor será a concentração e a profundidade de penetração no concreto. Adicionalmente, verificaram que os íons cloretos não atingiram a armadura somente nas amostras moldadas com relação a/c igual a 0,25.

Inúmeras pesquisas realizadas para avaliar a influência da relação água/cimento na corrosão de armaduras podem ser citadas e os resultados apresentados evidenciam claramente que a diminuição na relação água/cimento provoca um aumento na durabilidade do concreto armado, devido à melhoria das propriedades tecnológicas do concreto (GUNEYISI; OZTURAN; GESOGLU, 2004; POOM; WONG; LAM, 1997).

Tendo em vista a existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, a ABNT NBR 6118:2007 recomenda a adoção de requisitos mínimos, no que diz respeito à relação água/cimento a ser adotada no projeto estrutural. O fator água/cimento é recomendado de acordo com o tipo do elemento estrutural (concreto armado ou protendido) e a classe ambiental na qual a estrutura está inserida.

Uma vez determinada a classe de agressividade ambiental, parte-se então para a relação água/cimento a ser adotada conforme correspondência apresentada na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto, conforme ABNT NBR 6118:2007.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Notas

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

2.6.2.3 Condições de cura

A condição de cura representa um dos fatores que determinam a estrutura dos poros na pasta e, por isso, influenciam na difusibilidade dos íons cloretos. Concretos submetidos a um maior período de cura apresentam maior resistência à entrada de agentes agressivos, devido à melhoria nas condições superficiais do cobrimento, além de contribuir no processo de hidratação do cimento, prevenindo a perda de água presente na estrutura de poros do concreto.

Para um potencial concreto as condições de resistência e durabilidade são mais importantes do que a realização de uma cura adequada. A cura vem a ser muito mais importante se o concreto incorporar materiais suplementares como adições de sílica ativa, escória ou outros materiais pozolânicos, e se for submetido a ambientes quentes e secos após a moldagem. Entretanto, a falta de uma cura adequada no concreto afeta mais adversamente a resistência a penetração de íons cloretos do que a resistência à compressão (RAMEZANIANPOUR; MALHOTRA, 1995).

Gastaldini *et al.* (2010), analisando a influência do período de cura (3, 7 e 28 dias) sobre o comportamento da penetração de íons cloretos em concretos, constatou que o aumento no período de cura de 3 para 28 dias diminui em 38% e 50% a penetração de cloretos para concretos com e sem a presença de adições respectivamente. Os mesmos autores verificaram

que a redução da penetração de íons cloretos, através do aumento no período de cura, é mais acentuada com o aumento da relação água/cimento.

Entretanto, Monteiro (1996) também estudando o efeito do período de cura na penetração de íons cloretos afirma que a influência é mais acentuada quando se utiliza baixa relação água/cimento. O autor conclui afirmando que a porosidade do concreto é governada principalmente pela relação água/cimento, e que quanto mais profundos os cloretos estão no concreto, menos serão afetados pelas propriedades da camada superficial.

O tipo e as condições de cura também influem consideravelmente nas propriedades dos concretos e argamassas. Pesquisando sobre a influência de dois tipos diferentes de cura (imersa em água a 27°C, e ao ar a 15°C e 60% de umidade relativa), Poon; Wong e Lam (1997) concluíram que os corpos-de-prova submetidos à cura imersa em água tiveram o tamanho de seus poros diminuídos consideravelmente e a taxa de penetração de cloretos reduzida pela metade. Além disso, os mesmos pesquisadores afirmam que a adição de sílica ativa somente reduz a permeabilidade e a taxa de penetração de íons cloretos no concreto, se os mesmos forem curados adequadamente.

Guneyisi, Ozturan e Gesoglu (2004) estudaram a influência, sobre vários aspectos referentes à durabilidade de concretos, de três procedimentos diferentes de cura, quais sejam: (a) cura ao ar, (b) cura por 7 dias de imersão em água combinada com cura ao ar até a idade pretendida e (c) cura por imersão em água até a idade pretendida. No que diz respeito à corrosão de armaduras iniciada através de ensaio de corrosão acelerada (corpos-de-prova imersos em solução com 4% de cloreto de sódio - NaCl), os pesquisadores demonstraram que a resistência a corrosão dos corpos-de-prova curados pelos procedimentos (a) e (b) foi 65% e 25% menores, respectivamente, que as dos corpos-de-prova curados através do procedimento (c). Além disso, a resistência à corrosão foi majorada com o aumento na duração da cura de 28 para 180 dias.

Ann *et al.* (2010) verificaram em seus estudos que a capacidade de fixação de íons cloretos é majorada com o aumento do período de cura, tanto para pastas moldadas com cimento comum como para aquelas moldadas com cimento com alto teor de alumina.

Segundo Khatib e Mangat (2002), as condições iniciais de cura do concreto têm uma substancial influência sobre a taxa de penetração de íons cloretos durante as primeiras idades de exposição. Após um longo período de exposição, o efeito da cura sobre a penetração de cloretos torna-se insignificante.

2.6.2.4 Composição química do cimento

A composição química do cimento influencia consideravelmente o processo de corrosão devido à presença de íons cloretos, já que o aluminato tricálcico (C_3A) e o ferro aluminato tetracálcico (C_4AF) se combinam com os cloretos formando os cloroaluminatos. O aluminato tricálcico presente na composição química do cimento tem a capacidade de imobilizar os íons cloretos, por meio da formação de um composto insolúvel, o cloroaluminato de cálcio hidratado (PAGE; SHORT; HOLDEN, 1986).

Em estudos realizados, Oh e Jang (2007) avaliaram o efeito de dois tipos de cimento frente à penetração de cloretos e concluíram que o coeficiente de difusão das amostras de concreto moldadas com cimento Portland comum é geralmente menor do que o coeficiente das amostras moldadas com cimento resistente a sulfatos. Segundo os mesmos autores, isto se deve ao maior teor de C_3A presente na composição química do cimento Portland comum, que ocasiona um aumento na capacidade de fixação dos íons cloretos.

Rasheeduzzafar *et al.* (1990) concluíram que, quanto maior for o teor de C_3A do cimento mais tempo levará a corrosão de armaduras para se iniciar, devido à maior capacidade de fixação de íons cloretos. Empregando a técnica de potencial de corrosão e ensaios acelerados em banhos de solução de cloreto de sódio (NaCl) a 5%, observaram que o tempo de iniciação da corrosão em corpos-de-prova moldados com cimento de 9, 11 e 14% de C_3A , iniciaram a corrosão em prazo 1,75, 1,93 e 2,45 vezes maior, respectivamente, quando comparados com os prismas com 2% de C_3A . Na Figura 2.10 é mostrado o resultado do trabalho:

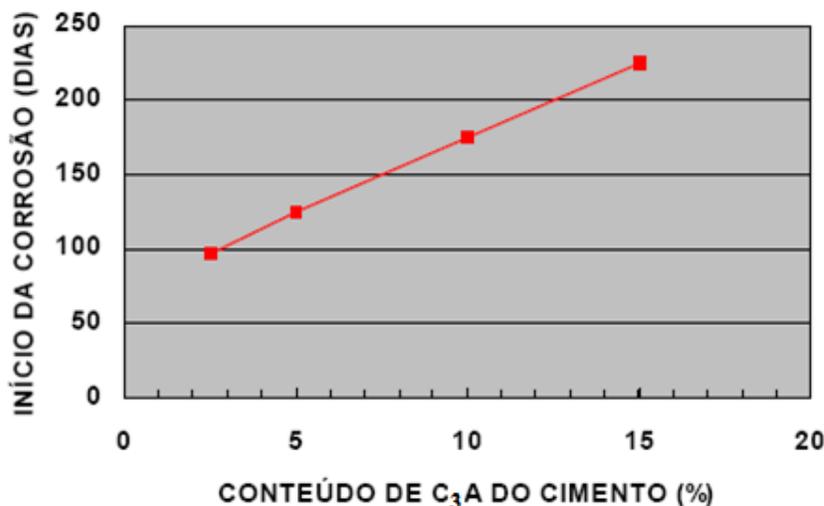


Figura 2.10 - Efeito do conteúdo de C₃A do cimento, no tempo de iniciação da corrosão da armadura do concreto (RASHEEDUZZAFAR *et al.*, 1990).

Hussain *et al.* (1995) afirmam que o aumento no teor de álcalis no cimento resulta em efeitos químicos opostos na solução de poros, um efeito benéfico e outro adverso em relação à penetração de íons cloretos. O efeito benéfico, que em alguns casos ofusca o adverso, corresponde ao aumento da concentração do íon OH⁻ (diminuição da relação Cl⁻/OH⁻) mitigando a corrosão. O efeito adverso ocorre devido à redução da capacidade de retenção de íons cloretos, uma vez que ocorre uma diminuição no teor do C₃A. Jones; McCarthy e Dhir (1994) observaram que a capacidade de fixação de íons cloretos pelo C₃A reduz significativamente quando o concreto se encontra carbonatado.

Através de estudos experimentais Cao, Bucea e Sirivivatnanon (1994) observaram que para o aço embutido em pastas contaminadas com 0,04 M NaCl, a corrente de dissolução anódica para o aço embutido em uma pasta de cimento contendo 8,8% de C₃A era de 1,15 $\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$ e mais baixa do que para o aço embutido em uma pasta com cimento contendo 1% C₃A, que apresentou corrente de 5,27 $\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$. Isto é atribuído à capacidade que o C₃A tem de fixar íons cloretos.

Estudos realizados por Glass, Reddy e Buenfeld (2000) demonstraram que, além do C₃A o gel de C-S-H também possui a capacidade de fixar os íons cloretos. Os autores afirmam ainda que os dois compostos podem fixar quantidades semelhantes. Barberon *et al.* (2005), através de pesquisas realizadas utilizando ressonância magnética nuclear em três tipos de pasta de cimentos com proporções variadas de C₃A, sendo as amostras contaminadas através da adição

na água de amassamento de 3% de NaCl em relação à massa de cimento, concluíram que o sódio não é afetado pelo processo de hidratação, enquanto que o cloreto desaparece muito rápido devido as reações químicas com os componentes do cimento. Além disso, os pesquisadores complementam afirmando que o alumínio somente interage com o cloro e que exposição do concreto a uma solução de NaCl leva principalmente a uma reidratação do cimento residual sem afetar a estrutura do produto C-S-H.

Ann *et al.* (2010) avaliaram a resistência à corrosão de argamassas moldadas com cimento com alto teor de alumina (HAC) através do ensaio de corrosão acelerada. Por meio do estudo, constataram que a taxa de corrosão em argamassas com HAC foi menor que a observada em argamassas de cimento comum, tanto para contaminação interna como para contaminação externa. No entanto, verificaram que a capacidade de fixação de íons cloretos para pastas moldadas com HCA foi menor que a das pastas confeccionadas com cimento comum. Resultados semelhantes foram encontrados por Mohammed e Hamada (2003).

2.6.2.5 Adições

A utilização de produtos minerais adicionados ao cimento Portland está aumentando a cada dia com a finalidade de aperfeiçoar determinadas propriedades, em empregos específicos, as quais o cimento Portland não possui. A substituição parcial do cimento pelas adições mineral como escória de alto-forno, cinza de casca de arroz e sílica ativa, ajuda a diminuir a emissão de CO₂ (ROSKOVIC; BJEGOVIC, 2005) e reduzir a utilização de matérias-primas presentes na natureza. O emprego de adições ainda pode diminuir o custo final dos produtos, além de fornecer um destino para os rejeitos industriais, contribuindo, desta forma, para o desenvolvimento sustentável (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Atualmente, as principais adições empregadas são a cinza de casca de arroz, a cinza volante e a sílica ativa, que são chamados de materiais pozolânicos. Outro produto, descartado pelas indústrias, bastante empregado em substituição ao cimento Portland é a escória de alto-forno, pois apresenta propriedades cimentícias.

Os benefícios alcançados pela adição desses materiais (sílica ativa, escória e cinza de casca de arroz) no concreto tornam a sua utilização imprescindível em muitos casos (BILODEAU; MALHOTRA; 2000), independentemente de avaliações econômicas e ambientais, pelo fato

do concreto ser um material que promove a segurança dos usuários e que deve ser projetado para uma dada vida útil (NEVILLE, 1997). Esses produtos adicionados ao concreto, em substituição parcial do cimento, podem melhorar o desempenho das estruturas frente à corrosão de armaduras, desde que sejam observadas as condições particulares em que cada estrutura encontra-se inserida.

Al-Amoudi *et al.* (1993) comparando diversos cimentos quanto à corrosão desencadeada por íons cloretos, concluíram que os cimentos com adições de escória e pozolanas têm um desempenho superior quando comparados ao cimento Portland simples. Os resultados ainda indicaram que a taxa de corrosão do aço em concretos com adições de pozolana e de escória foi de duas a doze vezes, respectivamente, menores que a do aço envolvido com cimento simples. Através de procedimento experimental realizado utilizando corpos-de-prova de argamassas submetidos a ensaios acelerados de corrosão, Monteiro (1996) concluiu que cimentos com adição de escória de alto-forno tem um melhor desempenho em relação a cimentos com adição de filer.

Pesquisadores concluíram através de ensaios em corpos-de-prova de argamassas imersos em solução de 3% de NaCl, que a incorporação de pozolanas aumenta a resistência à penetração de íons cloretos. Os resultados demonstraram que, para corpos-de-prova moldados sem utilização de adições pozolânicas, a profundidade de penetração de íons cloretos chegou a 16,5 mm, já para os que utilizaram adições pozolânicas a penetração foi reduzida para 4-10,5 mm, dependendo do teor e do tipo de adição utilizados (CHINDAPRASIRT; RUKZON; SIRIVIVATNANON, 2008).

Dellinghausen *et al.* (2009), comparando concretos produzidos sem e com substituição parcial de 50 e 70% do cimento por escória, concluíram que o uso de escória juntamente com cimento Portland atenua a penetração de cloretos, a qual diminui, ainda mais, com o aumento do teor de escória utilizado. Em pesquisa realizada, Uchoa *et al.* (2009) constataram que a utilização de 5% de sílica ativa no traço do concreto majora a resistência à penetração de cloretos (em até 4 vezes) comparando com o concreto de referência. Oliveira *et al.* (2009) e Mendes *et al.* (2010) corroboram, afirmando que as adições minerais melhoram expressivamente o desempenho dos concretos no que se refere à resistência à penetração de íons cloretos e aos mecanismos de transporte que agem no concreto.

A substituição de parte da massa de cimento Portland, entre 10 e 20%, por pozolanas naturais tem um efeito benéfico no que diz respeito à corrosão de armaduras frente à atuação de cloretos. Esta melhoria é explicada devido ao aumento da resistividade da argamassa, implicando no aumento do tempo de iniciação da corrosão e redução da taxa de corrosão (FAJARDO; VALDEZ; PACHECO, 2009). Li, Peng e Ma (1999) observaram que a resistência à difusão de íons cloretos em concretos de alto desempenho aumentou bastante com a incorporação de cinza volante na mistura.

Gastaldini *et al.* (2010), comparando concreto moldado sem adição e concretos empregando cinza de casca de arroz em substituição ao cimento Portland com diferentes concentrações (10%, 20% e 30%), concluíram que o aumento no teor de cinza de casca de arroz resulta em um concreto com maior resistência à penetração de cloretos.

2.6.2.6 Fissuras e cobrimento

A fissuração em elementos estruturais de concreto é inevitável, já que o concreto possui uma baixa resistência à tração e que, normalmente, valores críticos de tensões de tração são atingidos. As fissuras são provocadas pela atuação de sobrecargas ou de movimentações dos materiais devido principalmente aos seguintes fatores: variações térmicas e de umidade, sobrecargas ou concentração de tensões, deformabilidade excessiva, recalque diferenciados das fundações, retração química ou autógena devido à hidratação do cimento (THOMAZ, 1989). Estes fenômenos originam tensões que muitas vezes levam ao aparecimento de fissuras no concreto.

As aberturas presentes no concreto armado constituem um caminho rápido de penetração dos agentes agressivos (gases e íons deletérios) até a armadura. Sendo assim, existe uma preocupação quanto ao aparecimento de fissuras nas estruturas, no que diz respeito à corrosão, já que a entrada de íons cloretos, dióxido de carbono e oxigênio é facilitada. A velocidade de penetração de íons cloretos dependerá da agressividade ambiental - na qual a estrutura encontra-se inserida - da largura e profundidade das fissuras e da qualidade do concreto utilizado.

Figueiredo (2011) afirma que a penetração de íons cloretos atingirá primeiramente as regiões fissuradas numa estrutura de concreto sob a ação de águas, vapor ou solos que contém íons

cloretos. Carpentier e Soretz (1986 *apud* HELENE, 2004), ensaiando vigas armadas e submetidas a ambientes corrosivos por um período de 2 anos, com fissuras de abertura entre 0,2 mm a 0,3 mm, comprovaram que a corrosão é mais intensa quanto maior a abertura das fissuras e quanto mais cedo elas aparecem. Em amplo estudo realizado, Melo (2011) vistoriou 125 marquises na cidade do Recife e concluiu que os agentes agressivos atingem mais facilmente as armações das marquises quando estas possuem fissuras.

Djerbi *et al.* (2008) examinaram o efeito de fissuras de concreto no coeficiente de difusão dos íons cloretos; três tipos de concretos foram testados, sendo um comum e dois de alto desempenho. Fissuras de 30 a 250 μm foram induzidas utilizando o ensaio de tração. Os resultados mostraram que elas alteram o comportamento do coeficiente de difusão dos materiais estudados; além disso, verificaram que o coeficiente de difusão aumenta com o aumento da largura das fissuras e que esta tendência foi observada nos três tipos de concretos utilizados. De mais a mais, constataram que para fissuras com largura maior que 80 μm o coeficiente de difusão permanece constante e não dependem dos parâmetros dos materiais utilizados.

O risco de corrosão do aço nas regiões das fissuras de flexão transversais as armaduras principais depende essencialmente da qualidade e espessura do concreto de cobertura da armadura. Nesse contexto, a ABNT NBR 6118:2007 considera satisfatória para as exigências de durabilidade e segurança aberturas de fissuras na superfície do concreto da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, no que concerne à corrosão das armaduras passivas. Para armaduras ativas, onde há possibilidade de corrosão sob tensão, esses limites são mais restritos. Helene (2004) acrescenta que no caso de armaduras ativas a abertura de fissuras na região das armaduras não deve ser superior a 0,1 mm.

Segundo Helene (1993), o cobrimento das armaduras deve ter alta compacidade, teor de argamassa adequado e homogêneo, para que proteja, por impermeabilidade, a armadura contra os agentes agressivos, atuando desta maneira como barreira física.

O cobrimento atua como uma barreira física para a entrada de agentes agressivos, umidade e oxigênio. Além da barreira física proporcionada pela sua espessura do cobrimento, também é gerada uma proteção química devido ao ambiente alcalino do concreto. De acordo com Neville (1997), para prevenir a corrosão induzida por íons cloretos deve-se diminuir a

permeabilidade do concreto de cobrimento, isto é, o controle da entrada desses íons pode ser realizado através da espessura do cobrimento.

Tomando por base modelos deterministas de previsão da vida útil, que consideram a frente de penetração de elementos agressivos diretamente proporcional a raiz quadrada do tempo ($X=K.t^{1/2}$), fica ainda mais evidente a importância do cobrimento nas estruturas de concreto armado, pois, ao dobrar a espessura do cobrimento, a vida útil da estrutura é multiplicada em quatro vezes.

Pereira *et al.* (2010) avaliaram o grau de corrosão para diferentes espessuras de cobrimento (2,5 cm; 4 cm e 6 cm) e constatou que conforme se diminui o cobrimento do concreto tem-se um acréscimo no grau de corrosão. Além disso, os autores verificaram que o incremento tende a ser mais suave quanto menor for à relação água/ligante utilizada, conforme apresentado na Figura 2.11.

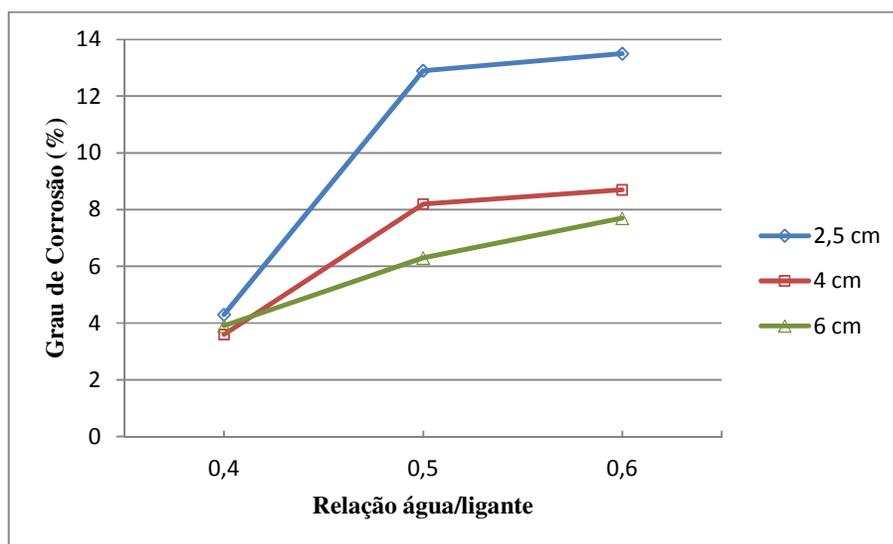


Figura 2.11 – Influência da espessura de cobrimento no processo corrosivo (PEREIRA *et al.*, 2010).

Considerando que a agressividade do ambiente tem influência preponderante na durabilidade das estruturas, a ABNT NBR 6118:2007 recomenda a espessura do cobrimento em função da classe de agressividade ambiental na qual a estrutura encontra-se inserida. Após definição da classe de agressividade ambiental e do tipo de elemento a ser construído (concreto armado ou protendido), o cobrimento nominal recomendado a ser respeitado ao longo de todo o elemento deve ser adotado, conforme Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm, conforme ABNT NBR 6118:2007.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

2.6.2.7 Carbonatação

A exposição de concretos a ambientes com alta concentração de CO_2 provoca o processo de carbonatação e, conseqüentemente, reduz o pH da matriz do concreto. Quando a frente de carbonatação avança através do concreto, a resistência ao cloreto da argamassa é afetada. Portanto, quando os dois principais agentes responsáveis pelo processo corrosivo atuam de forma conjunta aumenta ainda mais gravidade dos efeitos causados pela corrosão.

Quando o concreto encontra-se parcialmente saturado, pode ocorrer, simultaneamente, a difusão de dióxido de carbono e oxigênio, ocasionando a carbonatação e a penetração de íons cloretos devido à ação capilar. Dessa forma, existem os elementos necessários (água, CO_2 , O_2 e Cl) para desencadear as reações de carbonatação e a corrosão por íons cloretos (GUO *et al.*, 2008).

A taxa de corrosão é significativamente acelerada e intensificada quando a penetração de íons cloretos é precedida por carbonatação. Ensaios realizados mostraram que a severidade da corrosão nos corpos-de-prova carbonatados e posteriormente sujeitos ao ataque de íons

cloretos foi majorada em até 114% em comparação com corpos-de-prova sujeitos à situação inversa (ZIVICA, 2003). O mesmo autor conclui que a carbonatação seguida pelo ataque de cloretos intensifica o processo corrosivo devido à diminuição da alcalinidade na solução de poros do concreto.

A instabilidade dos cloroaluminatos dependem diretamente do pH; a solubilidade do sal de Friedel aumenta com o grau de carbonatação dos corpos-de-prova, conseqüentemente, quanto mais carbonatados os corpos-de-prova estiverem, mais íons de cloro livres terão (SURYAVANSHI; SWAMY, 1996). Moraes (2008) afirma que a diminuição do pH para valores abaixo de 12,5 dificulta a fixação dos íons cloretos, devido à existência de condições adversas para que ocorra a cristalização do sal de Friedel.

Sendo assim, um concreto carbonatado possui menor capacidade de fixar íons cloretos do que um concreto não carbonatado. Adicionalmente, os cloretos que se encontram combinados, na forma de cloroaluminatos, podem retornar a condição de cloreto livre quando o concreto entra em processo de carbonatação aumentando a concentração de íons de Cloro livres, resultando na aceleração da velocidade de corrosão (LIMA, 2009).

Monteiro (1996), após realizar procedimento experimental utilizando ensaios eletroquímicos em corpos-de-prova prismáticos de argamassas submetidos ao ataque de íons cloretos, concluiu que o desempenho dos corpos-de-prova submetidos à corrosão por cloretos é significativamente melhor quando as argamassas não estão carbonatadas.

Entretanto, Tumidajski e Chan (1996) demonstraram que a presença de CO₂ em solução contaminada com NaCl diminui a penetração e a difusividade de íons cloretos em concretos moldados com cimento simples, enquanto que foi observado comportamento oposto para concretos contendo escória.

Chindaprasirt, Rukzon e Sirivivatnanon (2008) trabalhando com argamassas, utilizando ensaio acelerado de carbonatação (teor de 5% de CO₂), além de ensaios para avaliar a difusão e penetração de íons cloretos na argamassa, concluíram que a exposição de corpos-de-prova a ambientes contendo dióxido de carbono (CO₂) reduz a resistência à penetração de íons cloretos, tornando-os mais susceptíveis à corrosão por cloretos.

2.6.2.8 Teor de umidade, resistividade e disponibilidade de oxigênio

O conteúdo de umidade representa um dos fatores que mais influencia a corrosão, uma vez que altera a resistividade do concreto e a permeabilidade do oxigênio, como também por proporcionar a água necessária para que se suceda a reação catódica de redução do oxigênio.

Oh e Jang (2007) comentam que o aumento da umidade relativa causa uma maior acumulação de cloretos no concreto; isto pode ser explicado pelo fato de que os íons cloretos se movem, por difusão, através da água presente na estrutura de poros do concreto.

Segundo Andrade, C. (1992), se os poros estão saturados de umidade, como é o caso na Figura 2.12 c, ainda que a resistividade seja a menor possível, o oxigênio terá primeiro que se dissolver na água para poder alcançar a armadura. Nessa situação, o processo de corrosão está controlado pelo acesso de oxigênio e as velocidades de corrosão não serão as mais elevadas, sendo inclusive muito baixas, como a que ocorre em estruturas de concreto armado situadas a certa profundidade do mar.

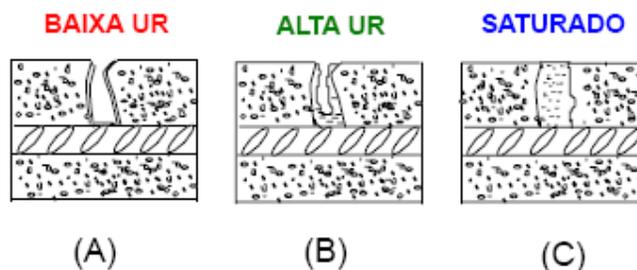


Figura 2.12 - Teor de umidade dos poros do concreto em função da umidade do ambiente (ANDRADE, C., 1992).

Quando os poros contêm pouquíssima umidade, a resistividade é muito elevada e o processo de corrosão fica muito dificultado. Nesse caso, a velocidade de corrosão será baixa, ainda que o concreto se mostre carbonatado e contaminado por íons cloretos (Figura 2.12 a).

As velocidades de corrosão máximas ocorrem em concretos com teores de umidade altos, porém, sem saturar os poros. O oxigênio chega facilmente à armadura e a resistividade é suficientemente baixa para permitir elevadas velocidades de corrosão (Figura 2.12 b).

Helene (1993) corrobora tais assertivas, afirmando que a corrosão não se dá em concretos secos, por insuficiência de eletrólito, e nem em concretos saturados visto que o acesso do oxigênio será dificultado.

No que tange à penetração de cloretos, não há como o cloreto entrar, se a umidade onde a estrutura encontra-se estiver menor que 60% permanentemente, ou seja, quando existe a penetração de cloretos é porque também existem condições de umidade adequadas à corrosão. No caso da carbonatação, a corrosão só ocorre com umidade acima de 60% (HELENE, 2004). O mesmo autor conclui que somente deve-se considerar risco de corrosão de armaduras por gás carbônico ou por cloretos quando a umidade ambiental estiver entre 60% e 99%.

2.6.2.9 Temperatura

A temperatura também assume um papel importante no desenvolvimento da corrosão das armaduras, pois pode estimular a mobilidade iônica favorecendo o transporte dos íons através da microestrutura do concreto e influenciar o conteúdo de água no interior do concreto em função da condensação ou evaporação da água (ANDRADE, C., 1992). Segundo Gentil (2007), o aumento da temperatura acarreta o aumento da condutividade do eletrólito. Monteiro (1996) afirma que a umidade, temperatura e o oxigênio podem ter efeitos opostos; o aumento da umidade facilita a corrosão, mas inibe a entrada de oxigênio, já o aumento de temperatura acelera a corrosão, porém a condensação irá diminuir.

Em estudos realizados, Mazer e Lima (2009) constataram que corpos-de-prova submetidos à temperatura de 30° C proporcionaram uma maior concentração de cloretos totais, quando comparados àqueles submetidos à temperatura de 20° C. Também observaram que o aumento da temperatura favorece o avanço de íons cloretos no interior do concreto e acarretam em maiores concentrações de cloretos para uma mesma profundidade.

Nguyen, Lorente e Carcasses (2009) examinaram a influência da temperatura (5, 21 e 35°C) na penetração de cloretos nas argamassas utilizando dois tipos de cimentos: o primeiro sem adição (CEM-I) e outro com cinzas e escórias de alto-forno (CEM-V). Os resultados evidenciaram que o coeficiente de difusão aumenta com a elevação da temperatura nos dois tipos de cimento (Figura 2.13). A profundidade de penetração também apresentou um acréscimo com a elevação da temperatura nos dois casos.

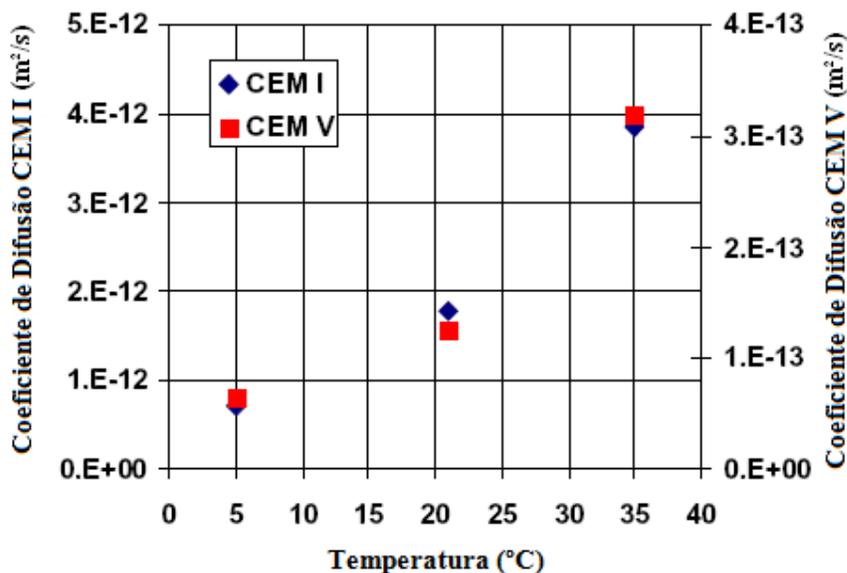


Figura 2.13 - Coeficiente de difusão dos cloretos em corpos-de-prova de argamassas utilizando CEM-I e CEM-V expostos à temperatura de 5, 21 e 35 °C (NGUYEN; LORENTE; CARCASSES, 2009).

Hussain *et al.* (1995), estudando o aumento da temperatura de cura de 20 para 70°C em corpos-de-prova, concluíram que o aumento da temperatura reduz a resistência à corrosão devido ao aumento na velocidade de difusão dos íons cloretos e das reações de corrosão. Maslehuddin, Page e Rasheeduzzafar (1997) afirmam que a capacidade de fixação dos cloretos diminui com o aumento da temperatura (25-70°C), para cimentos simples e compostos, elevando assim, a relação Cl/OH^- , indicando a vulnerabilidade em acelerar a despassivação do aço em concreto exposto a elevadas temperaturas.

Utilizando corpos-de-prova cilíndricos (10 x 20 cm) imersos em solução com 3,5% de cloretos por 15 semanas, Oh e Jang (2007) demonstraram através do ensaio de perfil de cloretos que o aumento da temperatura no ambiente em que a estrutura de concreto encontra-se inserida ocasiona um aumento na penetração de cloretos.

Caré (2008) investigou o efeito causado pela temperatura (45°C, 80°C e 105°C) sobre a difusão de cloretos e as características microestrutural em materiais cimentícios. Os resultados demonstraram que o aumento da temperatura modifica a estrutura de poros, aumentando a porosidade total e o tamanho médio dos poros, além de induzir um processo de fissuração evidenciado através do ensaio de penetração de mercúrio. Constataram, conseqüentemente, que o ingresso de cloretos foi ampliado com o aumento da temperatura.

2.6.2.10 Proporção de cloretos

O aço no concreto está normalmente em um estado passivo devido a uma fina camada de óxido formada em sua superfície e permanece estável no ambiente de alta alcalinidade do concreto. Contudo, quando o concreto é exposto ao ambiente marinho, os íons cloretos podem penetrar no concreto endurecido. Assim que a concentração de íons cloretos excede um valor crítico, o filme será destruído e a corrosão será iniciada. Essa concentração pode ser apresentada como a percentagem de cloretos totais ou livres por massa de cimento, ou ainda pela relação Cl^-/OH^- .

Andrade, C. (1992), avaliando a intensidade de corrosão em testemunhos submersos em água do mar contendo armaduras com cobrimento de 1,5 e 7,5 cm, concluiu que quantidades crescentes de cloretos fazem aumentar a velocidade de corrosão.

A proporção de cloretos, também conhecida pela relação Cl^-/OH^- , é algo relevante para o qual se deve estar atento nas estruturas de concreto armado, pois o aumento das concentrações de Cl^- , além de diminuir a resistividade elétrica, devido à maior condutividade proporcionada por esses íons, pode também provocar o aumento da velocidade de corrosão (MEHTA; MONTEIRO, 2008; MONTEIRO, 2002).

A proporção de cloretos para induzir uma situação permanente de corrosão nas barras do concreto armado não tem um único valor e depende de vários fatores, tais como: traço do concreto, tipo de cimento, conteúdo de C_3A no cimento, adensamento, relação água/cimento, temperatura, umidade, condições superficiais do aço, entre outros (ALONSO *et al.*, 2000). Glass e Buenfeld (1997), em ampla pesquisa realizada utilizando dados obtidos em trabalhos de diversos pesquisadores que empregaram amostras de argamassa e concreto, tanto em ambiente de campo como de laboratório, indicaram que os níveis máximos para teor total de cloretos, que ocasionam a passagem da armadura embutida no concreto do estado passivo para o ativo, podem variar entre 0,17% a 2,5% de íons Cl^- por massa de cimento.

Hussain *et al.* (1995), estudando pastas de cimentos ($a/c=0,60$) contaminadas com 0,3, 0,6 e 1,2% de Cl^- por massa de cimento e com 2,43, 7,59 e 14% de C_3A na composição química do ligante, concluíram que o teor crítico de cloretos tolerável para as amostras moldadas com o

cimento com 14% de C_3A é 3 vezes maior do que as moldados utilizando cimentos com 2,43% de C_3A ; para este estudo foi considerada uma relação crítica de Cl^-/OH^- igual a 0,3.

O filme protetor de óxido de ferro presente na superfície do aço é destruído dependendo da relação Cl^-/OH^- , mesmo para valores de pH superiores a 11,5. Quando a relação Cl^-/OH^- é mais alta que 0,6, o aço fica desprotegido contra a corrosão, já que a camada de óxido se torna instável nessas condições (MEHTA; MONTEIRO, 2008). No entanto, Lambert; Page e Vassie (1991 *apud* HELENE, 1993) detectaram que, para concretos em situações reais, a relação crítica necessária para despassivar o aço dentro do concreto deve ser de Cl^-/OH^- igual a 3.

Utilizando corpos-de-prova prismáticos de argamassas de cimento Portland com traço de 1:3, relação água/cimento igual a 0,5 e cloretos adicionados à água de amassamento, Alonso *et al.* (2000) encontraram intervalos limites para valores de íons cloretos que induzem a uma situação de corrosão. Esses valores foram expressos em diferentes formas, conforme apresentado na Tabela 2.6 a seguir:

Tabela 2.6 - Intervalos de valores de íons cloretos necessário para iniciar o processo corrosivo, expresso em diferentes formas (ALONSO *et al.*, 2000).

% Cl⁻ Total (massa de cimento)	% Cl⁻ Livre (massa de cimento)	Cl⁻/OH⁻ (solução de poros)
1,24-3,08	0,39-1,16	1,17-3,98

Expressando-se o teor de íons cloretos como o teor livre de íons cloretos ou pela relação entre o teor livre de íons cloretos pela concentração de hidroxilas na solução de poros, apesar de embasados no teor de íons que efetivamente causam danos a armadura, deve-se lembrar de que existe a parcela de íons fixada que, dependendo das condições, poderá se tornar livre (HUSSAIN; RASHEEDUZZAFAR, 1993; MASLEHUDDIN; PAGE; RASHEEDUZZAFAR, 1997). Glass, Reddy e Buenfeld (2000) demonstraram que, quando o pH diminui para valores menores que 12,5 os íons cloretos fixados se dissolvem rapidamente, representando um risco de corrosão. Levando em consideração as afirmações acima, o limite de íons de cloro seria corretamente representado pelo teor total de íons cloretos, relativos à massa de cimento.

Em investigação mais recente Xu, Jiang e Wang (2009), utilizando solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ para simular a solução alcalina de poros do concreto, concluíram que o teor de íons cloretos na solução de poros do concreto necessário para despassivar a armadura é o de 0,02 mol/L. Os mesmos pesquisadores afirmam que o teor total crítico de íons de cloro total, relativos à massa do cimento, varia entre 0,4 e 1,44% de acordo com o método eletroquímico utilizado para a determinação, conforme Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Intervalos de teor total de íons cloretos necessário para despassivar a armadura de acordo com o método de detecção utilizado, expressos em porcentagem de íons de cloro relativos à massa de cimento (XU; JIANG; WANG, 2009).

Potencial de Corrosão	Impedância Eletroquímica	Resistência de Polarização
0,4-1,0	0,92-1,44	0,69-1,20

Essas divergências evidenciam a dificuldade de se estabelecer um parâmetro seguro, no que diz respeito à concentração de íons cloretos a ser adotado. Essa concentração varia de acordo com as condições de exposição da estrutura, com as características tecnológicas dos materiais utilizados e com o processo de detecção utilizado.

2.6.2.11 Tipo de *cátion* associado

Pesquisa desenvolvida por Tritthart (1988) evidenciou que a adição de 1% NaCl na água de amassamento de pastas de cimento resulta em um aumento de até 60% na concentração de íons cloretos se comparada com a adição ácido clorídrico (HCl), cloreto de cálcio (CaCl_2) ou cloreto de magnésio (MgCl_2), na mesma proporção. Sendo assim, diferentes compostos de cloretos produzem concentrações distintas de íons cloretos em amostras com mesmo traço, ou seja, o tipo de *cátion* associado ao cloreto exerce influência na corrosão.

Ayra, Buenfeld e Newman (1990), estudando a capacidade fixação entre diversas pastas de cimento, demonstraram que o tipo de *cátion* associado representa o fator mais influente na fixação de cloretos advindos de contaminação externa. Através do experimento constataram um aumento na capacidade de fixação de cloretos em pastas de cimento contaminadas por solução de MgCl_2 e CaCl_2 de 22% e 30%, respectivamente, em relação à solução de NaCl (cloreto de sódio).

Ratificando as afirmações anteriores, estudos realizados por Zivica (2003) em corpos-de-prova prismáticos (40x40x120 mm) de argamassas apontaram que a penetração de soluções de cloreto de cálcio e magnésio demonstra praticamente a mesma agressividade; no entanto, ela é menor em comparação com a solução de cloreto de sódio. As armaduras atacadas pela solução de NaCl apresentaram uma perda de massa 2,5 vezes maior, apesar desta solução conter aproximadamente metade da concentração de íons cloretos em relação as outras.

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Este procedimento experimental foi elaborado com o objetivo de avaliar a capacidade de proteção de diferentes tipos de cimentos frente à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloretos. A eficiência dos cimentos analisados será avaliada através do comportamento dos corpos-de-prova durante a realização dos ensaios de absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade, resistência à compressão e potencial de corrosão. A metodologia proposta será detalhada a seguir.

3.1 Variáveis estudadas

3.1.1 Variáveis independentes

As variáveis independentes são aquelas manipuladas e definidas com a finalidade de observar sua influência nas variáveis medidas, ou seja, nas variáveis dependentes. Na Tabela 3.1 estão relacionadas às variáveis independentes empregadas nesta pesquisa:

Tabela 3.1 – Variáveis independentes da pesquisa.

Variáveis independentes	
Tipo de Cimento Portland	CPII-Z-32
	CPIII-40
	CPIV-32
Relação água/cimento	0,7
	0,4
Período de Cura	7 dias
	28 dias

3.1.2 Variáveis dependentes

As variáveis dependentes são aquelas afetadas e explicadas pelas variáveis independentes e as desta pesquisa estão relacionadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Variáveis dependentes da pesquisa.

Variáveis dependentes	
Avaliação da Corrosão	Potencial de Corrosão (E_{corr})
Avaliação das propriedades da Argamassa	Absorção Capilar
	Absorção por Imersão
	Resistência à Compressão

3.2 Caracterização dos materiais

3.2.1 Cimento

No programa experimental foram utilizados três tipos distintos de cimentos Portland, quais sejam, CII-Z-32, CIII-40 e CIV-32. Eles foram escolhidos de acordo com a capacidade de proteção em ambientes contaminados por cloretos e pela capacidade diferenciada de cada cimento em fixar os íons cloretos, além de possuírem larga utilização no mercado da região Nordeste.

Os cimentos CII-Z-32 e CIV-32 incorporavam em sua composição material pozolânico, designado de pozolana natural proveniente de rocha vulcânica, nos teores de 12% e 43%, respectivamente. Na composição do cimento CIII-40 existia um percentual de 67% de escória de alto-forno.

3.2.1.1 Determinações químicas

As determinações químicas para os cimentos utilizados no procedimento experimental estão listadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Determinações químicas dos cimentos.

Determinações químicas (%)	CPII-Z-32	Limites ABNT NBR 11578:1991	CPIII-40	Limites ABNT NBR 5735:1991	CPIV-32	Limites ABNT NBR 5736:1991
Perda ao fogo	5,44	≤ 6,5	3,83	≤ 4,5	4,48	≤ 4,5
Óxido de silício (SiO ₂)	23,99	S.E.	20,98	S.E.	32,37	S.E.
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	4,70	S.E.	4,91	S.E.	5,09	S.E.
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	2,46	S.E.	3,75	S.E.	2,29	S.E.
Óxido de cálcio (CaO)	53,41	S.E.	59,37	S.E.	46,55	S.E.
Óxido de cálcio livre (CaO)	0,80	S.E.	0,61	S.E.	0,78	S.E.
Óxido de magnésio (MgO)	3,98	≤ 6,5	3,78	S.E.	3,54	≤ 6,5
Trióxido de enxofre (SO ₃)	3,26	≤ 4,0	2,29	≤ 4,0	3,17	≤ 4,0
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,14	S.E.	0,03	S.E.	0,15	S.E.
Óxido de potássio (K ₂ O)	1,65	S.E.	0,42	S.E.	1,46	S.E.
Resíduo insolúvel	14,34	≤ 16,0	0,88	≤ 1,5	25,77	S.E.
Anidrido carbônico (CO ₂)	4,02	≤ 5,0	2,88	≤ 3,0	2,79	≤ 3,0

Dados fornecidos pelos fabricantes. | S.E.- Sem especificação.

3.2.1.2 Características físicas e propriedades mecânicas

As características físicas e as propriedades mecânicas dos cimentos utilizados no procedimento experimental estão listadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Características e propriedades dos cimentos.

Características e propriedades	CPII-Z-32	Limites ABNT NBR 11578:1991	CPIII-40	Limites ABNT NBR 5735:1991	CPIV-32	Limites ABNT NBR 5736:1991	
Massa específica (g/cm ³)	2,84	S.E.	2,90	S.E.	2,82	S.E.	
Finura	# 200 (%)	-	≤ 12,0	0,4	≤ 8,0	-	≤ 8,0
	# 325 (%)	12,21	S.E.	4,4	S.E.	13,76	S.E.
	Área específica (m ² /Kg)	470	≥ 260	606	S.E.	560	S.E.
Tempo de pega (min)	Inicial	264	≥ 1,0	185	≥ 1,0	245	≥ 1,0
	Final	327	≤ 10,0	285	≤ 12,0	308	≤ 12,0
Resistência à compressão (MPa)	1 dia	13,4	S.E.	-	S.E.	11,7	S.E.
	3 dias	23,3	≥ 10,0	22,4	≥ 12,0	21	≥ 10,0
	7 dias	28,8	≥ 20,0	37,7	≥ 23,0	26,7	≥ 20,0
	28 dias	39,2	≥ 32,0	52,6	≥ 40,0	38,3	≥ 32,0

Dados fornecidos pelos fabricantes, exceto os referentes à massa específica que foram obtidos seguindo orientações da ABNT NBR NM 23:2001. | S.E.- Sem especificação.

3.2.2 Areia

A areia utilizada como agregado miúdo, no programa experimental, é oriunda da Região Metropolitana do Recife. Os resultados dos ensaios de caracterização do agregado miúdo constam na Tabela 3.5. A Figura 3.1 representa a composição granulométrica da areia utilizada no presente trabalho de acordo com a ABNT NBR NM 248:2003. Observa-se que na Figura 3.1, a distribuição granulométrica do agregado miúdo encontra-se dentro da zona utilizável especificada pela ABNT NBR 7211:2009.

Tabela 3.5 – Caracterização da areia utilizada no programa experimental.

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (ABNT NBR NM 248:2003)		
Abertura Peneira (mm)	% Médio Retido	% Médio Acumulado
75	0	0
50	0	0
37,5	0	0
25	0	0
19	0	0
12,5	0	0
9,5	0	0
6,3	0	0
4,75	0	0
2,36	2,05	2
1,18	12,4	14
0,6	25,5	40
0,3	37,65	78
0,15	16,3	94
Fundo	6,1	100
Massa Específica (g/cm³) (ABNT NBR NM 52:2009)	2,59 g/cm³	
Massa Unit. Agregado Solto (g/cm³) (ABNT NBR NM 45:2006)	1,59 g/cm³	
Material Pulverulento (%) (ABNT NBR NM 46:2003)	0,57%	
Módulo de Finura (ABNT NBR NM 248:2003)	2,28 mm	
Diâmetro Máximo (mm) (ABNT NBR NM 248:2003)	1,18 mm	
Argila em Torrões (%) (ABNT NBR 7218:2010)	8,31%	

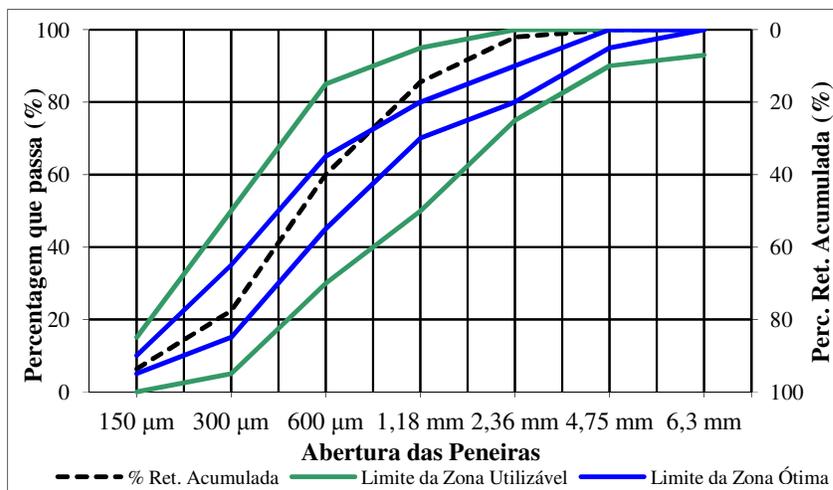


Figura 3.1 – Curva de distribuição granulométrica do agregado, em que se classifica segundo a ABNT NBR 7211:2009 como agregado de zona utilizável.

3.2.3 Armadura

As armaduras empregadas nos corpos-de-prova prismáticos destinados às medidas eletroquímicas de potencial de corrosão foram da classe CA – 60 com 5 mm de diâmetro.

3.2.4 Água

A água utilizada para moldar os corpos-de-prova de argamassa é proveniente da rede de abastecimento pública do Recife.

3.3 Definição das séries dos ensaios

Com o programa experimental adotado procurou-se avaliar de forma comparativa a influência dos três tipos de cimentos em relação à corrosão das armaduras, variando dois parâmetros, a saber:

- ✓ Relação água/cimento;
- ✓ Período de Cura.

A variação da relação água/cimento tem como objetivo avaliar o desempenho dos cimentos em condições microestruturais distintas, já que a estrutura dos poros é governada principalmente pela relação água/cimento utilizada na confecção da mistura (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Pelo motivo apresentado anteriormente, foram escolhidas relações água/cimento com significativa variação: $a/c = 0,4$ e $a/c = 0,7$. Durante o programa experimental houve a preocupação em manter as mesmas condições no estado fresco dos corpos-de-prova, isto é, os mesmos foram confeccionados dentro de uma mesma faixa de trabalhabilidade: 260 mm a 300 mm, verificada através do ensaio de determinação do índice de consistência normal de argamassa ABNT NBR 7215:1997. Esta decisão foi tomada pelo fato de que a trabalhabilidade, juntamente com a resistência à compressão, são os principais critérios utilizados para especificação de concretos e argamassas a fim de se atingir a adequação à aplicação desejada (BALLIM, 1993).

A porosidade dos concretos e argamassas depende diretamente dos fatores adotados na sua confecção, portanto, as condições de cura influenciam na microestrutura dos mesmos. Neste trabalho, os corpos-de-prova foram submetidos a duas condições de cura distintas, que serão detalhadas mais adiante. Os períodos de cura em câmara úmida escolhidos foram de 7 e 28 dias, pois são os períodos usualmente empregados no estudo do comportamento mecânico dos concretos e argamassas.

As séries dos corpos-de-prova foram definidas a partir das variáveis supracitadas e para o ensaio acelerado de corrosão foram confeccionados corpos-de-prova prismáticos, conforme será apresentado no item 3.5. Para os ensaios complementares de absorção por imersão ABNT NBR 9778:1987, absorção por capilaridade ABNT NBR 9779:1995 e resistência à compressão ABNT NBR 7215:1997 foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos de acordo com a ABNT NBR 7215:1997. A Tabela 3.6 apresenta a definição das séries utilizadas na pesquisa, como também a quantidade de corpos-de-prova utilizados para cada ensaio.

Tabela 3.6 – Determinação das séries e da quantidade de corpos-de-prova.

Séries	Tipo do Cimento	Relação a/c	Período de Cura	Traço	Consumo de Cimento (Kg/m ³)	Número de corpos-de-prova			
						Prismáticos	Cilíndricos		
						Potencial	Resistência	Imersão	Capilaridade
A1	CPII-Z-32	0,7	7	1:3,0	463	4	4	3	3
A2	CPII-Z-32	0,7	28	1:3,0	463	4	4	3	3
B1	CPII-Z-32	0,4	7	1:1,3	821	4	4	3	3
B2	CPII-Z-32	0,4	28	1:1,3	821	4	4	3	3
C1	CPIII-40	0,7	7	1:3,0	463	4	4	3	3
C2	CPIII-40	0,7	28	1:3,0	463	4	4	3	3
D1	CPIII-40	0,4	7	1:1,1	875	4	4	3	3
D2	CPIII-40	0,4	28	1:1,1	875	4	4	3	3
E1	CPIV-32	0,7	7	1:3,0	463	4	4	3	3
E2	CPIV-32	0,7	28	1:3,0	463	4	4	3	3
F1	CPIV-32	0,4	7	1:1,0	905	4	4	3	3
F2	CPIV-32	0,4	28	1:1,0	905	4	4	3	3
Total de corpos-de-prova por ensaio =						48	48	36	36
Total geral de corpos-de-prova =						168			

A seguir, serão apresentados os procedimentos adotados para realização dos ensaios complementares e do ensaio eletroquímico de potencial de corrosão.

3.4 Ensaios complementares

Os ensaios complementares foram realizados com o objetivo de auxiliar a compreensão e interpretação do ensaio de corrosão acelerada.

A moldagem dos corpos-de-prova destinados aos ensaios complementares foi realizada de acordo com a ABNT NBR 7215:1997, moldando-se, portanto, corpos-de-prova cilíndricos de argamassa de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Após a moldagem todos os corpos-de-prova tiveram a face superior protegida com uma placa de vidro e permaneceram em câmara úmida (umidade relativa $\geq 95\%$ e temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$) por um período de 24h, quando então foram desmoldados. Em seguida, metade das amostras (séries com terminação 1) permaneceu na câmara úmida até completar um período de 7 dias de cura. A outra metade das amostras (séries com terminação 2) foi submetida a 28 dias de cura em câmara úmida. Ao saírem da câmara os corpos-de-prova foram deixados em ambiente de laboratório até o dia da realização dos ensaios. A seguir, serão detalhados os ensaios complementares presentes nesta pesquisa.

3.4.1 Absorção de água

A penetração de água influencia diretamente a durabilidade da estrutura de concreto armado exposta a ambientes contaminados com cloretos. Segundo Mehta e Monteiro (2008), a água normalmente está presente em todo o tipo de deterioração e a facilidade com que penetra nos sólidos porosos determina a taxa de deterioração. A absorção em estruturas não contaminadas interfere no período de iniciação, pois os íons cloretos utilizam a água como veículo para atingir a armadura. Já em estruturas contaminadas por cloretos, a absorção interfere no período de propagação, já que a corrosão de armaduras é um processo eletroquímico, isto é, precisa de um eletrólito para se desenvolver (MEDEIROS, 2008). Diante do que foi descrito acima, a utilização de ensaios de absorção de água neste programa experimental tem significativa importância.

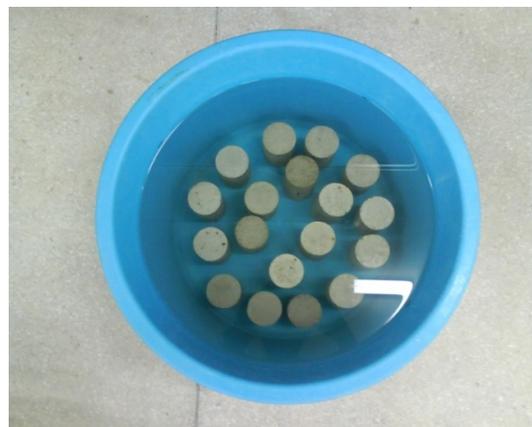
3.4.1.1 Absorção por imersão

Para o ensaio de absorção por imersão foram moldados 3 corpos-de-prova cilíndricos de acordo com a ABNT NBR 7215:1997 para cada combinação de variáveis independentes, com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, e adotado o procedimento descrito na ABNT NBR 9778:1987 para execução do ensaio. Antes de iniciar o ensaio os corpos-de-prova foram secos em estufa a uma temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ até constância de massa (Foto 3.1). Após atingirem a constância de massa foram resfriados em ambiente de laboratório durante 24h.

Já resfriados, os corpos-de-prova foram imersos em água (Foto 3.2), tomando-se o cuidado de manter o nível d'água 5 cm acima da face superior dos corpos-de-prova, ou seja, igual a 15 cm em relação à face inferior.



na estufa para
o por imersão.



por imersão.

Mantendo-se o nível constante, fica garantida que a mesma pressão atue sobre os corpos-de-prova durante todo o ensaio. Sendo assim, ao longo do ensaio a pressão varia de 5 cca - centímetro de coluna de água - (na face superior) a 15 cca (na base do corpo-de-prova), conforme ilustrado na Figura 3.2.

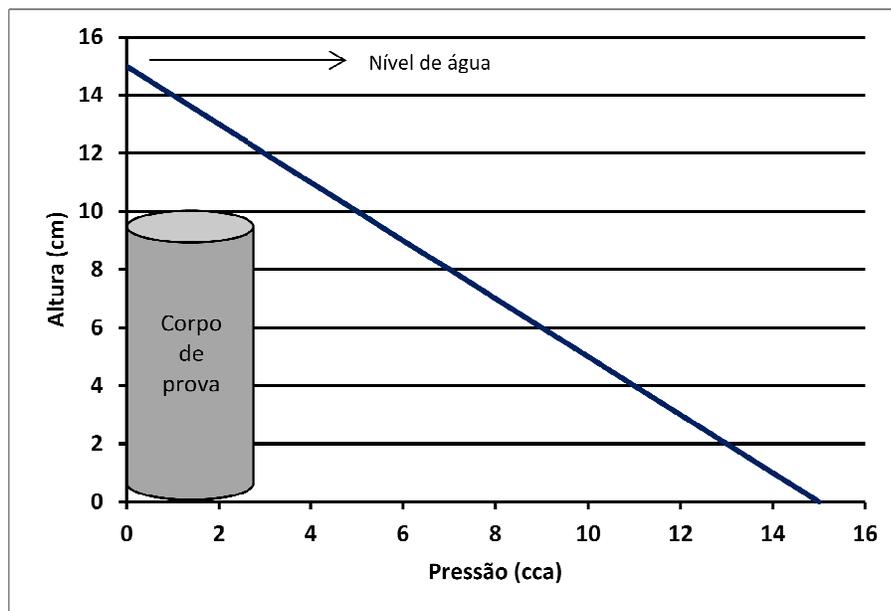


Figura 3.2 - Variação da pressão de água ao longo da altura dos corpos-de-prova.

Durante o ensaio foi determinada a massa dos corpos-de-prova por meio de uma balança analítica (menor divisão = 0,01g), verificando sua variação ao longo de 72 horas conforme procedimento descrito na ABNT NBR 9778:1987. Apesar da norma já citada sugerir determinações da massa decorridas 24 h, 48 h e 72 h de imersão, a evolução de peso dos

corpos-de-prova foi monitorada nos tempos de 10 min, 30 min, 1 h, 1,5 h, 2 h, 3 h, 3,5 h, 4 h, 5 h, 6 h, 7 h, 8 h, 24 h, 48 h e 72h para permitir uma análise mais precisa dos resultados. Os corpos-de-prova eram previamente enxugados com pano úmido antes de cada pesagem.

3.4.1.2 Absorção por capilaridade

A metodologia adotada no programa experimental baseou-se na norma ABNT NBR 9779:1995; para tanto foram ensaiados 3 corpos-de-prova cilíndricos, com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, para cada combinação de variáveis independentes. A moldagem dos corpos-de-prova se deu conforme a ABNT NBR 7215:1997.

Os corpos-de-prova foram secos em estufa a uma temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ até constância de massa (Foto 3.1). Em seguida, foram mantidos em ambiente de laboratório por 24h, para resfriarem, e pesados antes do início do ensaio. Os corpos-de-prova permaneceram, durante o ensaio (Foto 3.3), em suportes de modo que o nível de água permanecesse constante a (5 ± 1) mm acima de sua face inferior (Foto 3.4).



Foto 3.3 – Ensaio de absorção por capilaridade.



Foto 3.4 – Corpos-de-prova sobre os suportes durante o ensaio de absorção por capilaridade.

A absorção foi monitorada durante 72 horas, conforme procedimento descrito na ABNT NBR 9779:1995, a partir da pesagem dos corpos-de-prova em balança analítica (menor divisão = 0,01g). Vale ressaltar que, além das medições as 3 h, 6 h, 24 h, 48 h e 72h previstas pela norma, a evolução de peso também foi monitorada nas idades de 30 min, 1 h, 2 h, 4 h e 5 h, pois nas primeiras horas é período em que ocorre a maior velocidade de absorção capilar.

Os resultados foram analisados com auxílio de gráficos que relacionam a quantidade de água absorvida, em g/cm^2 , durante o período de realização do ensaio; também foram calculados os valores da absorvidade ($\text{Kg/m}^2\text{h}^{1/2}$), isto é, a velocidade da absorção de água pela amostra ensaiada. Para obtenção da absorvidade realizou-se o cálculo da reta tangente do gráfico de absorção capilar.

3.4.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão é bastante empregada como parâmetro de dosagem e controle de qualidade dos concretos utilizados em obras; isso se deve tanto à simplicidade do ensaio, como também por ser um parâmetro sensível às mudanças de composição da mistura. O ensaio de resistência à compressão tem uma importância significativa, uma vez que outras propriedades do concreto estão diretamente relacionadas a este parâmetro.

A resistência do concreto é diretamente influenciada por diversos fatores, tais como: tipo de cimento, porosidade, forma de adensamento, condições de cura, relação água/cimento, entre outros. A porosidade da microestrutura do concreto é considerada o principal fator limitante para a resistência; dessa forma, o preenchimento dos espaços vazios pelos produtos de hidratação contribuirá para a redução da porosidade e o conseqüente aumento da resistência.

O método consiste na determinação da resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. O princípio do procedimento de moldagem e da execução do ensaio propriamente dito é descrito na ABNT NBR 7215:1997. Para determinar a resistência foram moldados e convenientemente capeados com enxofre 4 corpos-de-prova de argamassa para representar cada série presente nesta pesquisa.

Os corpos-de-prova foram ensaiados em um laboratório especializado acreditado pelo INMETRO, com equipamento calibrado, uma vez que no período de realização da pesquisa a Escola Politécnica de Pernambuco não dispunha de equipamento adequado para realização desse experimento.

3.5 Ensaio de penetração de cloretos

De acordo com Stanish, Hooton e Thomas (1997), para avaliar a penetração de cloretos, e conseqüentemente, a corrosão, deve-se utilizar um método que acelere o processo, a fim de executar o ensaio em um tempo razoável, já que a penetração de íons cloretos no concreto é um processo lento.

Para o ensaio de corrosão acelerada foram moldados corpos-de-prova prismáticos de argamassa com dimensões reduzidas, empregando armaduras dispostas com cobrimentos pré-definidos, confeccionados com argamassa de cimento e areia variando os parâmetros que se desejava estudar: cimento, relação água/cimento e período de cura. Os corpos-de-prova prismáticos vêm sendo largamente utilizados para esse tipo de ensaio por diversos pesquisadores (BAUER, 1995; CABRAL, 2000; LIMA, 2009; MONTEIRO, 1996; MONTEIRO, 2002; MOTA, 2011; NEPOMUCENO, 1992; OLIVEIRA, 2011; TESSARI, 2001). No entanto, as dimensões dos corpos-de-prova e os parâmetros utilizados para acelerar e avaliar a corrosão de armaduras não são padronizados. Na presente pesquisa, empregou-se a metodologia sugerida por Monteiro (1996), por se tratar de um procedimento simples e que torna os corpos-de-prova rapidamente susceptíveis a ação dos agentes agressivos.

O motivo da utilização de argamassa e não de concreto, entre outras razões, foi a dimensão dos corpos-de-prova que inviabilizam a utilização de agregado graúdo, o que geraria dificuldades durante a moldagem. Estudos realizados por Winslow e Liu (1990) evidenciam que a pasta na argamassa possui estrutura de poros semelhante à estrutura de poros da pasta no concreto. Portanto, pode-se supor que a estrutura porosa da pasta na argamassa pode ser um modelo adequado ao estudo da porosidade da pasta no concreto, embora possa haver alguma influência na zona de transição.

Os corpos-de-prova da presente pesquisa foram confeccionados de acordo com a metodologia proposta por Monteiro (1996), nas dimensões de 60 x 80 x 25 mm, com duas barras de 5 mm de diâmetro, 100 mm de comprimento e com cobertura de 10 mm conforme mostrado na Figura 3.3. Os corpos-de-prova empregados são ligeiramente maiores do que os utilizados por Nepomuceno (1992), todavia menores que os utilizados em outros trabalhos (BAUER, 1995; CABRAL, 2000). Para cada combinação foram feitos quatro corpos-de-prova, variando a

relação água/cimento (0,4 e 0,7) e o período de cura (7 e 28 dias). Os corpos-de-prova foram curados em câmara úmida (umidade relativa $\geq 95\%$ e temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$); após esse período permaneceram em ambiente de laboratório por 15 dias ou até terem apresentado constância de massa. Em seguida, foram submetidos ao ensaio acelerado de corrosão.

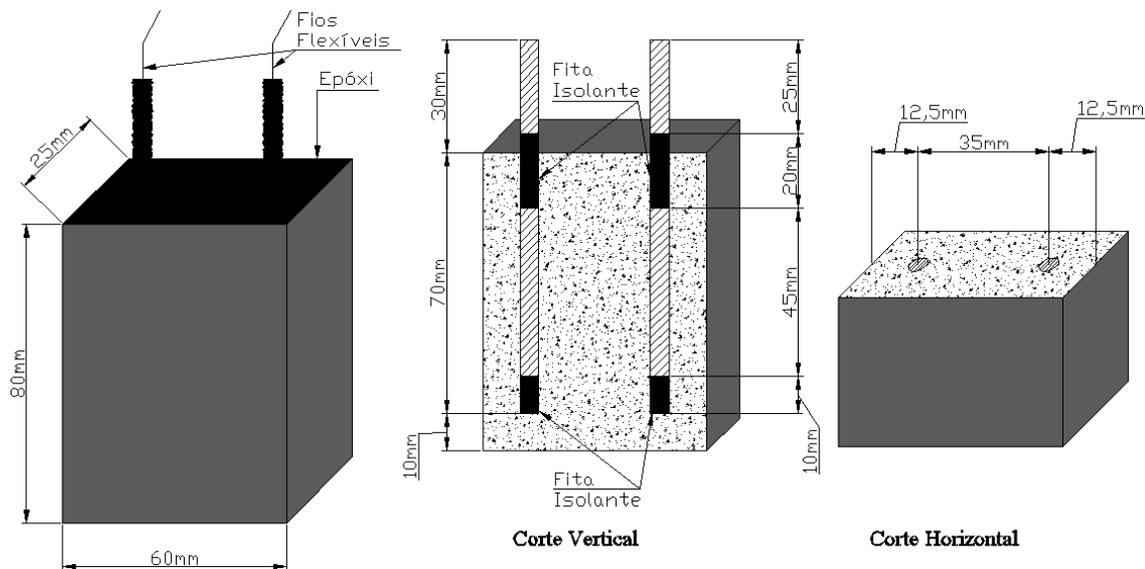


Figura 3.3 – Corte vertical e horizontal dos corpos-de-prova.

A seguir é detalhado todo o procedimento utilizado para confecção dos corpos-de-prova prismáticos.

3.5.1 Preparação das barras

Antes da moldagem dos corpos-de-prova as barras foram submetidas ao procedimento de limpeza descrito na norma ASTM C 1152 (2004). Primeiramente, as barras foram imersas em solução de ácido clorídrico 1:1, por um período de 15 minutos (Foto 3.5), com o objetivo de remover os óxidos presentes, não ocorrendo, entretanto, ataque ao metal. Em seguida, as barras foram lavadas em água corrente, recebendo escovação com a finalidade de remover todos os óxidos presentes (Foto 3.6). Posteriormente, ocorreu a imersão das barras em acetona por 2 minutos (Foto 3.7), para retirada dos possíveis elementos gordurosos presentes na superfície das barras. Por último, as barras foram secadas com jato de ar quente (Foto 3.8).

Ainda antes da moldagem, a área das barras exposta ao ataque foi limitada através da colocação de fita isolante nas suas extremidades (Foto 3.9), estabelecendo-se uma área bem definida exposta à corrosão representando a região anódica da barra.

Uma vez realizada a delimitação, as barras foram dispostas em um dessecador até o momento da moldagem (Foto 3.10). Este procedimento impede que a umidade atue sobre as mesmas preservando as condições superficiais do material. O método de moldagem dos corpos-de-prova é descrito a seguir no próximo item.



Foto 3.5 - Barras imersas em solução de ácido clorídrico.



Foto 3.6 – Barra sendo lavada e escovada em água corrente.



Foto 3.7 – Barras imersas em solução de acetona.



Foto 3.8 – Barra sendo secada com jato de ar quente.



Foto 3.9 – Delimitação da área de exposição da barra.



Foto 3.10 – Barras dispostas no dessecador.

3.5.2 Moldagem dos corpos-de-prova prismáticos

A argamassa utilizada para moldagem dos corpos-de-prova do ensaio acelerado de corrosão foi confeccionada seguindo as instruções da ABNT NBR 7215:1997, com o intuito de se ter o maior grau possível de homogeneidade e principalmente precisão de forma, dimensões e posicionamento das barras. Para moldagem foi utilizado em ambiente de laboratório um misturador mecânico com capacidade de 5L (Fotos 3.11 e 3.12).



Foto 3.11 – Misturador mecânico utilizado na moldagem dos corpos-de-prova prismáticos.



Foto 3.12 – Areia sendo adicionada para confecção da argamassa.

A fôrma utilizada foi fabricada com material plástico, o que facilita a desmoldagem dos corpos-de-prova e evita a utilização de produtos desmoldantes, possível fator interveniente nos resultados (Foto 3.13). O procedimento de moldagem foi feito de forma manual (Foto 3.14), com o lançamento e o adensamento realizado em duas camadas imediatamente após o amassamento e com a maior rapidez possível.



Foto 3.13 – Fôrma utilizada para moldagem dos corpos-de-prova prismáticos.



Foto 3.14 – Moldagem dos corpos-de-prova prismáticos.

Logo após a moldagem, os corpos-de-prova ainda nos moldes foram colocados em câmara úmida (umidade relativa $\geq 95\%$ e temperatura de $23\pm 2^\circ\text{C}$), com a face superior protegida por uma placa de vidro (Foto 3.15), sendo desmoldados e identificados após 24hs, permanecendo na câmara úmida até a idade estabelecida (7 e 28 dias). Foram conectados fios flexíveis à extremidade livre das armaduras, cujo objetivo era propiciar a conexão elétrica durante o ensaio de potencial de corrosão. Esta conexão foi protegida com fita isolante e sobre a fita foi aplicada resina epóxi (Foto 3.16). A resina epóxi tem como objetivo dificultar a penetração de agentes agressivos pela parte superior dos corpos-de-prova e proteger a parte superior da armadura.



Foto 3.15 – Corpos-de-prova prismáticos ainda nos moldes na câmara úmida.

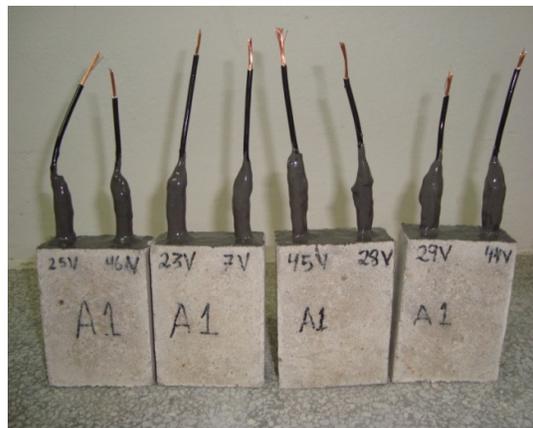


Foto 3.16 – Corpos-de-prova prismáticos com fios conectados à extremidade das barras.

Após a cura em câmara úmida os corpos-de-prova permaneceram em ambiente de laboratório por um período de 15 dias ou até terem apresentado constância de massa; em seguida foram submetidos ao ensaio acelerado de corrosão.

3.5.3 Metodologia empregada no ensaio acelerado de corrosão

Segundo Monteiro (1996), o ingresso de cloretos varia muito significativamente conforme o tipo de ensaio e as condições de umidade dos corpos-de-prova. Foi adotado o procedimento proposto pelo mesmo autor, que consiste em semiciclos de secagem e imersão parcial em solução aquosa com NaCl, pois este permite o transporte dos agentes agressivos tanto por absorção capilar, como também o ingresso de cloretos por difusão. Essa metodologia foi escolhida pela razão de proporcionar a atuação dos principais mecanismos de transporte de cloretos (absorção por capilaridade e difusão iônica) no concreto (JUCÁ, 2002) e pelo fato desses dois mecanismos governarem os efeitos nos ensaios cíclicos de secagem e umectação (HONG; HOOTON, 1999). Além disso, o cloreto de sódio é o mais importante sal de cloro, pois está presente nas principais situações de agressividade provenientes de contaminação externa, tal como em ambientes marinhos (AYRA; BUENFELD; NEWMAN, 1990).

Após devidamente curados e secados em ambiente de laboratório por 15 dias, os corpos-de-prova foram submetidos a semiciclos de secagem e umectação em solução aquosa com 5 % de NaCl, durante um período de três meses. Os semiciclos caracterizam-se conforme a Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Etapas do ensaio cíclico.

Semiciclo	Condição	Duração
Secagem	Estufa	5 dias
Umectação	Parcialmente submerso	2 dias

Na condição de secagem os corpos-de-prova são dispostos em estufa ventilada, mantendo-se a temperatura em 50° C. A condição de parcialmente submerso consiste em manter o nível da solução do recipiente em uma posição que corresponde à metade da altura da área de exposição da barra (Foto 3.17).



Foto 3.17 – Corpos-de-prova na condição de parcialmente submersos.



Foto 3.18 – Medição de potencial de corrosão sendo realizada.

Deste modo, tem-se a absorção por capilaridade e, uma vez que ocorra a saturação, tem-se o processo de difusão. As medidas de potencial de corrosão (Foto 3.18) foram realizadas seguindo os seguintes passos:

- A primeira medição é realizada antes dos corpos-de-prova iniciarem a ciclagem;
- Em seguida, os corpos-de-prova são dispostos em estufa ventilada onde permaneceram por 5 dias a uma temperatura de 50° C;
- Posteriormente, os corpos-de-prova são retirados da estufa e colocados em um recipiente com sílica gel para resfriarem e em seguida realiza-se a medição;
- Após a medição, os corpos-de-prova são parcialmente imersos na solução aquosa com 5% de NaCl, onde ficam por um período de 2 dias;
- Por fim, é realizada uma nova medida de potencial, e a ciclagem continua como descrito anteriormente.

Durante o ensaio também foi acompanhada a evolução da variação de massa (Mv) dos corpos-de-prova, sendo realizada pesagem de cada corpo-de-prova ao final de cada semiciclo. Após cada semiciclo foi realizado o cálculo da média dos valores das medidas de potencial obtidas em cada uma das 8 barras embutidas nos 4 corpos-de-prova de cada série, a fim de possibilitar a análise dos dados. De posse dos resultados das médias, procedeu-se a avaliação do potencial de corrosão nos corpos-de-prova, utilizando os parâmetros estabelecidos na ASTM C 876 (2009) para o eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre (ESC) apresentados na Tabela 2.2, os quais indicam a probabilidade de corrosão nas estruturas de concreto armado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Ensaio de absorção por capilaridade

A seguir, serão apresentados os resultados obtidos do ensaio de absorção de água por capilaridade.

4.1.1 Relação água/cimento = 0,7

Os resultados do ensaio de absorção por capilaridade para os corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,7 são apresentados nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3. Inicialmente são apresentados os resultados separados de acordo com o período de cura, e posteriormente temos os resultados para os dois períodos de cura estudados.

Na Figura 4.1 são apresentados os resultados para os corpos-de-prova com 7 dias de cura e relação água/cimento igual a 0,7. Pode-se notar que os corpos-de-prova feitos com cimento CPIII-40 obtiveram os melhores resultados, ou seja, menor absorção capilar em relação aos corpos-de-prova das outras séries. Os corpos-de-prova que apresentaram maior absorção capilar durante o ensaio foram os moldados com o cimento CP II-Z-32.

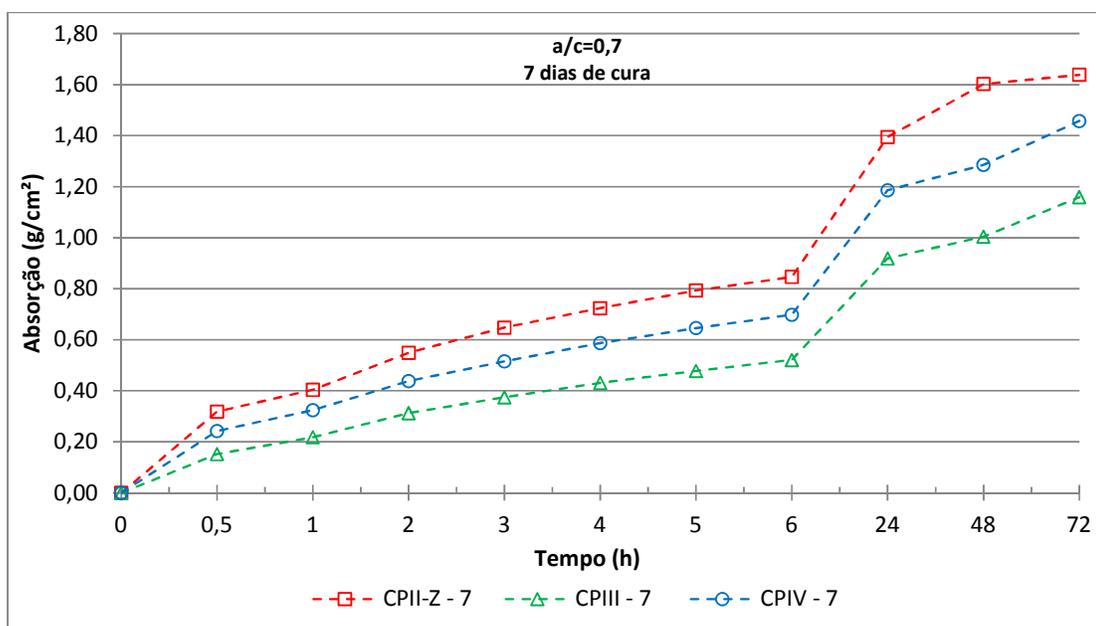


Figura 4.1 - Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 7 dias de cura e relação $a/c = 0,7$.

No final do período de ensaio constatou-se que os corpos-de-prova moldados com cimento CII-Z-32 absorveram em média $1,64 \text{ g/cm}^2$, o que representa um aumento médio de $8,75\%$ em relação à massa inicial. Os corpos-de-prova moldados com cimento CIIV-32 absorveram em média $1,46 \text{ g/cm}^2$, apresentando uma variação média de $7,66\%$ em relação a sua massa inicial. Os corpos-de-prova moldados com cimento CIII-40 foram os que apresentaram melhores resultados, absorvendo em média ao final do ensaio $1,16 \text{ g/cm}^2$ e apresentando $6,07\%$ de variação de massa. Comparando os resultados, observa-se que os corpos-de-prova com cimento CIII-40 absorveram cerca de 30% e 20% a menos quando comparados com os corpos-de-prova moldados com cimento CII-Z-32 e CIIV-32, respectivamente.

Na Figura 4.2 são apresentados os resultados para os corpos-de-prova com 28 dias de cura e relação água/cimento igual a $0,7$. Para as séries com 28 dias de cura, os corpos-de-prova feitos com o cimento CIII-40 também foram os que tiveram menor absorção por capilaridade ao final do ensaio e, portanto, apresentaram um melhor resultado em relação aos corpos-de-prova das outras séries. Os corpos-de-prova moldados com o cimento CII-Z-32 também apresentaram maior absorção de água por capilaridade, ou seja, apresentam uma menor capacidade em impedir a entrada de água para o interior da argamassa.

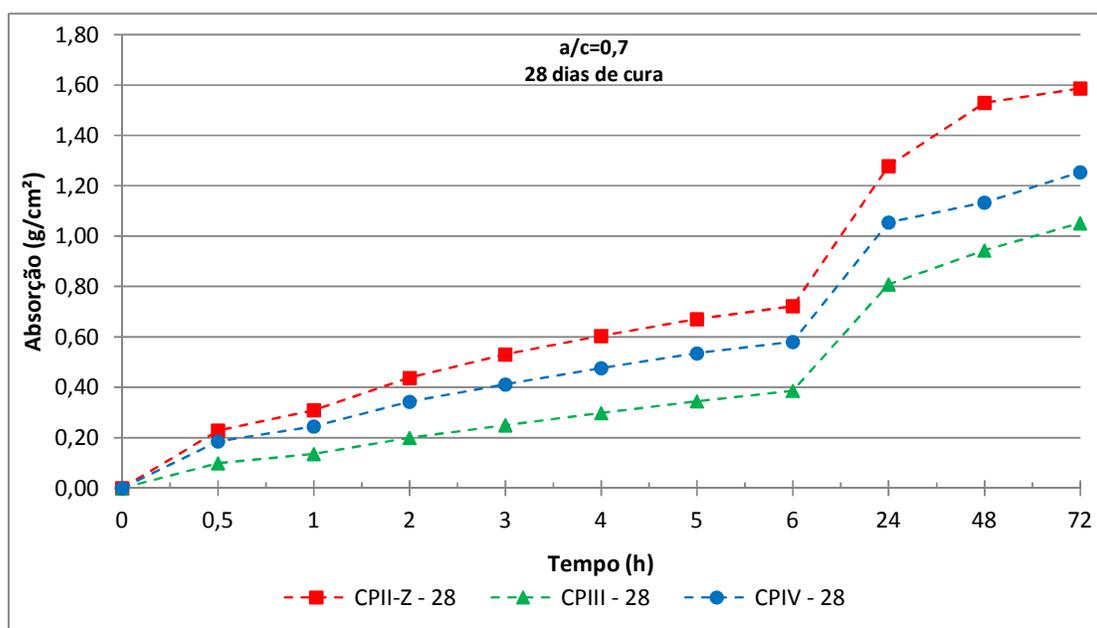


Figura 4.2 - Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 28 dias de cura e relação $a/c = 0,7$.

Ao fim do período de ensaio, verificou-se que os corpos-de-prova moldados com cimento CII-Z-32 absorveram em média 1,59 g/cm², o que representa um aumento de 8,4% em relação a sua massa inicial. Para os corpos-de-prova moldados com cimento CIIV-32 a absorção ao final do ensaio foi de 1,25 g/cm², resultando no aumento de 6,61% em relação a sua massa inicial. Os corpos-de-prova moldados com cimento CIII-40 também apresentaram melhores resultados, absorvendo em média ao final dos ensaios 1,05 g/cm² e apresentando 5,47% de variação de massa. Comparando os resultados entre as séries com período de cura prolongado verifica-se que os corpos-de-prova moldados com cimento CIII-40 absorveram aproximadamente 34% a menos que os da série do cimento CII-Z-32 e 16% a menos que os da série do cimento CIIV-32.

A Figura 4.3 apresenta os resultados para todas as séries com relação água/cimento igual a 0,7. O gráfico indica que os corpos-de-prova curados até os 28 dias de idade absorveram menor quantidade de água por unidade de área, quando comparados com aqueles curados até os 7 dias de idade e moldados com o mesmo tipo de cimento. Os resultados indicam uma diminuição na absorção de água de até 13,9% nas séries que prolongaram o período de cura. Esse resultado deve-se à melhoria da microestrutura dos corpos-de-prova proporcionada pelo prolongamento do período de cura.

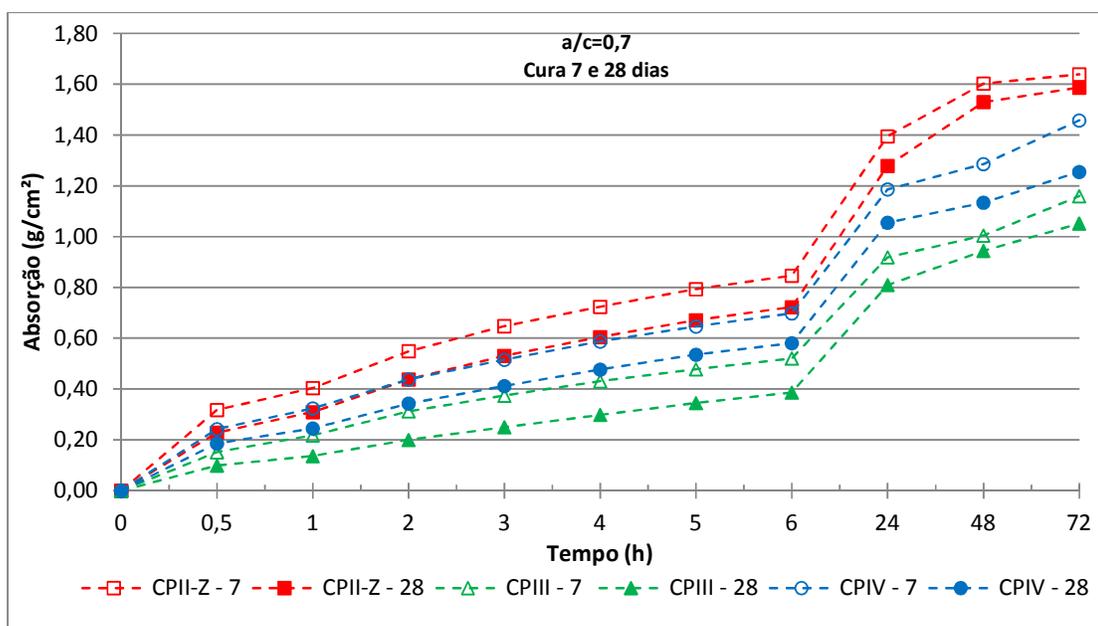


Figura 4.3 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com relação a/c = 0,7.

Os resultados confirmam o efeito benéfico das adições em reduzir a porosidade da argamassa para as duas idades de cura estudadas, tendo em vista que a utilização de cimentos compostos com maiores quantidades de adições minerais (CPIII-40 e CPIV-32) reduziu entre 11% e 34% a absorção de água por capilaridade em relação ao CPII-Z-32. Além disso, pode-se destacar o cimento CPIII-40 como o mais eficiente em impedir a penetração de água por capilaridade na argamassa.

4.1.2 Relação água/cimento = 0,4

Os resultados do ensaio de absorção por capilaridade para os corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,4 são apresentados a seguir nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6.

Na Figura 4.4 são apresentados os resultados para os corpos-de-prova com 7 dias de cura e relação água/cimento igual a 0,4. Os resultados da Figura 4.4 indicam que os corpos-de-prova moldados com o cimento CPIII-40 tiveram uma menor absorção de água durante o ensaio. Já os corpos-de-prova feitos com cimento CPII-Z-32 e CPIV-32 apresentaram absorções semelhantes.

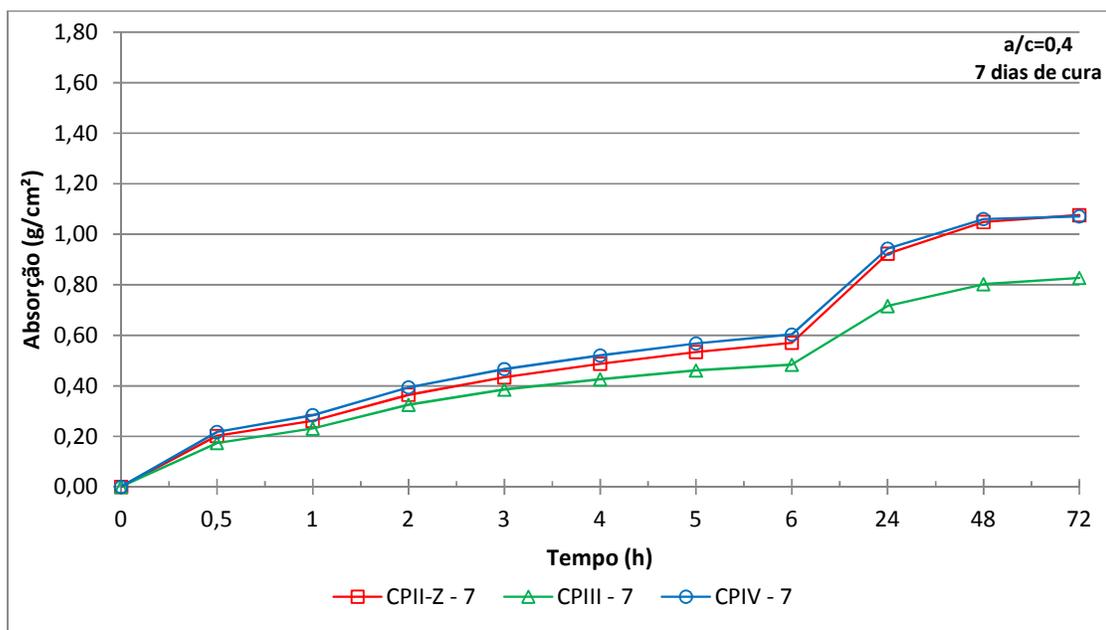


Figura 4.4 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 7 dias de cura e relação a/c = 0,4.

Ainda com relação aos corpos-de-prova curados por 7 dias, a série moldada com cimento CII-Z-32 obteve uma absorção média de 1,08 g/cm² e variação de 5,41% em relação à massa inicial. Resultados muito próximos foram observados para a série do cimento CIIV-32 que absorveu em média 1,07 g/cm², o que representou um aumento de 5,64% em relação à massa inicial. A série que apresentou uma maior resistência a penetração de água foi a do cimento CIII-40, absorvendo em média ao fim do período de ensaio 0,83 g/cm², ou seja, 4,24% em relação a sua massa inicial. Os resultados indicam que o cimento CIII-40 teve maior eficiência em evitar a penetração de água, reduzindo em até 23% a absorção de água quando comparados com os outros cimentos estudados.

A Figura 4.5 apresenta os resultados para as séries com 28 dias de cura e relação água/cimento igual a 0,4. Observa-se que os corpos-de-prova moldados com o cimento CIII-40 proporcionaram maior resistência a penetração de água em relação aos outros das séries equivalentes; já os corpos-de-prova feitos com cimento CII-Z-32 foram os que mais absorveram água por capilaridade.

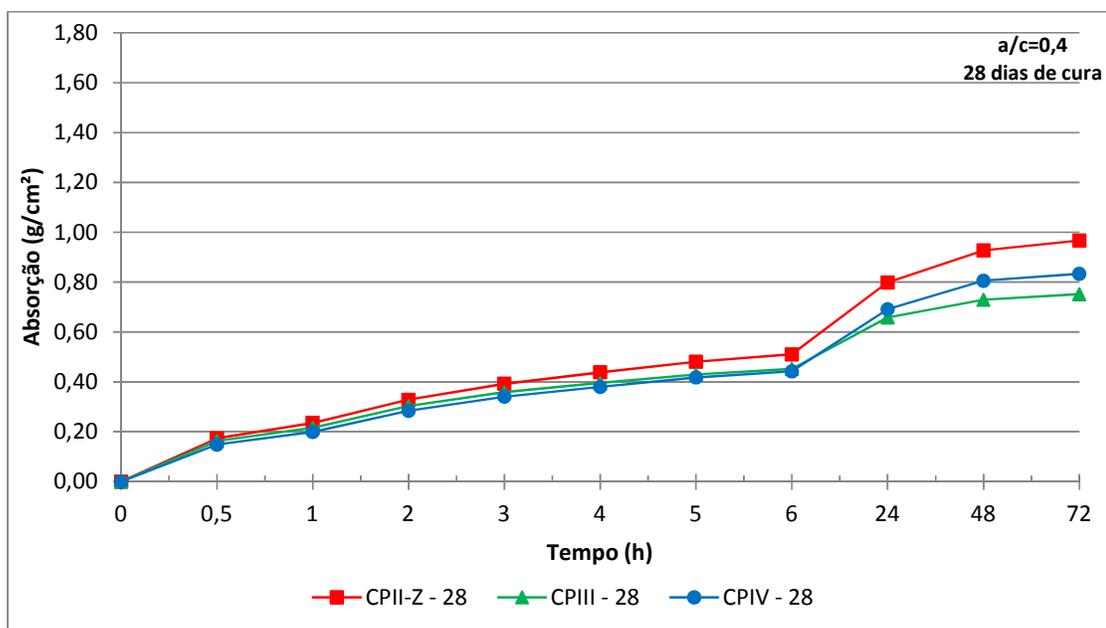


Figura 4.5 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com 28 dias de cura e relação $a/c = 0,4$.

A absorção média de água por unidade de área para os corpos-de-prova moldados com cimento CII-Z-32 foi de 0,97 g/cm², o que ocasionou um aumento de 4,98% da massa inicial. A série dos corpos-de-prova moldados com cimento CIIV-32 absorveu em média 0,83

g/cm² resultando no aumento de 4,44% em relação a sua massa inicial. Como em todo o ensaio de capilaridade a série dos corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 obteve o melhor resultado, absorvendo em média 0,75 g/cm², o que corresponde a um aumento de 3,86% em relação à massa inicial.

A Figura 4.6 apresenta os resultados para todas as séries que utilizaram relação água/cimento igual a 0,4. Para as séries com relação água/cimento 0,4, também se observa que o prolongamento da cura resulta em uma menor absorção de água nos corpos-de-prova, o que evidencia o efeito benéfico proporcionado pela cura à argamassa. Verificou-se uma diminuição de até 22,5% na absorção quando o período de cura é majorado de 7 para 28 dias. Os dados também indicam o efeito benéfico proporcionado pela utilização de cimentos com maiores teores de adições (CPIII-40 e CPIV-32) na argamassa, apresentando diminuição de até 30% na absorção de água.

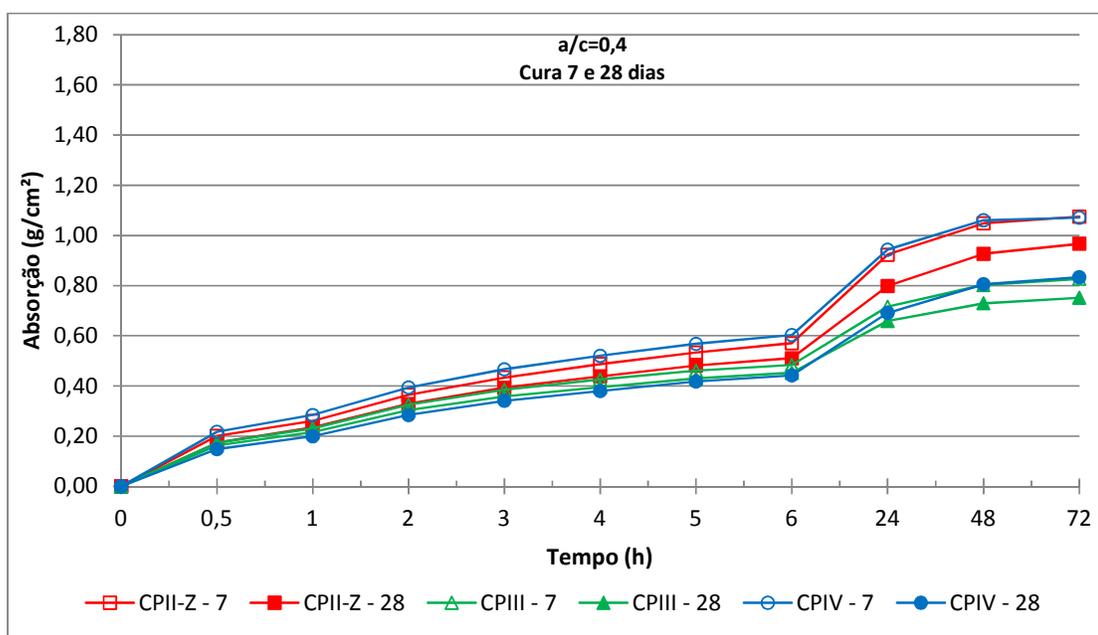


Figura 4.6 – Absorção capilar em função do tempo para os corpos-de-prova com relação a/c = 0,4.

Vale salientar que a maior parte dos corpos-de-prova com relação água/cimento 0,4 absorveu menos quantidade de água, quando comparada aos corpos-de-prova com relação água/cimento 0,7. Exceção à regra ocorreu para a série moldada com cimento CPIII-40 relação água/cimento igual a 0,7 e 28 dias de cura, pois ela se mostrou mais resistente à penetração de água quando comparada às séries dos cimentos CPII-Z-32 e CPIV-32 com relação

água/cimento igual a 0,4 e curadas por 7 dias, devido à finura e à adição de escória utilizada no cimento CPIII.

Destaca-se ainda a capacidade do cimento CPIII em aumentar a resistência à penetração de água na argamassa. Fato devido ao benefício trazido pela incorporação de escória de alto-forno na composição do cimento e pela maior finura apresentada pelo CPIII-40 (Tabela 3.4), reduzindo assim a porosidade e intercomunicabilidade dos poros no interior da argamassa.

A seguir, as Figuras 4.7 e 4.8 evidenciam a influência das variáveis estudadas na absorção capilar. A Figura 4.7 apresenta a média dos valores de absorção capilar obtidos ao final do ensaio para cada relação água/cimento utilizada e referente a todos os cimentos estudados.

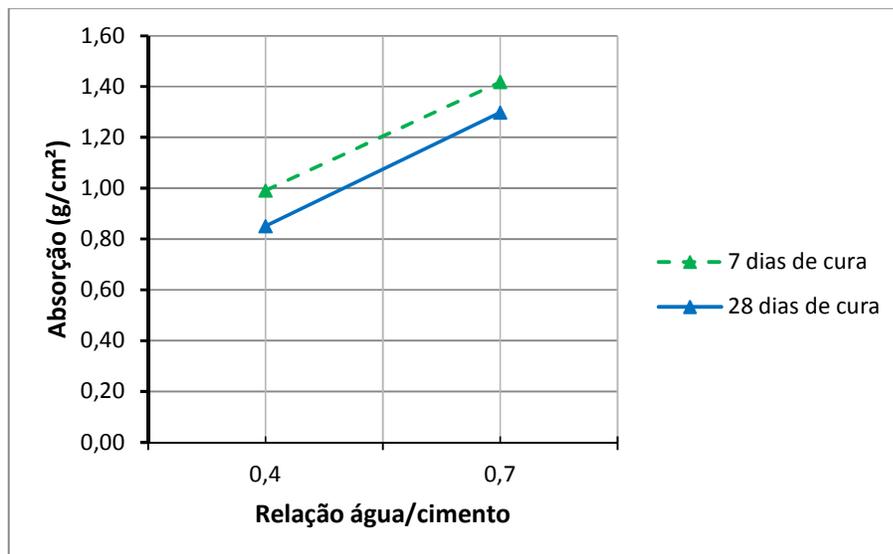


Figura 4.7 – Efeito da relação água/cimento na absorção capilar.

Através do gráfico da Figura 4.7 verifica-se a tendência de aumento da absorção por capilaridade com o aumento da relação água/cimento. Esse fenômeno pode ser explicado pela porosidade mais aberta e interconectada para amostras com elevada relação água/cimento (NEVILLE, 1997). A relação água/cimento, por ser o parâmetro controlador da porosidade, influenciará nas propriedades ligadas aos mecanismos de transporte, já que ao se reduzir a relação água/cimento haverá uma diminuição na quantidade de vazios da argamassa (MENDES *et al.*, 2010). De acordo com o gráfico, fica evidente ainda que o prolongamento do período de cura implica em uma redução da absorção com intensidades equivalentes para as duas relações água/cimento.

A Figura 4.8 apresenta os valores de absorção capilar obtidos ao final do ensaio para cada tipo de cimento estudado.

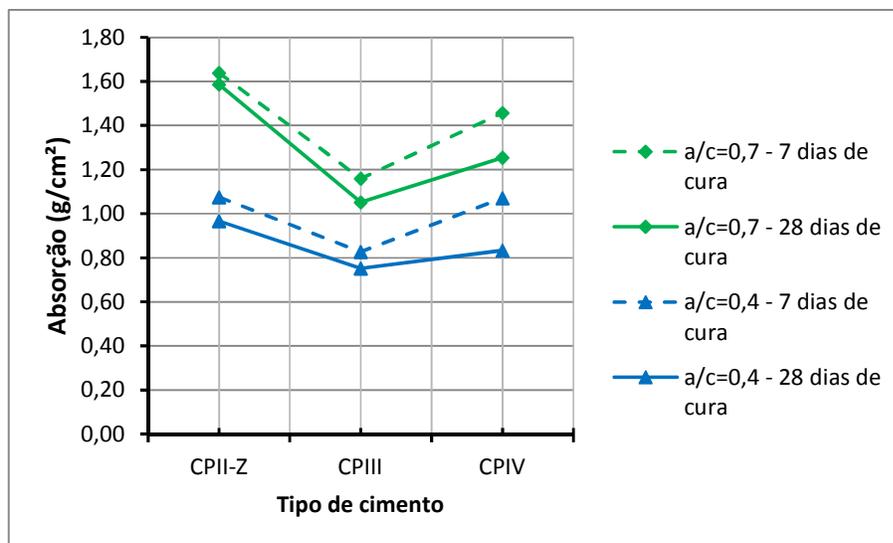


Figura 4.8 – Efeito do tipo de cimento na absorção capilar.

Através do gráfico da Figura 4.8 percebe-se claramente a diferença de comportamento entre os cimentos utilizados quanto à absorção por capilaridade, sendo o cimento CPIII-40 o que apresentou menor absorção capilar para as duas relações água/cimento e os dois períodos de cura estudados. O pior resultado é atribuído ao cimento CPII-Z-32, uma vez que apresentou os maiores valores de absorção para as condições estudadas, como era esperado.

4.1.3 Altura de ascensão capilar

A Tabela 4.1 apresenta a média dos resultados, obtidos ao final do ensaio de absorção de água por capilaridade, da altura de ascensão capilar máxima interna para as séries estudadas. Os resultados indicam que os corpos-de-prova moldados com relação a/c igual a 0,7 apresentaram uma altura máxima maior em relação aos confeccionados com relação a/c igual a 0,4. De forma geral, ainda se percebe que os corpos-de-prova submetidos a 28 dias de cura apresentaram menor altura de ascensão capilar, confirmando a mesma tendência dos resultados anteriores.

Os resultados apresentam-se segundo os encontrados na literatura, já que, com a redução da relação água/cimento os corpos-de-prova apresentam capilares de menor diâmetro e menos intercomunicáveis, acarretando numa menor absorção e altura capilar (HELENE, 1993).

Tabela 4.1 – Altura de ascensão capilar máxima interna para as séries estudadas.

Série	Tipo do Cimento	Relação a/c	Período de Cura	Altura de ascensão Capilar (cm)
A1	CPII-Z-32	0,7	7	6,1
A2	CPII-Z-32	0,7	28	6,7
B1	CPII-Z-32	0,4	7	4,7
B2	CPII-Z-32	0,4	28	4,4
C1	CPIII-40	0,7	7	5,3
C2	CPIII-40	0,7	28	4,2
D1	CPIII-40	0,4	7	3,5
D2	CPIII-40	0,4	28	3,3
E1	CPIV-32	0,7	7	4,8
E2	CPIV-32	0,7	28	5,5
F1	CPIV-32	0,4	7	4,3
F2	CPIV-32	0,4	28	3,5

Assim como observado para absorção de água por capilaridade, os corpos-de-prova da série do cimento CPIII-40 também apresentaram os melhores resultados de altura de ascensão capilar, ou seja, menores alturas de ascensão, evidenciando maior capacidade em impedir a penetração de água. A seguir são apresentadas as Fotos 4.1 e 4.2 para ilustrar a diferença entre as alturas capilares máximas observadas em corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,7 e 0,4, respectivamente.



Foto 4.1 – Altura capilar observada em corpo-de-prova com relação água/cimento igual a 0,7



Foto 4.2 – Altura capilar observada em corpo-de-prova com relação água/cimento igual a 0,4

De posse dos resultados de absorção de água por capilaridade e altura de ascensão capilar máxima interna, procedeu-se uma análise, com auxílio do MINITAB (software estatístico), na tentativa de correlacionar os resultados encontrados. A Figura 4.9 apresenta o modelo de regressão linear utilizado para correlacionar a altura de ascensão capilar máxima interna com a absorção de água por capilaridade. Através da Figura 4.9, verifica-se a existência de uma forte correlação linear (R^2 ajustado > 80%) entre as variáveis já citadas. Portanto, pode-se afirmar que, quanto maior for a altura de ascensão capilar, maior será a absorção de água do corpo-de-prova.

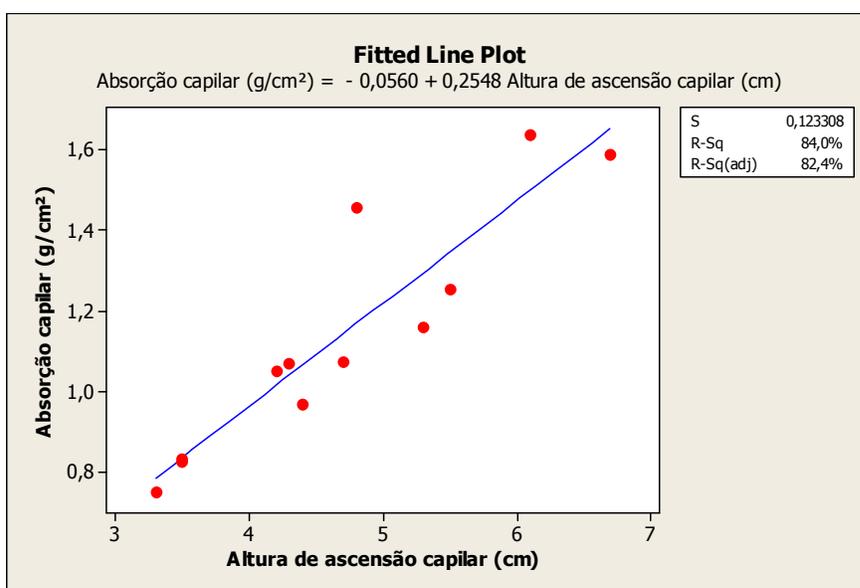


Figura 4.9 – Relação entre a absorção capilar e a altura de ascensão capilar máxima.

4.1.4 Absortividade

A Figura 4.10 apresenta os resultados do cálculo de absortividade da argamassa, que é a relação entre o volume de água absorvida por unidade de área e a raiz quadrada do tempo; a absortividade representa a velocidade de penetração de água no substrato.

Com relação aos corpos-de-prova moldados com relação água/cimento igual a 0,7, o gráfico indica que os moldados com cimento CPIII-40 apresentam menor absortividade e que os moldados com cimento CII-Z-32 foram os que apresentaram maior velocidade de penetração da água.

Os resultados demonstram que para as séries com relação água/cimento igual a 0,7 o prolongamento do período de cura de 7 para 28 dias implica uma redução da absorvidade média, com taxa de redução variando entre 3,1 (CPII-Z-32) e 13,9% (CPIV-32). Essa redução foi maior para as séries do cimento CPIV-32, devido ao benefício proporcionado pelo período de cura majorado, associado às reações pozolânicas que se desenvolvem até uma idade mais avançada. Verifica-se também que independente do período de cura adotado os corpos-de-prova moldados com o cimento CPIII-40 obtiveram os melhores resultados e os moldados com cimento CPII-Z-32 os piores.

Entretanto, nota-se que as séries ($a/c=0,7$) de mesmo tipo de cimento podem ser consideradas iguais no que diz respeito à absorvidade, uma vez que apresentam uma zona em que os valores coincidem, representada pelas barras de variação do gráfico (máximos e mínimos). Além disso, com base na faixa de variação, o gráfico indica que a absorvidade dos corpos-de-prova moldados com cimento CPIV-32 submetidos a 28 dias de cura pode ser equiparada a dos corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 para os dois períodos de cura estudados (7 e 28 dias). Isso indica que o prolongamento do período de cura tem uma influência maior para o cimento CPIV-32, devido às reações pozolânicas se desenvolverem até uma idade mais avançada e que, segundo Guneyisi, Ozturan e Gesoglu (2004) essas reações são altamente dependentes de uma prática de cura adequada, o que afeta diretamente a permeabilidade dos concretos que utilizam cimentos pozolânicos.

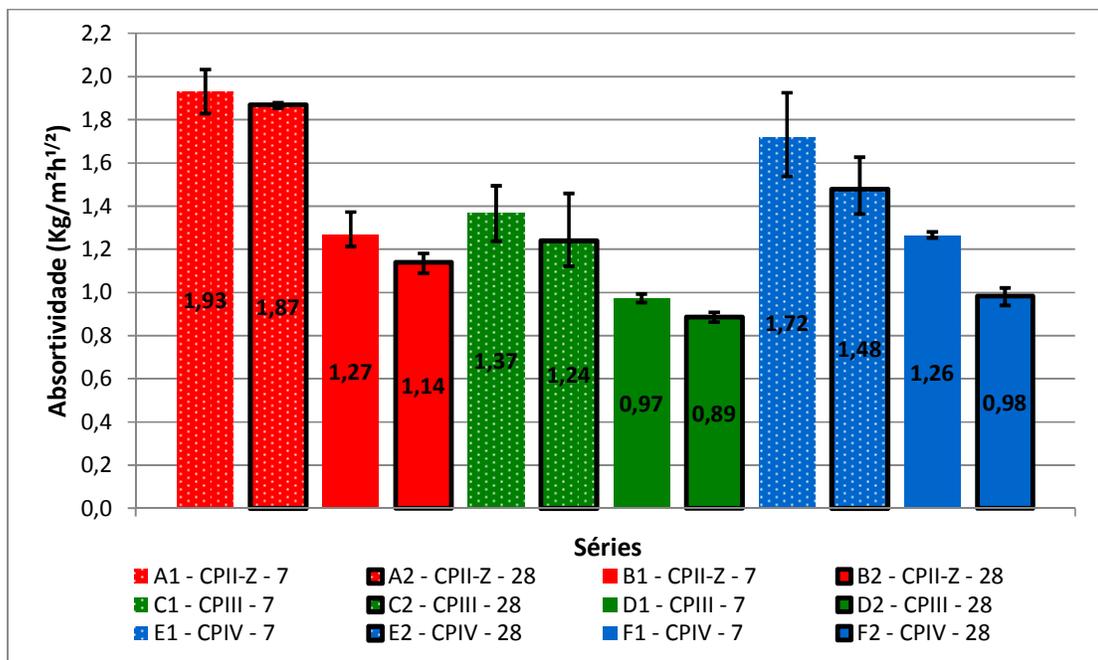


Figura 4.10 – Absortividade, em Kg/m².h^{1/2}, para as duas relações água/cimento estudadas.

No que diz respeito aos corpos-de-prova moldados com relação água/cimento igual a 0,4, o gráfico indica que os corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 também apresentaram os melhores resultados; já os moldados com cimento CPII-Z-32 apresentaram os piores resultados, no que diz respeito à absorvidade.

Os resultados demonstram que também houve uma diminuição da absorvidade média com o aumento do período de cura para as séries com relação água/cimento igual a 0,4, com a taxa de redução da absorvidade variando entre 8,2 (CPIII-40) e 22,2% (CPIV-32). A maior redução também foi observada nas séries que utilizaram cimento pozolânico, indicando a melhoria das características superficiais com o aumento do período de cura. Verifica-se que os corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 também apresentaram menores valores de absorvidade (independente do período de cura analisado) e os moldados com o cimento CPII-Z-32 os maiores.

De acordo com o gráfico, as séries (a/c=0,4) de mesmo tipo de cimento não apresentam zona de valores coincidentes, evidenciando a melhoria proporcionada pelo aumento do período de cura na microestrutura dos corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,4. Com base na faixa de variação, pode-se notar ainda que a absorvidade dos corpos-de-prova moldados com cimento CPIV-32 submetidos a 28 dias de cura pode ser equiparada a dos moldados com

cimento CPIII-40 submetidos a 7 dias de cura. Resultado atribuído à melhoria das características da argamassa devido ao efeito do prolongamento do período de cura, permitindo o completo desenvolvimento das reações de hidratação e pozolânicas do cimento CPIV-32.

Com base no gráfico e analisando as duas relações água/cimento estudadas, é evidente o efeito benéfico proporcionado pela utilização de uma baixa relação água/cimento, pois a redução da relação água/cimento de 0,7 para 0,4 acarretou numa diminuição da absorvidade média em até 43,02%, observada nas séries do cimento CPIV-32 com 28 dias de cura.

É importante destacar que a diminuição da relação água/cimento ocasionou uma redução bastante significativa na faixa de variação dos resultados, fato explicado pela melhoria das propriedades da argamassa, eliminando possível influência na sua estrutura devido à moldagem dos corpos-de-prova. Com base no gráfico, observa-se ainda que os resultados da série moldada com cimento CPIII-40 relação água/cimento igual a 0,7 se equivalem aos resultados da série moldada com cimento CPII-Z-32 relação água/cimento igual a 0,4, demonstrado o grande benefício trazido pelo cimento CPIII-40 dificultando a entrada de água na argamassa.

Os melhores resultados alcançados pelos corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 no ensaio de absorção de água por capilaridade deve ser atribuído a maior finura apresentada por este cimento (Tabela 3.4), tornando os poros da argamassa menos intercomunicáveis internamente.

4.2 Ensaio de absorção por imersão

São apresentados a seguir os resultados de absorção de água por imersão em relação à massa dos corpos-de-prova, após 72 horas de ensaio.

A Figura 4.11 indica os valores da absorção devido à imersão dos corpos-de-prova em água. Com base nas barras de variação do gráfico (máximos e mínimos), nota-se que os corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,7 são praticamente iguais, no que diz respeito à absorção, pois existe uma zona em que os valores coincidem. Essa absorção praticamente homogênea entre as séries com relação água/cimento igual a 0,7 pode ser explicada pelo fato

de os corpos-de-prova apresentarem uma alta porosidade e de estarem submetidos à penetração de água sob pressão, facilitando a entrada do líquido e dificultando a observação da influência do tipo de cimento e do período de cura empregado. O mesmo não se pode afirmar sobre as séries com relação água/cimento igual a 0,4, visto que os valores de absorção, apesar de próximos, variaram de 11 a 13%. Verifica-se também que o período de cura não exerceu influência significativa sobre a quantidade de água absorvida.

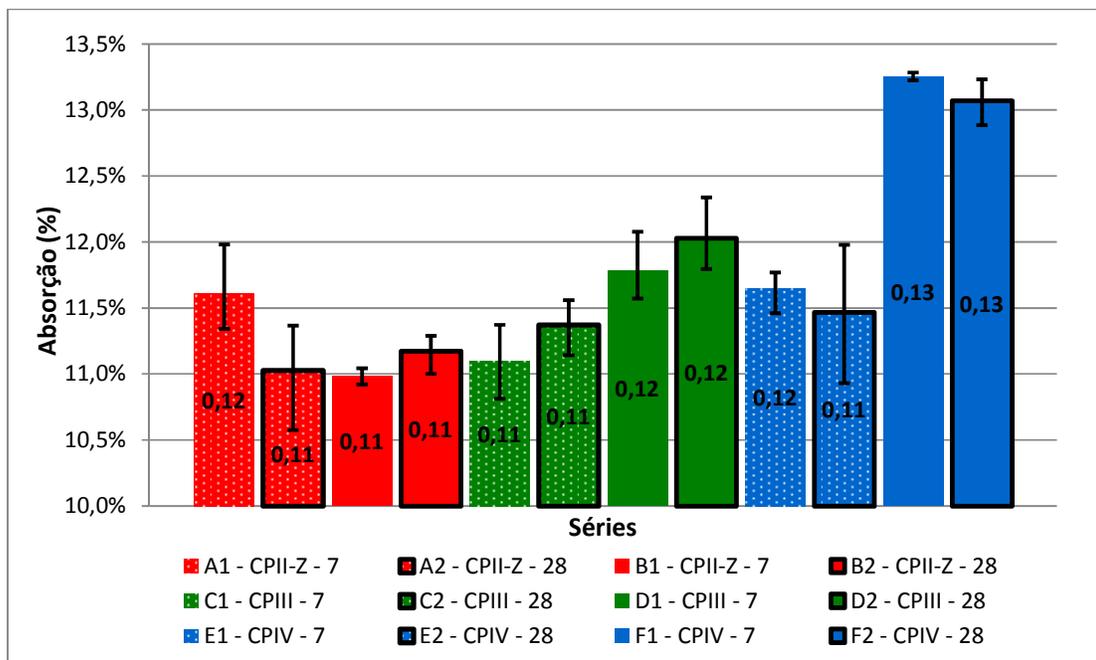


Figura 4.11 – Absorção por imersão às 72h em relação à massa dos corpos-de-prova.

Observa-se que não é possível analisar de forma comparativa os resultados das séries estudadas quanto à absorção de água por imersão, uma vez que os valores obtidos estão inseridos em um intervalo muito próximo.

Entretanto, com o objetivo de esclarecer a diferença de absorção observada entre as séries com relação água/cimento igual a 0,4, aprofundou-se o estudo e procurou-se verificar a existência de alguma correlação entre as características das séries estudadas para explicar os resultados obtidos. Nesse momento, vale salientar que os corpos-de-prova foram confeccionados dentro de uma mesma faixa de trabalhabilidade: 260 mm a 300 mm, obtida através do ensaio de determinação do índice de consistência normal de argamassa ABNT NBR 7215:1997. Para isso foi necessário variar a quantidade de agregado presente na argamassa, ao invés de utilizar aditivos, uma vez que a utilização desses produtos seria mais

um fator interveniente nos resultados. Sendo assim, o traço das séries variou de acordo com o tipo de cimento utilizado, acarretando consumos diferentes de cimento e, por consequência, teores de pastas diferentes, conforme Tabela 4.2.

O teor de pasta foi definido de forma análoga à definição do teor de argamassa apresentada por Helene e Terzian (1992). Dessa forma, o teor de argamassa é expresso pela Equação 4.1:

$$\text{Teor de pasta} = \frac{1}{1 + a} \quad [\text{Equação 4.1}]$$

onde:

a = quantidade de areia do traço.

Tabela 4.2 – Traço e teor de pasta das séries estudadas.

Séries	Tipo do Cimento	Relação a/c	Traço	Consumo de Cimento (Kg/m ³)	Teor de Pasta
A	CPII-Z-32	0,7	1:3,0	463	0,25
B	CPII-Z-32	0,4	1:1,3	821	0,43
C	CPIII-40	0,7	1:3,0	463	0,25
D	CPIII-40	0,4	1:1,1	875	0,48
E	CPIV-32	0,7	1:3,0	463	0,25
F	CPIV-32	0,4	1:1,0	905	0,50

Para as séries com relação água/cimento igual a 0,4, procurou-se correlacionar o teor de pasta com a porcentagem de volume absorvido pelos corpos-de-prova, já que a pasta é a parte da argamassa que realmente absorve água e para estas séries houve variação considerável no teor de pasta.

A Figura 4.12 apresenta o modelo quadrático de regressão utilizado para correlacionar a absorção de água por imersão com o teor de pasta, considerando o teor de pasta como variável independente. Com base no modelo de regressão, verifica-se que existe uma forte correlação entre as variáveis, apresentando coeficiente de determinação ajustado de 97,6%. Desse modo, pode-se afirmar que para a relação água/cimento igual a 0,4 o aumento do teor de pasta ocasiona um aumento na absorção dos corpos-de-prova.

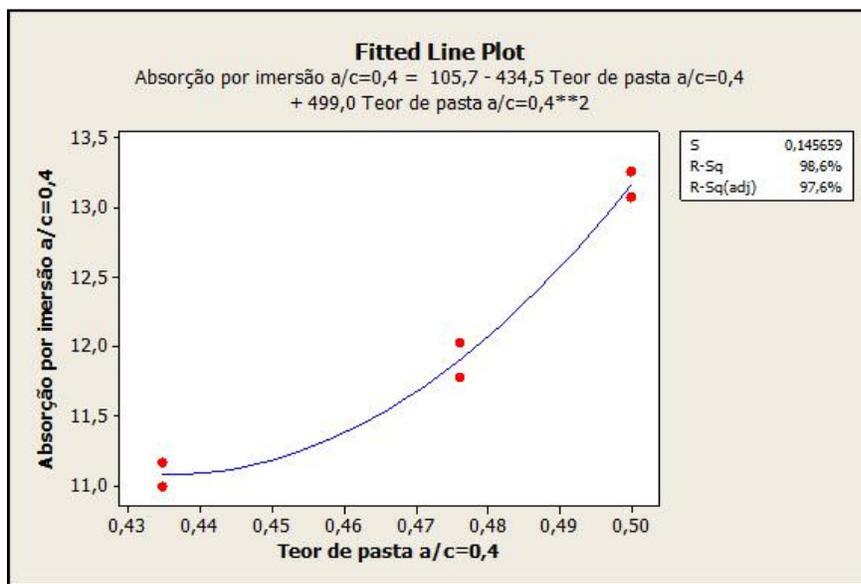


Figura 4.12 – Relação entre a porcentagem de água absorvida e o teor de pasta para as séries com relação $a/c=0,4$.

Com base no modelo, pode-se inferir que nas argamassas com relação água/cimento igual a 0,7, existe uma pasta mais porosa comparada com as argamassas com relação igual a 0,4, porém as séries com relação água/cimento igual a 0,4 têm de 72 a 100% de pasta a mais que as séries com maior fator água/cimento. Dessa forma, as argamassas com relação água/cimento igual 0,4 são menos porosas; contudo, existe uma maior quantidade de pasta o que acarreta no aumento da absorção dos corpos-de-prova. Constata-se que esses dois fatores, relação a/c e teor de pasta, atuam de forma contrária na absorção de água por imersão, o que pode ter resultado em argamassas de diferentes relações água/cimento (0,4 e 0,7) com o mesmo nível de absorção (11% e 13%).

4.3 Ensaio de resistência à compressão

Além dos ensaios relacionados com a durabilidade de concretos e argamassas (itens 4.1 e 4.2), também foi realizado o ensaio de resistência à compressão conforme a ABNT NBR 7215:1997, moldando-se 4 corpos-de-prova para cada traço analisado. Todos os corpos-de-prova foram submetidos à cura em câmara úmida até a idade de rompimento. Os corpos-de-prova das séries “1” (A1, B1, C1, D1, E1 e F1) foram rompidos aos 7 dias já os das séries “2” (A2, B2, C2, D2, E2 e F2) foram rompidos aos 28 dias.

Para este ensaio seguiu-se a recomendação da ABNT NBR 7215:1997, utilizando-se como coeficiente de variação satisfatório aquele com valor igual ou inferior a 6%. Quando este coeficiente apresentou valores superiores a 6%, excluiu-se o valor mais distante da média, calculando-se novamente a média e o coeficiente de variação.

Tem-se, na Figura 4.13, os valores de resistência à compressão das argamassas aos 7 e 28 dias.

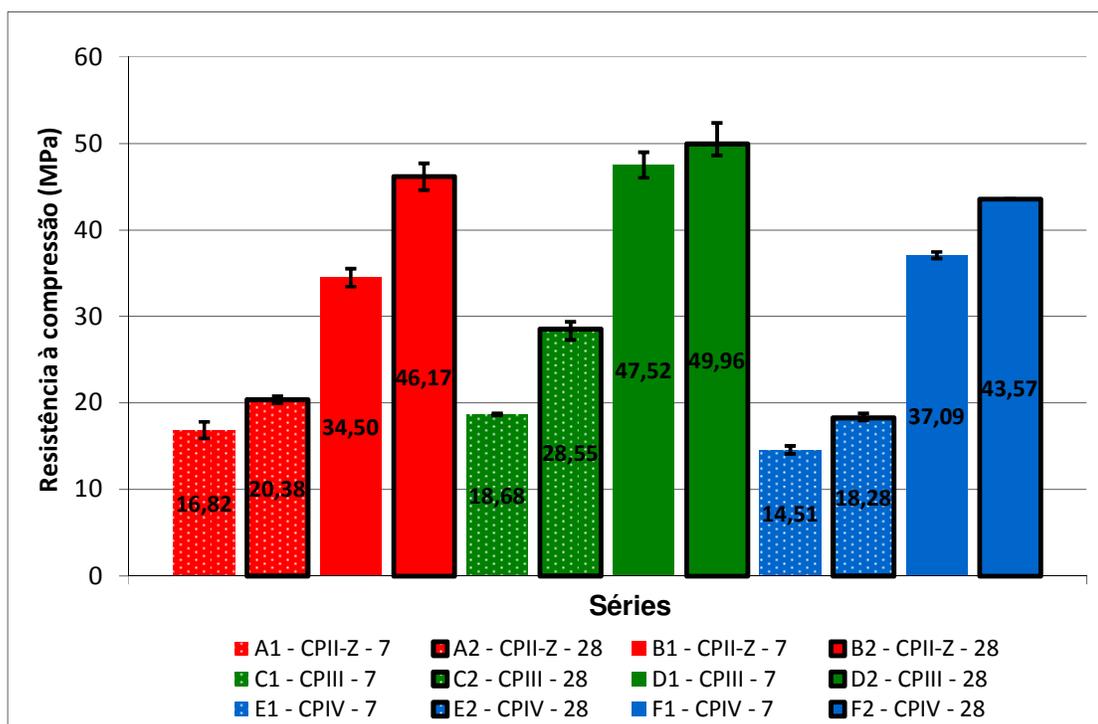


Figura 4.13 – Valores de resistência à compressão para cada série estudada.

Os resultados apresentados acima estão de acordo como esperado e indicam que, à medida que se diminui a relação água/cimento, a resistência à compressão aumenta. Esses resultados são característicos da Lei de Abrams, na qual a resistência à compressão é apresentada como uma função exponencial, tendo como expoente a relação água/cimento (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

O maior valor de resistência média à compressão aos 7 dias, para as séries com relação água/cimento igual a 0,7, foi observado no CIII-40, sendo superior ao das séries dos cimentos CII-Z-32 e CIV-32 em 11,0 e 28,7%, respectivamente. Para a idade de 28 dias, o valor de resistência média à compressão da série do CIII-40 também foi maior em relação às

outras, sendo superior ao das séries dos cimentos CII-Z-32 e CIIV-32 em 40,0 e 56,2%, respectivamente.

A tendência foi a mesma para as séries com relação água/cimento igual a 0,4, tendo apresentado os maiores valores médios, tanto aos 7, como também aos 28 dias, a série do cimento CIII-40. Aos 7 dias de idade o valor da resistência média da série do CIII-40 foi superior ao das séries dos cimentos CII-Z-32 e CIIV-32 em 37,7 e 28,12%, respectivamente. Pode-se notar que, aos 7 dias de idade, a série do cimento CIIV-32 obteve melhor resultado em relação ao cimento CII-Z-32. Para a idade de 28 dias, o valor da resistência média da série do CIII-40 foi superior ao das séries dos cimentos CII-Z-32 e CIIV-32 em 8,2 e 14,7%, respectivamente.

Nota-se também que para a série do CIII-40 com relação água/cimento igual a 0,4 existe uma zona de valores coincidente na região de variação dos resultados (barra de variação entre os valores máximo e mínimo), o que indica um incremento de resistência muito baixo, da ordem de 5,1%, devido à idade de rompimento dos corpos-de-prova. Isso demonstra o rápido ganho de resistência dos corpos-de-prova que possuem escória de alto-forno na sua composição.

Ainda com base no gráfico da Figura 4.13, observa-se que para as séries dos cimentos CII-Z-32 e CIIV-32 há maior incremento de resistência nos corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,4. Comportamento inverso é observado para as séries do cimento CIII-40, onde o maior incremento de resistência ocorreu nos corpos-de-prova com relação água/cimento igual a 0,7.

A Figura 4.14 apresenta o gráfico das médias dos valores de resistência à compressão para cada relação água/cimento utilizada, referente a todos os cimentos estudados, realizado com o objetivo de analisar o efeito da relação água/cimento na resistência à compressão. Os resultados demonstram que a utilização de uma baixa relação água/cimento proporciona um aumento na resistência à compressão.

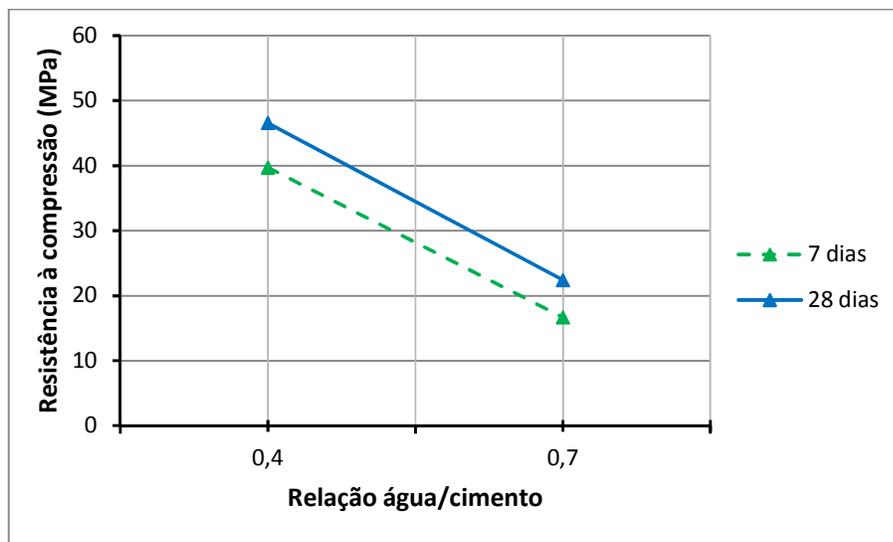


Figura 4.14 – Efeito da relação água/cimento na resistência à compressão.

A Figura 4.15 apresenta o efeito do tipo de cimento na resistência à compressão.

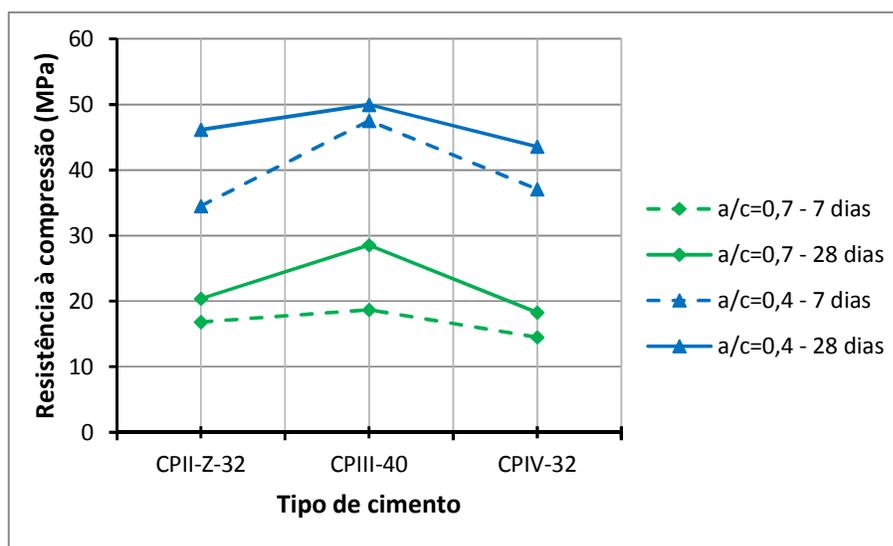


Figura 4.15 – Efeito do tipo de cimento na resistência à compressão.

De acordo com os resultados, verifica-se que existem diferenças entre a resistência à compressão dos diferentes tipos de cimentos estudados. Essa diferença pode ser explicada pelo fato de que cada tipo de cimento apresenta uma curva específica de evolução de resistência ao longo do tempo, devido à existência de diferenças significativas nas propriedades físicas dos diferentes tipos de cimento nos primeiros estágios da hidratação (NEVILLE, 1997).

Através da Figura 4.15, verifica-se claramente que o cimento CPIII-40 obteve melhor resultado em relação aos outros, no que diz respeito à resistência à compressão. As menores resistências alcançadas estão relacionadas ao cimento CPIV-32, que contém grande quantidade de pozolana (43%) em sua composição. Apesar de ter o maior consumo de cimento das séries com relação água/cimento igual a 0,4, os corpos-de-prova da série do cimento CPIV-32 apresentaram resistência aos 28 dias 5,6% abaixo da resistência da série do cimento CPII-Z-32 aos 28 dias.

Segundo Silva, F. (2006), o tamanho dos grãos e a distribuição granulométrica dos cimentos são fatores que repercutem na resistência final e inicial, pois, quanto mais fino for o cimento, mais rápida será sua reação de hidratação e maior será sua reatividade. Dessa maneira, o bom desempenho do cimento CPIII-40 deve-se ao fato de ser mais fino em relação aos outros cimentos estudados (Tabela 3.4).

De acordo com a análise realizada nos gráficos das Figuras 4.13, 4.14 e 4.15 verifica-se que os fatores como relação água/cimento, idade e tipo de cimento, influenciam significativamente a resistência à compressão. Com a diminuição da relação água/cimento e o aumento da idade, os traços empregados apresentaram expressivos incrementos na resistência à compressão. Também foi possível classificar os cimentos em ordem crescente no que diz respeito à resistência à compressão, conforme segue: CPIV-32, CPII-Z-32 e CPIII-40.

4.4 Ensaio de corrosão acelerada

4.4.1 Evolução da variação de massa (Mv)

A seguir, são apresentados os resultados da evolução da variação de massa dos corpos-de-prova prismáticos durante o ensaio de eletroquímico de potencial de corrosão. Os resultados foram obtidos retirando-se as médias das medições de massa dos corpos-de-prova da mesma série durante cada semiciclo, sendo a primeira média obtida antes do início da ciclagem.

4.4.1.1 Evolução da variação de massa (Mv) (a/c=0,7)

Nas Figuras 4.16 e 4.17 são apresentados os resultados da evolução da variação de massa das séries com relação água/cimento igual a 0,7.

Observa-se para as séries com relação água/cimento igual a 0,7, amplitudes de variação de massa similares para as séries confeccionadas com cimento CPII-Z-32 e CPIV-32. As séries que tiveram seus corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 apresentaram menores amplitudes de variação de massa.

Nota-se também que existe uma tendência de aumento de massa para todas as séries. Esse fato fica evidente quando a medida de um determinado semiciclo é comparada com o semiciclo anterior de mesma etapa (secagem ou umectação). Além disso, com o decorrer do ensaio as séries tendem a absorver e perder menos quantidade de água, diminuindo desta forma a amplitude de variação de massa entre as etapas de secagem e umectação. Essa tendência pode significar o crescimento da higroscopicidade devido à penetração de cloretos (MONTEIRO, 1996).

Na Figura 4.16 são apresentadas as evoluções da variação de massa das séries com relação água/cimento igual a 0,7 e submetidas ao período de 7 dias de cura.

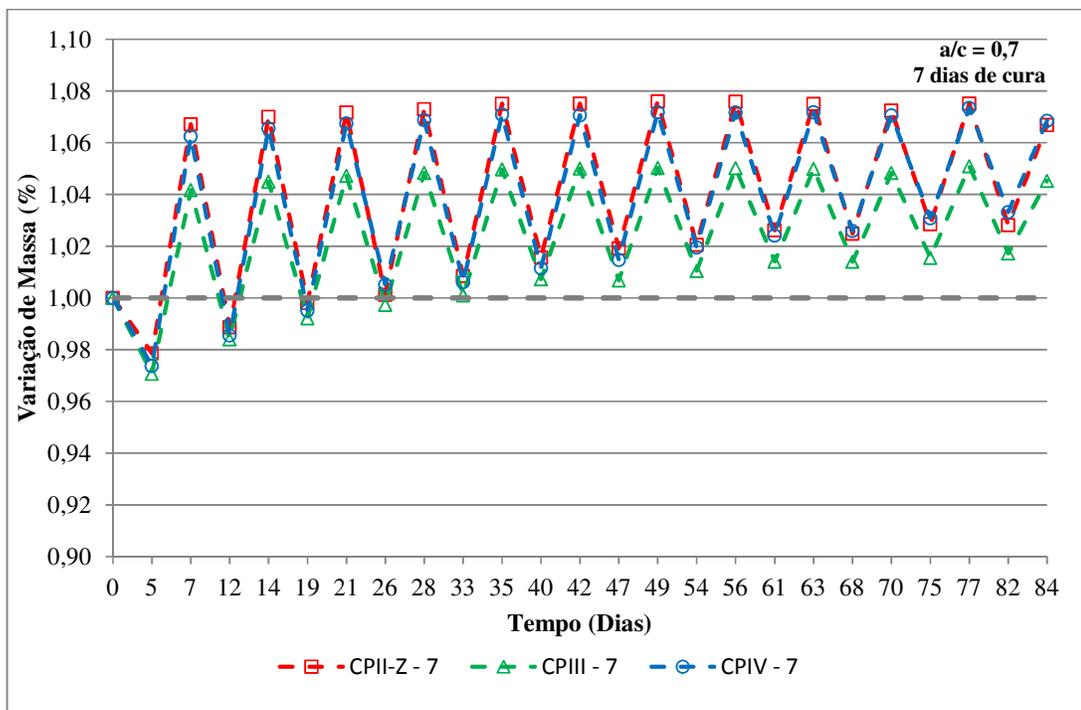


Figura 4.16 – Evoluções da variação de massa das séries com relação $a/c = 0,7$ e cura de 7 dias.

Na Figura 4.17 são apresentadas as evoluções da variação de massa das séries com relação água/cimento igual a 0,7 e submetidas ao período de 28 dias de cura.

Verifica-se que com o aumento do período de cura as séries absorvem menor quantidade de água, apesar de terem amplitudes semelhantes às séries curadas por 7 dias. Isso demonstra o efeito benéfico proporcionado pelo prolongamento do período de cura dos corpos-de-prova, tornando-os menos susceptíveis à entrada de água.

Através das Figuras 4.16 e 4.17 pode-se concluir que os corpos-de-prova das séries moldadas cimento CIII-40 tem uma microestrutura mais fechada quando comparados com os dois cimentos CII-Z-32 e CIIV-32, tendo em vista que a série do cimento CIII-40 apresenta maior capacidade de impedir a penetração de água para o interior do substrato.

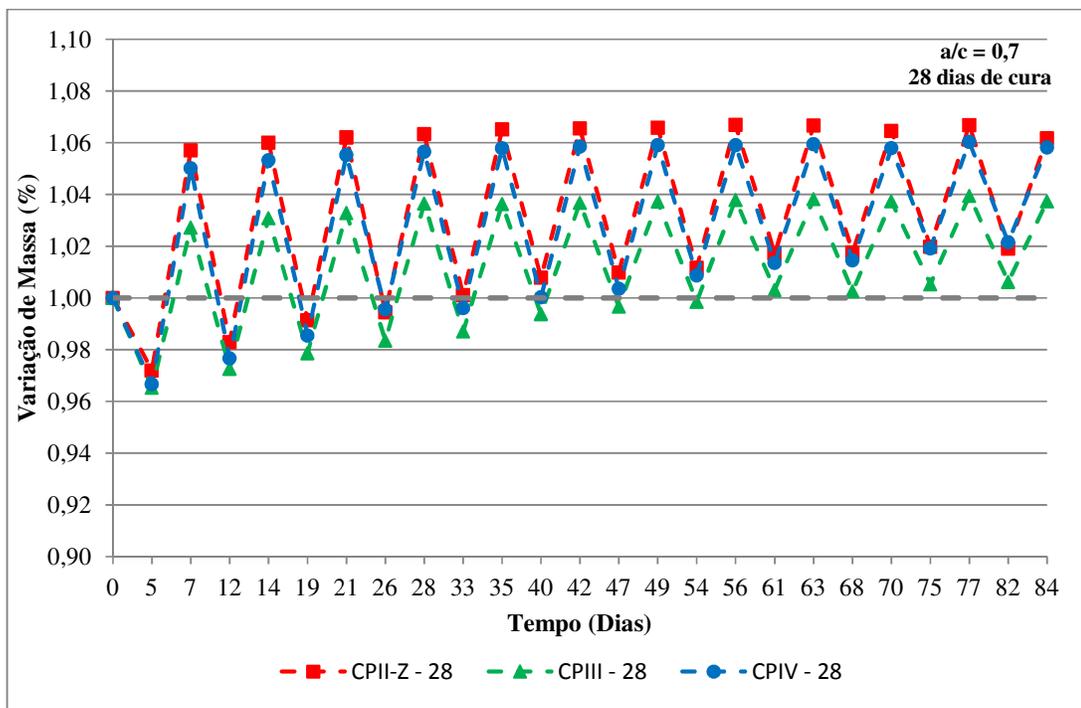


Figura 4.17 – Evoluções da variação de massa das séries com relação $a/c = 0,7$ e cura de 28 dias.

4.4.1.2 Evolução da variação de massa (Mv) ($a/c=0,4$)

Nas Figuras 4.18 e 4.19 são apresentados os resultados da evolução da variação de massa das séries com relação água/cimento igual a 0,4.

Para as séries com relação água/cimento igual a 0,4 observa-se amplitudes de variação de massa similares para as confeccionadas com cimento CII-Z-32 e CIII-40, diferentemente do detectado para as séries com relação água/cimento igual a 0,7. As séries que tiveram seus corpos-de-prova moldados com cimento C-IV-32 apresentaram maiores amplitudes de variação de massa.

A mesma tendência de aumento de massa observada para as séries com relação água/cimento igual a 0,7, também foi constatada para as séries com relação água/cimento igual a 0,4. Com o decorrer do ensaio também ocorre uma diminuição da amplitude de variação de massa entre as etapas de secagem e umectação.

Na Figura 4.18 são apresentadas as evoluções da variação de massa das séries com relação água/cimento igual a 0,4 e submetidas ao período de 7 dias de cura.

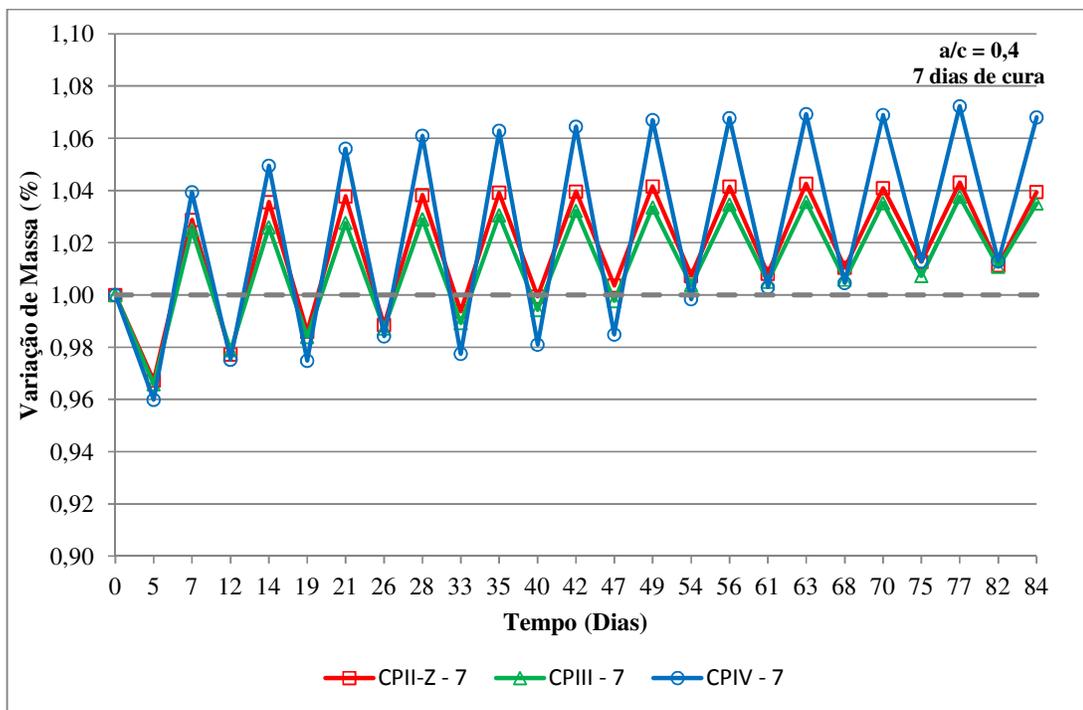


Figura 4.18 – Evoluções da variação de massa das séries com relação $a/c = 0,4$ e cura de 7 dias.

Também se verifica a importância de uma cura bem feita para as séries com relação água/cimento igual a 0,4, uma vez que as séries que foram submetidas a 28 dias de cura dificultaram mais a penetração de água quando comparadas com as séries de mesmo tipo de cimento curadas por 7 dias.

Na Figura 4.19 são apresentadas as evoluções da variação de massa das séries com relação água/cimento igual a 0,4 e submetidas ao período de 28 dias de cura.

Analisando-se as Figuras 4.18 e 4.19, verifica-se que os corpos-de-prova das séries dos cimentos CIII-40 e CII-Z-32 foram mais eficientes em dificultar a entrada de água. Já os corpos-de-prova das séries do cimento CIIV-32, apesar de terem em sua composição uma grande quantidade de material pozolânico, foram os que absorveram uma maior quantidade de água.

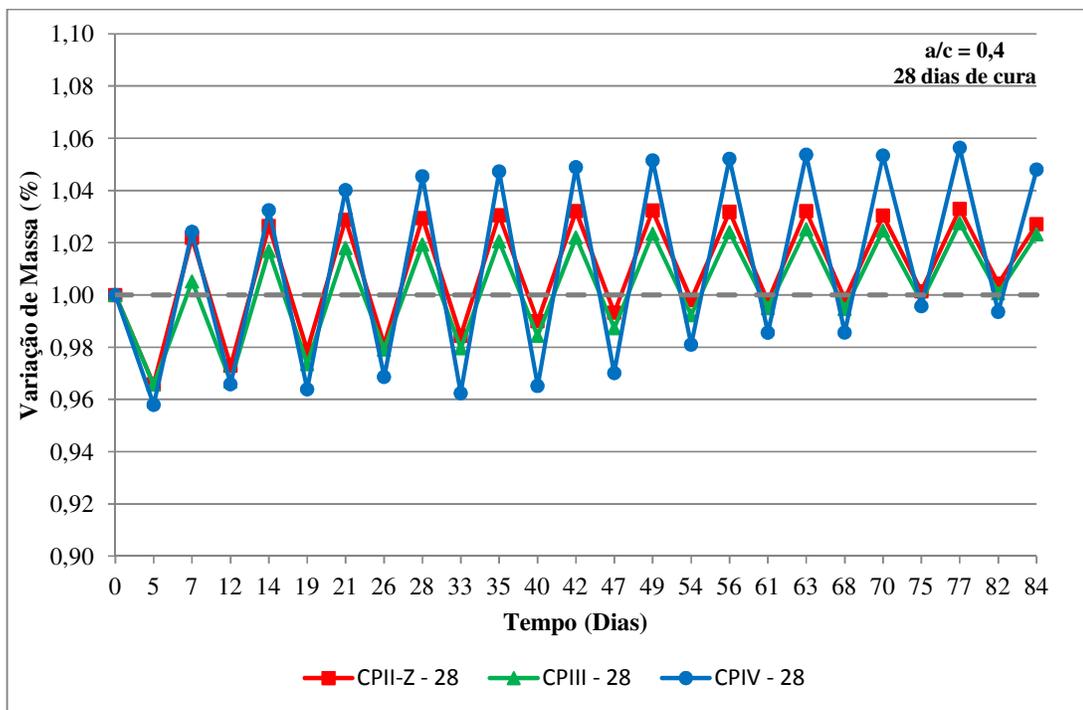


Figura 4.19 – Evoluções da variação de massa das séries com relação $a/c = 0,4$ e cura de 28 dias.

Analisando-se as Figuras 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19 fica claro o efeito benéfico devido a utilização de uma baixa relação água/cimento, uma vez que de forma geral as séries com relação água/cimento igual a 0,4 tiveram um menor aumento de massa durante os semiciclos de umectação, como também apresentaram menores amplitudes de variação de massa entre as etapas de secagem e umectação.

Pode-se afirmar ainda que para as duas relações água/cimento os corpos-de-prova das séries confeccionadas com cimento CPIII-40 apresentaram os melhores resultados, uma vez que absorveram menores quantidades de água e, portanto, proporcionaram menor quantidade de eletrólito no interior dos corpos-de-prova acarretando provavelmente em uma diminuição da cinética da corrosão. Além disso, a diminuição na absorção de água reduz a penetração de íons cloretos (KHATIB; MANGAT, 2002).

Os resultados de variação de massa encontram-se alinhados com os encontrados para o ensaio de absorção de água por capilaridade, pois, ao final dos ensaios as séries moldadas com cimento CPIII-40 apresentaram menor quantidade de água absorvida.

4.4.2 Evolução do potencial de corrosão (E_{corr})

Neste item são apresentados os resultados do ensaio de potencial de corrosão, mostrando a evolução da grandeza potencial de corrosão (E_{corr}) em função do tempo. Conforme descrito anteriormente, para avaliação da corrosão nos corpos-de-prova utilizou-se os parâmetros estabelecidos na ASTM C 876 (2009), apresentados na Tabela 2.2, que indicam a probabilidade de corrosão com base nas médias das medidas de potencial obtidas em cada uma das 8 barras embutidas nos 4 corpos-de-prova de cada série.

4.4.2.1 Evolução do potencial de corrosão (E_{corr}) ($a/c=0,7$)

Nas Figuras 4.20 e 4.21 são apresentados os resultados para o potencial de corrosão para as séries com relação água/cimento igual a 0,7.

Observam-se valores nitidamente superiores (mais positivos) de potencial de corrosão na etapa de secagem a 50°C, devido à perda de água e a consequente diminuição de volume de eletrólito nos poros. Na análise de potencial, observa-se também a tendência dos valores medidos na etapa de umectação de se apresentarem mais negativos, indicando uma maior probabilidade de corrosão.

Na Figura 4.20 são apresentados os resultados das séries com relação água/cimento igual a 0,7 submetidas ao período de 7 dias de cura. De acordo com o gráfico, as séries dos cimentos CPII-Z-32 e CPIV-32 exibiram amplitudes de variação de potencial similares. Entretanto, a série do cimento CPIII-40 apresentou uma maior variação nos valores de potencial quando da mudança da fase de imersão parcial para a de secagem, mostrando valores significativamente mais positivos na secagem.

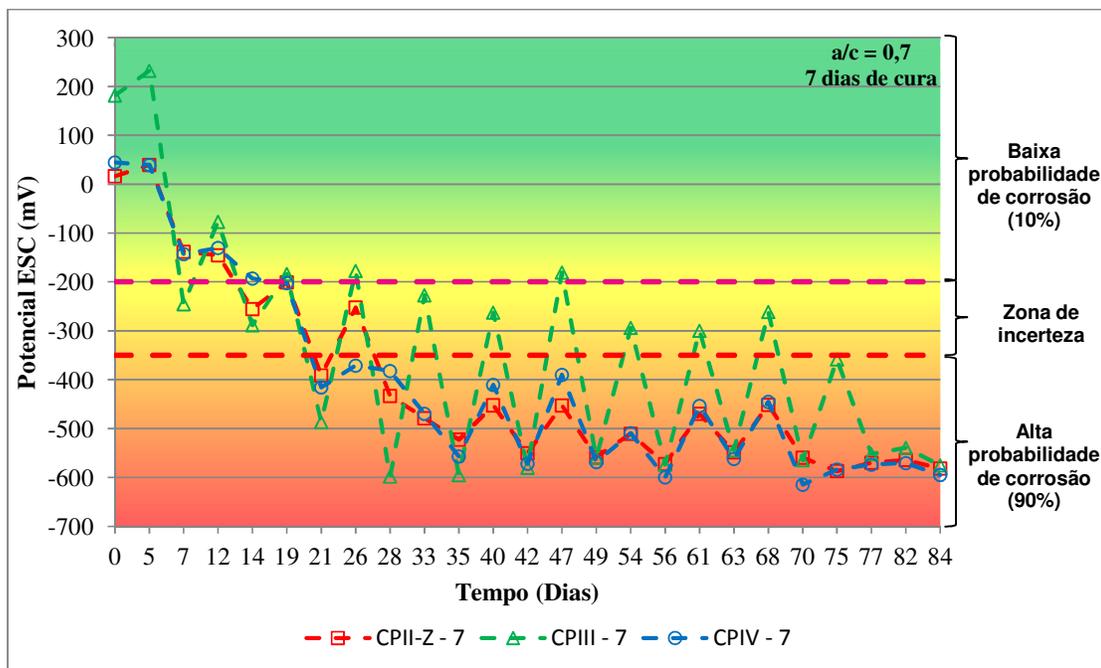


Figura 4.20 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação $a/c = 0,7$ e cura de 7 dias.

É interessante observar que as três séries entraram na faixa de valores menores que -350 mV (probabilidade de corrosão acima de 90%) na fase de imersão parcial aos 21 dias de ensaio. No entanto, a série do cimento CPIII-40 só apresentou valores mais negativos que -350 mV na fase de secagem aos 75 dias de ensaio, enquanto que as séries dos cimentos CPII-Z-32 e do CPIV-32 entraram na região com 90% de probabilidade de corrosão na fase da secagem aos 33 e 26 dias, respectivamente. Verifica-se ainda que os valores de potencial na fase de imersão parcial estabilizam-se próximos a -600 mV.

Na Figura 4.21 são apresentados os resultados das séries com relação água/cimento igual a 0,7 submetidas ao período de 28 dias de cura. Também se observa que as séries dos cimentos CPII-Z-32 e CPIV-32 apresentaram amplitudes de variação de potencial similares e menores que a do cimento CPIII-40.

Verifica-se que as séries dos cimentos CPII-Z-32 e CPIV-32 ingressaram na faixa de valores mais negativos do que -350 mV aos 21 dias de ensaio na fase de umectação, assim como ocorrido para as séries submetidas a um menor período de cura. Todavia, a série do cimento CPIII-40 somente atingiu valores para probabilidade de corrosão maior que 90% após 28 dias de ensaio, ou seja, um ciclo a mais que as outras séries. No que se refere à etapa de secagem a

série do cimento CPIII-40 só apresentou valores de potencial menores que -350 mV aos 82 dias, apresentando uma melhora, comparando-se com a série do mesmo cimento curada por 7 dias.

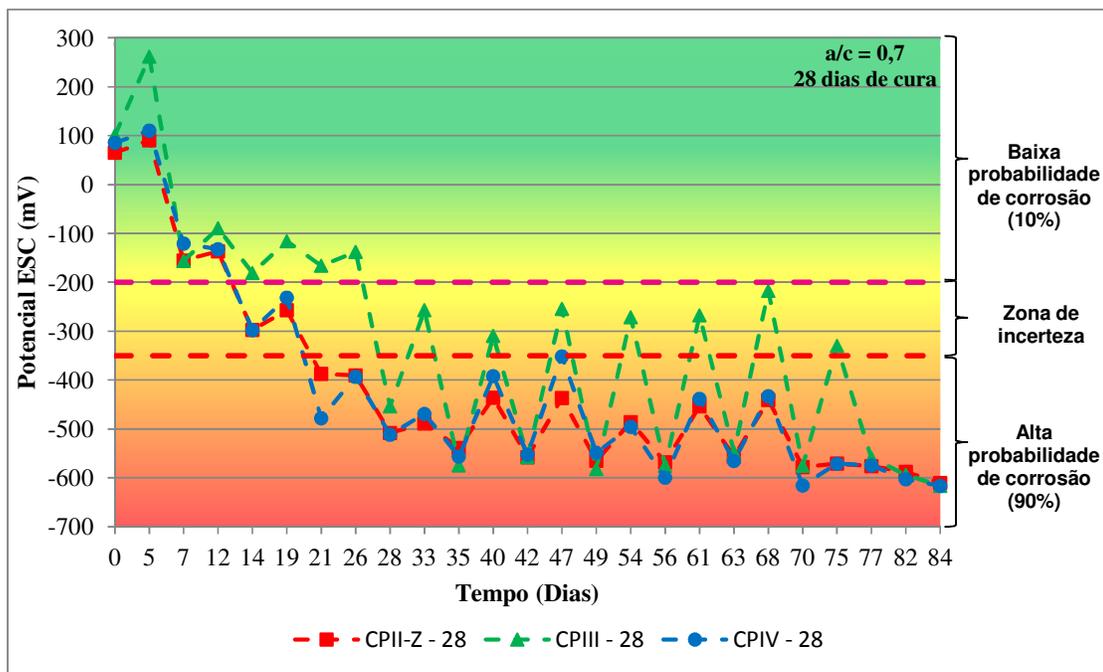


Figura 4.21 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação a/c = 0,7 e cura de 28 dias.

Para as séries com relação água/cimento igual a 0,7 os corpos-de-prova moldados com cimento CPIII-40 apresentaram melhores resultados, uma vez que foram os últimos a apresentar valores indicando alta probabilidade de corrosão (>90%) quando submetidos a 28 dias de cura. Dessa forma, só houve aumento da resistência à corrosão devido ao prolongamento do período de cura para a série do cimento CPIII-40. As séries dos cimentos CPII-Z-32 e CPIV-32 obtiveram resultados similares e não apresentaram diferença significativa nos resultados devido ao aumento do período de cura.

4.4.2.2 Evolução do potencial de corrosão (E_{corr}) ($a/c=0,4$)

Nas Figuras 4.22 e 4.23 são apresentados os resultados para o potencial de corrosão para as séries com relação água/cimento igual a 0,4.

Também se observa para as séries com relação água/cimento igual a 0,4 valores de potencial mais positivos na etapa de secagem, como também a mesma tendência dos valores medidos na etapa de umectação de apresentarem valores mais negativos ao longo do ensaio.

Na Figura 4.22 são apresentados os resultados das séries com relação água/cimento igual a 0,4 submetidas ao período de 7 dias de cura. Analisando-se o gráfico, nota-se que as séries apresentam diferentes amplitudes de variação de potencial.

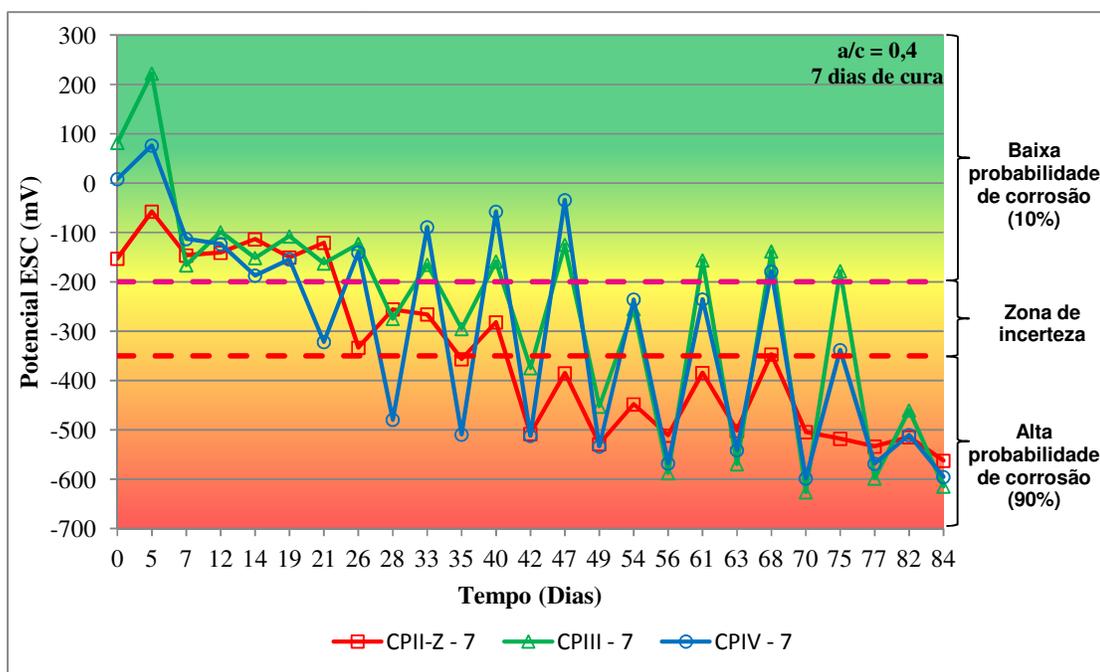


Figura 4.22 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação $a/c = 0,4$ e cura de 7 dias.

Verifica-se que as séries ingressaram na faixa de valores mais negativos que -350 mV em momentos distintos, sendo a do cimento CPIV-32 a primeira a ingressar aos 28 dias de ensaio, a do cimento CPII-Z-32 a segunda aos 35 dias (1 ciclo após a do CPIV-32) e a do cimento CPIII-40 a última aos 42 dias (2 ciclos após a do CPIV-32).

Durante o ensaio os corpos-de-prova da série do cimento CPIV-32 ($a/c=0,4$) iniciaram um processo de fissuração, verificado na etapa de secagem do 3º ciclo (19 dias de ensaio), conforme apresentado nas Fotos 4.3 e 4.4. Analisando-se os gráficos das Figuras 4.22 e 4.23, percebe-se uma diminuição acentuada do valor de potencial para a série do cimento CPIV-32 na fase de umectação nos dois ciclos posteriores ao início da fissuração. Essa fissuração nos corpos-de-prova não foi atribuída ao processo corrosivo, uma vez que as fissuras apresentavam-se em direções aleatórias, configuração similar as fissuras ocasionadas pela retração por secagem.



Foto 4.3 – Corpo-de-prova da série F1 (CPIV-32 – $a/c=0,4$) fissurado.



Foto 4.4 – Corpo-de-prova da série F2 (CPIV-32 – $a/c=0,4$) fissurado.

Não se pode afirmar ao certo a causa das fissuras, contudo, a combinação do tipo de cimento com o elevado consumo de cimento - como pode ser observado na Tabela 3.6 - (CPIV-32 - $a/c=0,4$) deve ter sido a provável causa, já que as duas séries (F1 e F2) moldadas com o cimento CPIV-32 e com relação água/cimento igual a 0,4 foram as únicas a apresentarem fissuras. Adicionalmente, os corpos-de-prova foram submetidos aos semiciclos de secagem, que podem ter contribuído para o processo de fissuração, pois se sabe que o aumento da temperatura provoca fissuras no concreto (CARÉ, 2008).

A Figura 4.23 apresenta os resultados das séries com relação água/cimento igual a 0,4 submetidas ao período de 28 dias de cura. De acordo com o gráfico verificam-se amplitudes variáveis para as três séries.

Percebe-se claramente o efeito benéfico causado pelo prolongamento do período de cura para as séries com relação água/cimento 0,4, uma vez que as séries (exceto a do cimento CPIV-32) demoraram mais a apresentar probabilidade de corrosão maior que 90%, o que representa um aumento da resistência à corrosão. A série do cimento CIII-Z-32 adentrou na região de valores mais negativos do que -350 mV após 42 dias de ensaio, ou seja, ao final do 6º ciclo. Já a série do cimento CPIII-40 foi a que apresentou os melhores resultados, tendo em vista que só passou a apresentar probabilidade de corrosão acima de 90% ao final do 8º ciclo (56 dias de ensaio), dois ciclos após a série do cimento CIII-Z-32.

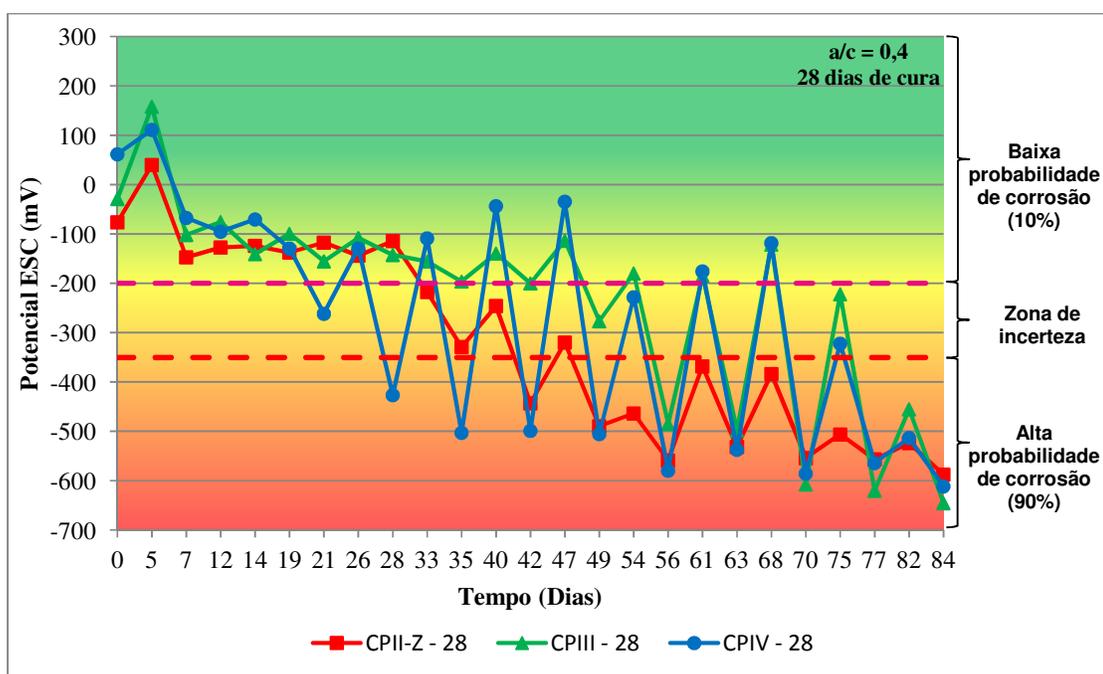


Figura 4.23 – Evoluções dos potenciais de corrosão das séries com relação a/c = 0,4 e cura de 28 dias.

Para as séries com relação água/cimento igual a 0,4, os corpos-de-prova confeccionados com cimento CIII-40 também apresentaram os melhores resultados, seguidos das séries dos cimentos CPII-Z-32 e CPIV-32, nesta ordem; confirmando, em geral, os resultados do ensaio de evolução da variação de massa.

De forma geral, verificou-se uma melhoria na resistência à corrosão das séries com a redução da relação água/cimento; isso se deve ao fato de que relação água/ligante é um fator preponderante para a proteção das armaduras de concreto armado, pois alteração nesta variável provoca variações significativas no grau de corrosão apresentado pela estrutura. Além disso, à proporção que se diminui a quantidade de água, maior será a proteção

proporcionada à armadura, devido à diminuição do tamanho dos poros e, por conseguinte, maior será a resistência à penetração de fluídos e agentes agressivos (PEREIRA *et al.*, 2010).

O período de cura teve influência mais significativa nas séries com relação água/cimento igual a 0,4, uma vez que a resistência à corrosão dos corpos-de-prova foi majorada com a prolongação do período de cura. Quanto melhor for o procedimento de cura adotado, maior será a resistência à corrosão das estruturas de concreto armado, uma vez que a resistividade elétrica do concreto é majorada (GUNEYISI; OZTURAN; GESOGLU, 2004) e a penetração de íons cloretos é reduzida (GASTALDINI *et al.*, 2010).

Os resultados mostram que, para as duas relações água/cimento estudadas, as séries moldadas com o cimento CPIII-40 apresentaram maior resistência à corrosão. Tumidajski e Chan (1996) corroboram tal assertiva, afirmando que concretos que incorporam escória de alto-forno em substituição parcial do cimento Portland são mais eficientes em prevenir o ingresso de íons cloretos do que os concretos com cimentos comuns.

Além disso, foi possível classificar os cimentos em ordem crescente no que diz respeito à resistência à corrosão, conforme segue: CPIV-32, CPII-Z-32 e CPIII-40.

4.5 Planejamento experimental

Visando aprofundar os trabalhos de análise e a interpretação dos resultados do procedimento experimental anteriormente desenvolvido, os resultados obtidos nos ensaios de absorção de água por capilaridade, absorção de água por imersão, resistência à compressão e potencial de corrosão, aqui tratados como variáveis resposta, foram submetidos a uma análise estatística com a utilização de um modelo de planejamento de experimentos.

Com o objetivo de verificar se as variáveis independentes e suas interações exercem influência sobre as variáveis dependentes, ou seja, se os fatores são estatisticamente significativos, conduziu-se, para o procedimento experimental deste trabalho, um planejamento fatorial completo que permite investigar simultaneamente os efeitos de variáveis múltiplas e suas interações, em uma variável resposta.

Neste planejamento fatorial, as variáveis independentes ou explicativas (tipo de cimento, relação água/cimento e período de cura) são chamadas de fatores, enquanto que os três tipos de cimento utilizados, as duas relações água/cimento e os dois períodos de cura são os níveis correspondentes a cada fator (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 – Fatores (variáveis explicativas) e os níveis correspondentes a cada fator.

Fatores	Níveis
Tipo de Cimento Portland	CPII-Z-32
	CPIII-40
	CPIV-32
Relação água/cimento	0,7
	0,4
Período de Cura	7 dias
	28 dias

Através da análise de variância todas as hipóteses foram testadas para um nível de confiança igual a 95%, ou seja, para um nível de significância (probabilidade de erro) igual a 5%. Para determinar quais fatores (variáveis independentes) são significativos, foram utilizados os valores-P (Probabilidade de significância) da análise de variância da seguinte forma: se o valor de P for menor que 0,05, então se pode concluir que o efeito de uma determinada variável ou da interação entre as variáveis é estatisticamente significativo; já para valores de P maiores que 0,05, o efeito não é considerado estatisticamente significativo. Foram considerados dois níveis de significância, quais sejam: significância a 1%, para valores de P inferiores a 0,01; e significância a 5%, para valores de P inferiores a 0,05. A análise também fornece a intensidade de significância dos fatores e de suas interações, através da avaliação do fator F (quanto maior for o valor de F, mais significativo será o fator analisado).

Em seguida são apresentados os principais resultados encontrados na etapa de modelagem de cada variável resposta.

4.5.1 Absorção de água por capilaridade

A Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos na análise de variância considerando os valores de absorção de água por capilaridade (72 h) como variável resposta, definindo a significância dos fatores e de suas interações.

Tabela 4.4 – Análise de variância para absorção de água por capilaridade.

Análise de variância para absorção por capilaridade						
Fonte	Graus de Liberdade	Soma dos quadrados usual	Soma dos quadrados ajustada	Quadrado médio ajustado	Fator F	Probabilidade de significância
Tipo de Cimento	2	0,82192	0,82192	0,41096	52,58	0,000*
Relação água/cimento	1	1,71872	1,71872	1,71872	219,88	0,000*
Período de Cura	1	0,1533	0,1533	0,1533	19,61	0,000*
Tipo de Cimento* Relação a/c	2	0,11894	0,11894	0,05947	7,61	0,003*
Tipo de Cimento* Período de Cura	2	0,03637	0,03637	0,01818	2,33	0,119
Relação a/c* Período de Cura	1	0,00087	0,00087	0,00087	0,11	0,742
Tipo de Cimento* Relação a/c* Período de Cura	2	0,00324	0,00324	0,00162	0,21	0,814
Error	24	0,1876	0,1876	0,00782		
Total	35	3,04095				
	S = 0,0884112		R ² = 93,83%		R ² ajustado = 91,00%	

* - significância a 1%; ** - significância a 5%.

Observa-se que o valor de coeficiente de determinação ajustado (R² ajustado) foi de 91%, denotando que 91% da variação total dos dados é explicada por este modelo. A análise de variância indica que os efeitos individuais dos fatores analisados (tipo de cimento, relação água/cimento e período de cura) são estatisticamente significativos, confirmando a influência de cada variável independente, quando verificadas isoladamente. Destas, a variável que apresentou maior nível de significância foi a relação água/cimento, ou seja, apresenta-se como a variável mais influente na absorção de água por capilaridade; já a variável menos influente na absorção de água por capilaridade foi o período de cura.

No que diz respeito às interações entre as variáveis, observa-se que somente o efeito da interação entre o tipo de cimento e a relação água/cimento é estatisticamente significativo; o que indica que a influência do tipo de cimento sobre a absorção capilar depende da variável relação água/cimento, como também o efeito da relação água/cimento depende da variável tipo de cimento. As outras interações estudadas não se apresentaram estatisticamente significativas.

A Figura 4.24 apresenta o gráfico de interação que tem por objetivo demonstrar o impacto que a mudança das configurações de um fator exerce sobre os outros fatores. A Figura 4.24 indica que a absorção de água por capilaridade diminui com a utilização de uma menor relação água/cimento e com o aumento do período de cura. A interação entre o tipo de cimento e a relação água/cimento fica evidente no não paralelismo observado no gráfico, sugerindo que as diferenças nos efeitos do tipo de cimento variam com a relação água/cimento. Ainda fica evidente que o cimento CPIII-40 apresentou o melhor resultado em relação à absorção de água por capilaridade, ou seja, foi o que mais bloqueou a entrada de água.

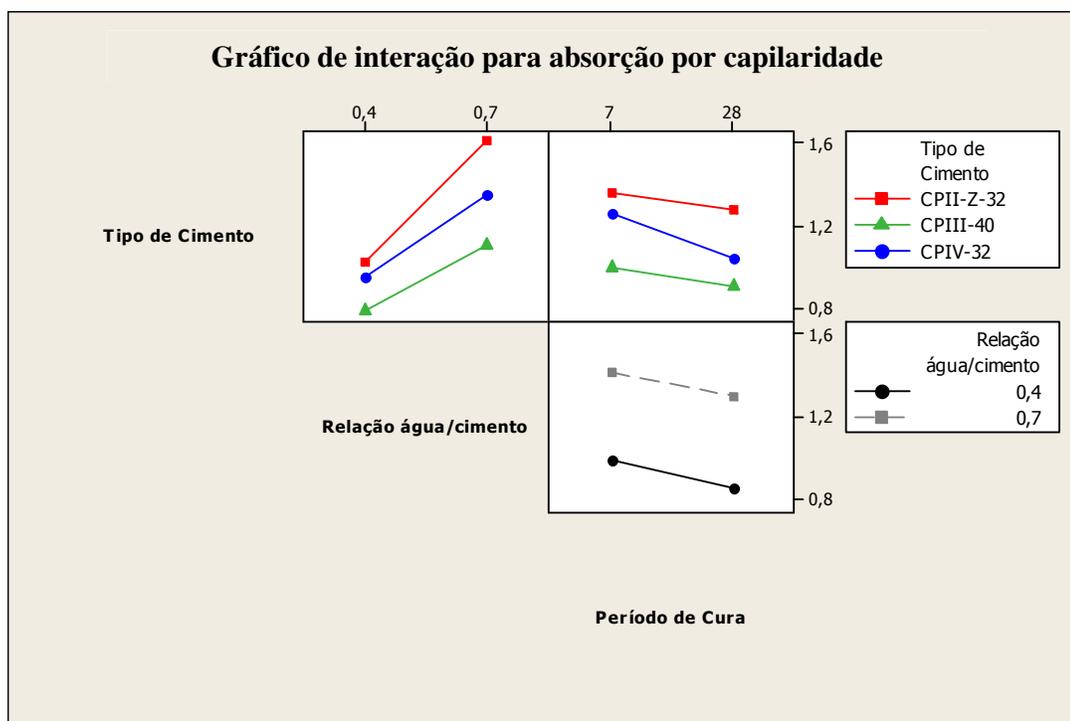


Figura 4.24 – Gráfico de interação entre os fatores para o ensaio de absorção por capilaridade.

4.5.2 Absorção de água por imersão

A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos na análise de variância considerando os valores de absorção de água por imersão (72 h) como variável resposta, definindo a significância dos fatores e de suas interações.

Tabela 4.5 – Análise de variância para absorção de água por imersão.

Análise de variância para absorção por imersão						
Fonte	Graus de Liberdade	Soma dos quadrados usual	Soma dos quadrados ajustada	Quadrado médio ajustado	Fator F	Probabilidade de significância
Tipo de Cimento	2	0,0008439	0,0008439	0,000422	55,78	0,000*
Relação água/cimento	1	0,000413	0,000413	0,000413	54,60	0,000*
Período de Cura	1	0,0000014	0,0000014	0,0000014	0,19	0,668
Tipo de Cimento* Relação a/c	2	0,0005082	0,0005082	0,0002541	33,59	0,000*
Tipo de Cimento* Período de Cura	2	0,0000409	0,0000409	0,0000205	2,70	0,087
Relação a/c* Período de Cura	1	0,0000137	0,0000137	0,0000137	1,82	0,190
Tipo de Cimento* Relação a/c*Período de Cura	2	0,0000309	0,0000309	0,0000155	2,04	0,152
Error	24	0,0001815	0,0001815	0,0000076		
Total	35	0,0020336				
		S = 0,00275033		R ² = 91,07%		R ² ajustado = 86,98%

* - significância a 1%; ** - significância a 5%.

Observa-se que o valor de R² ajustado foi de 86,98%, demonstrando que 86,98% da variação total dos dados é explicada por este modelo. Observa-se que são estatisticamente significativos os efeitos individuais do tipo de cimento e da relação água/cimento, apresentando níveis de significância muito próximos. O período de cura não se mostrou significativo quando analisado isoladamente, isto é, este fator não exerce influência significativa sobre a absorção de água por imersão.

Com relação às interações entre as variáveis, verifica-se que somente o efeito da interação entre o tipo de cimento e a relação água/cimento é estatisticamente significativo, indicando que a influência de uma variável sobre a absorção de água por imersão depende da atuação

conjunta com outra variável analisada. As outras interações estudadas não apresentaram significância a um nível de 5%.

A Figura 4.25 apresenta o gráfico de interação entre as variáveis estudadas. Com base na Figura 4.25, nota-se que a absorção de água cresce com a diminuição da relação água/cimento, fato que foi discutido no item 4.2 deste trabalho. Verifica-se ainda que o período de cura utilizado não exerceu influência significativa sobre a absorção, conforme indicado na Tabela 4.5 e no item 4.2. Como já foi abordado no item 4.2, tanto o efeito do tipo de cimento, como também o das outras variáveis, sobre a absorção de água por imersão, possivelmente sofreu influência do teor de pasta utilizado nos traços.

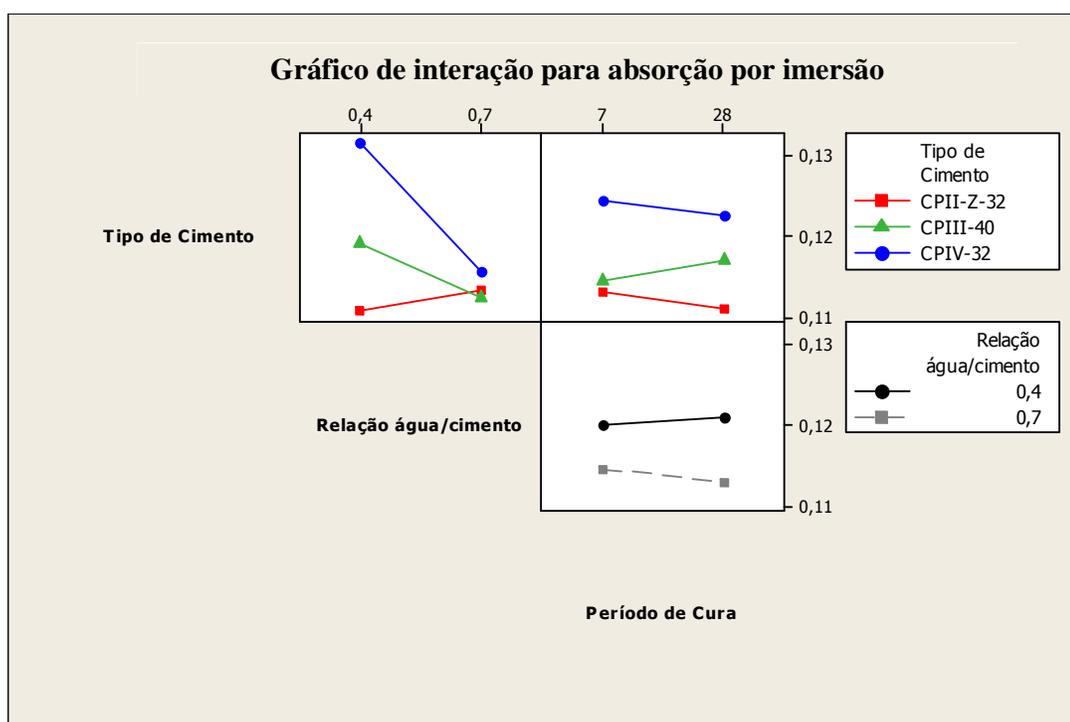


Figura 4.25 - Gráfico de interação entre os fatores para o ensaio de absorção por imersão.

4.5.3 Resistência à compressão

A Tabela 4.6 apresenta os resultados obtidos na análise de variância considerando os valores de resistência à compressão como variável resposta, definindo a significância dos fatores e de suas interações.

Tabela 4.6 - Análise de variância para resistência à compressão.

Análise de variância para resistência à compressão						
Fonte	Graus de Liberdade	Soma dos quadrados usual	Soma dos quadrados ajustada	Quadrado médio ajustado	Fator F	Probabilidade de significância
Tipo de Cimento	2	429,37	429,37	214,69	198,15	0,000*
Relação água/cimento	1	5011,34	5011,34	5011,34	4625,37	0,000*
Idade	1	356,97	356,97	356,97	329,47	0,000*
Tipo de Cimento* Relação a/c	2	17,77	17,77	8,89	8,20	0,002*
Tipo de Cimento* Idade	2	9,38	9,38	4,69	4,33	0,025**
Relação a/c* Idade	1	2,87	2,87	2,87	2,65	0,117
Tipo de Cimento* Relação a/c*Idade	2	93,36	93,36	46,68	43,09	0,000*
Error	24	26,00	26,00	1,08		
Total	35	5947,08				
	S = 1,04089		R ² = 99,56%		R ² ajustado = 99,36%	

* - significância a 1%; ** - significância a 5%.

Com base na Tabela 4.6, observa-se que o valor de R² ajustado foi de 99,36%, significando que 99,36% da variação total dos dados é explicada por este modelo. Verifica-se que os efeitos individuais dos fatores analisados (tipo de cimento, relação água/cimento e idade) são estatisticamente significativos, indicando que as três variáveis influenciam a resistência à compressão quando analisadas isoladamente. A relação água/cimento é a variável de maior importância, isto é, a que mais interfere na resistência à compressão. Resultados indicando que a relação água/cimento exerce o efeito mais importante sobre a resistência à compressão também foram apresentados por Tessari (2001).

Sobre as interações entre as variáveis, observa-se que somente a interação entre a relação água/cimento e a idade não é estatisticamente significativa, evidenciando que o efeito exercido por uma das duas variáveis sobre a resistência à compressão não está ligado à ação

da outra variável. As outras interações estudadas se mostraram estatisticamente significativas, indicando que o efeito individual que uma variável exerce sobre a resistência à compressão depende da autuação simultânea de outra variável. Dentre as interações a que apresentou maior significância foi a tripla, indicando que o efeito que uma variável exerce sobre a resistência à compressão está diretamente relacionado às outras variáveis.

Conforme esperado, na Figura 4.26 referente ao gráfico de interação, observa-se que a resistência à compressão diminui à medida que a relação água/cimento aumenta. Este resultado está de acordo com a Lei de Abrams, na qual a resistência à compressão é apresentada como uma função exponencial, tendo como expoente a relação água/cimento (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Também se verifica que existe uma tendência de crescimento da resistência à compressão com a idade, justificada pelo processo de hidratação do cimento Portland.

No que diz respeito à resistência à compressão, o cimento que apresentou o melhor resultado foi o CPIII-40, por ser um cimento mais fino em relação aos outros dois tipos estudados neste trabalho (Tabela 3.4).

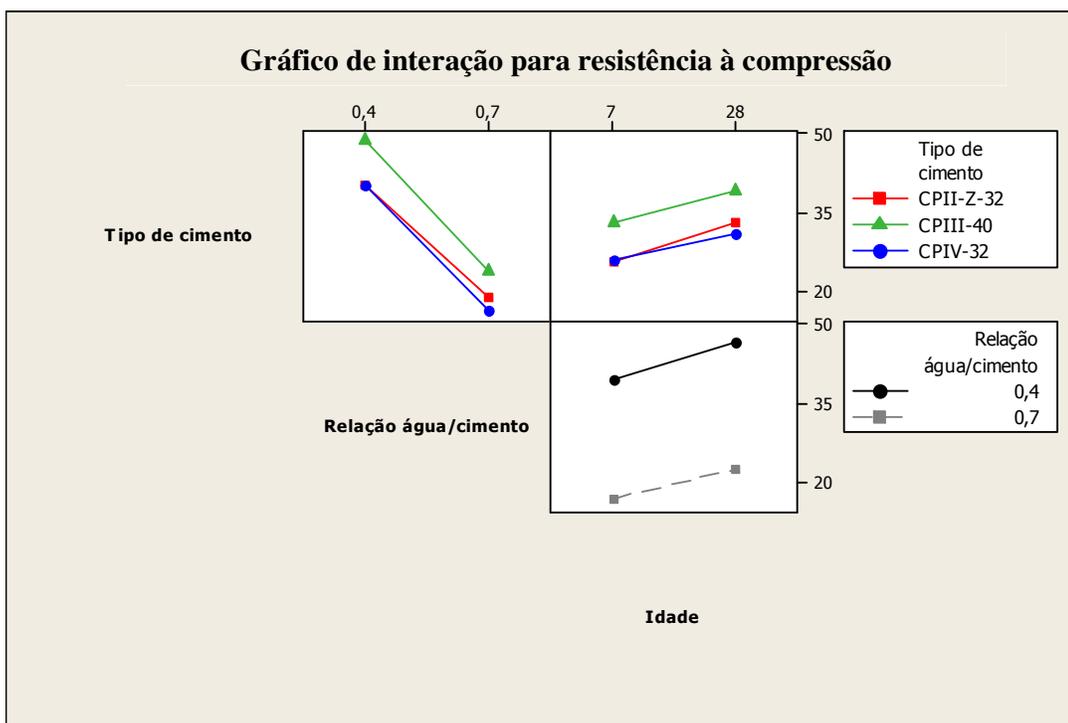


Figura 4.26 - Gráfico de interação entre os fatores para o ensaio de resistência à compressão.

4.5.4 Potencial de corrosão

Durante o ensaio de corrosão verificou-se que os valores de potencial (E_{corr}), para o semiciclo de umectação (imersão parcial), tendem a se estabilizar próximos a - 600 mV devido ao acelerado ataque proporcionado pelo ensaio. Dessa forma, a realização de uma única análise sobre os valores de potencial último de corrosão poderia conduzir a conclusões distorcidas. Logo, optou-se por fazer a análise dos resultados de potencial em três momentos distintos, quais sejam:

- aos 21 dias, quando as séries moldadas com relação água/cimento igual a 0,7 e submetidas à 7 dias de cura passaram a apresentar valores de potencial inferiores à - 350 mV (probabilidade de corrosão acima de 90%), além de representar 1/4 do período total do ensaio;
- aos 42 dias, por representar a metade do ensaio;
- e aos 84 dias, no final do ensaio.

Os valores de potencial utilizados na análise foram sempre os da etapa de imersão parcial (umectação), uma vez que esta etapa representa o momento em que o processo corrosivo atua com maior intensidade sobre os corpos-de-prova, devido à presença do eletrólito.

A Tabela 4.7 apresenta os resultados obtidos na análise de variância considerando os valores de potencial de corrosão aos 21 dias como variável resposta, definindo a significância dos fatores e de suas interações.

Tabela 4.7 - Análise de variância para potencial de corrosão aos 21 dias de ensaio.

Análise de variância para potencial aos 21 dias						
Fonte	Graus de Liberdade	Soma dos quadrados usual	Soma dos quadrados ajustada	Quadrado médio ajustado	Fator F	Probabilidade de significância
Tipo de Cimento	2	313651	313651	156826	14,01	0,000*
Relação água/cimento	1	939313	939313	939313	83,91	0,000*
Período de Cura	1	73704	73704	73704	6,58	0,012**
Tipo de Cimento* Relação a/c	2	63838	63838	31919	2,85	0,063
Tipo de Cimento* Período de Cura	2	141084	141084	70542	6,30	0,003*
Relação a/c* Período de Cura	1	24448	24448	24448	2,18	0,143
Tipo de Cimento* Relação a/c*Período de Cura	2	201973	201973	100986	9,02	0,000*
Error	84	940365	940365	11195		
Total	95	2698376				
	S = 105,806		R ² = 65,15%			R ² ajustado = 60,59%

* - significância a 1%; ** - significância a 5%.

Através da Tabela 4.7 verifica-se que o valor de R² ajustado foi de 60,59%, significando que 60,59% da variação total dos dados é explicada por este modelo. A análise de variância indica que são estatisticamente significativos os efeitos individuais dos três fatores estudados (tipo de cimento, relação água/cimento e período de cura), ou seja, as três variáveis exercem influência sobre o potencial de corrosão quando analisadas isoladamente. A relação água/cimento apresentou maior nível de significância, demonstrando ser a variável mais influente no potencial de corrosão. Observa-se ainda que a variável menos influente no potencial de corrosão é o período de cura.

Com relação às interações entre as variáveis, observa-se que são estatisticamente significativos os efeitos devido à interação entre o tipo de cimento e o período de cura, como também à interação entre o tipo de cimento, a relação água/cimento e o período de cura. A

significância da interação tripla denota que os efeitos individuais de cada fator sobre o potencial de corrosão, dependem da associação com os outros fatores.

A Tabela 4.8 apresenta os resultados obtidos na análise de variância considerando os valores de potencial de corrosão aos 42 dias como variável resposta, definindo a significância dos fatores e de suas interações.

Tabela 4.8 - Análise de variância para potencial de corrosão aos 42 dias de ensaio.

Análise de variância para potencial aos 42 dias						
Fonte	Graus de Liberdade	Soma dos quadrados usual	Soma dos quadrados ajustada	Quadrado médio ajustado	Fator F	Probabilidade de significância
Tipo de Cimento	2	203396	203396	101698	8,99	0,000*
Relação água/cimento	1	464678	464678	464678	41,06	0,000*
Período de Cura	1	54769	54769	54769	4,84	0,031**
Tipo de Cimento* Relação a/c	2	245239	245239	122620	10,83	0,000*
Tipo de Cimento* Período de Cura	2	31456	31456	15728	1,39	0,255
Relação a/c* Período de Cura	1	31792	31792	31792	2,81	0,097
Tipo de Cimento* Relação a/c*Período de Cura	2	24886	24886	12443	1,10	0,338
Error	84	950665	950665	11317		
Total	95	2006880				
	S = 106,383		R ² = 52,63%		R ² ajustado = 46,43%	

* - significância a 1%; ** - significância a 5%.

De acordo com a Tabela 4.8, verifica-se que o valor de R² ajustado foi de 46,43%, indicando que 46,43% da variação total dos dados é explicada por este modelo. Os resultados da análise demonstram que são estatisticamente significativos os efeitos individuais dos três fatores, indicando que as três variáveis tomadas isoladamente exercem influência sobre o potencial de corrosão. A relação água/cimento também se mostrou a variável de maior importância na análise de variância para os valores de potencial aos 42 dias; isto evidencia sua forte influência sobre o potencial de corrosão. Nota-se que o período de cura é a variável que exerce menor influência no potencial.

Com relação às interações entre as variáveis, observa-se que somente a interação entre o tipo de cimento e a relação água/cimento é estatisticamente significativa, indicando que o efeito de uma dessas duas variáveis sobre o potencial de corrosão depende da atuação simultânea da outra variável.

A Tabela 4.9 apresenta os resultados obtidos na análise de variância considerando os valores de potencial de corrosão aos 84 dias como variável resposta, ou seja, valores do potencial último de corrosão, definindo a significância dos fatores e de suas interações.

Tabela 4.9 - Análise de variância para potencial último de corrosão.

Análise de variância para potencial aos 84 dias						
Fonte	Graus de Liberdade	Soma dos quadrados usual	Soma dos quadrados ajustada	Quadrado médio ajustado	Fator F	Probabilidade de significância
Tipo de Cimento	2	12544,8	12544,8	6272,4	10,37	0,000*
Relação água/cimento	1	263,3	263,3	263,3	0,44	0,511
Período de Cura	1	17903,3	17903,3	17903,3	29,59	0,000*
Tipo de Cimento* Relação a/c	2	12569,3	12569,3	6284,6	10,39	0,000*
Tipo de Cimento* Período de Cura	2	1174,8	1174,8	587,4	0,97	0,383
Relação a/c* Período de Cura	1	270,0	270,0	270,0	0,45	0,506
Tipo de Cimento* Relação a/c*Período de Cura	2	56,1	56,1	28,0	0,05	0,955
Error	84	50816,6	50816,6	605		
Total	95	95598,2				
	S = 24,5959		R ² = 46,84%		R ² ajustado = 39,88%	

* - significância a 1%; ** - significância a 5%.

A partir da Tabela 4.9 verifica-se que o valor de R² ajustado foi de 39,88%, indicando que 39,88% da variação total dos dados é explicada por este modelo. Com base na análise de variância nota-se que apenas o efeito individual da relação água/cimento não é estatisticamente significativo, indicando que esta variável não influencia o potencial de corrosão aos 84 dias. Além disso, o período de cura apresentou o maior nível de significância. Com relação às interações entre as variáveis, observa-se que apenas a interação entre o tipo de

cimento e a relação água/cimento é estatisticamente significativa, demonstrando que o efeito de uma variável depende da atuação simultânea da outra.

Na Tabela 4.10, a seguir, apresenta-se um resumo das análises de variância realizadas para o ensaio de potencial de corrosão.

Tabela 4.10 – Resumo das análises de variâncias para o ensaio de potencial de corrosão.

Significância para as variáveis e suas interações			
Fonte	21 dias	42 dias	84 dias (último)
Tipo de Cimento	S	S	S
Relação água/cimento	S	S	NS
Período de Cura	S	S	S
Tipo de Cimento*Relação água/cimento	NS	S	S
Tipo de Cimento*Período de Cura	S	NS	NS
Relação água/cimento*Período de Cura	NS	NS	NS
Tipo de Cimento*Relação água/cimento*Período de Cura	S	NS	NS

S - Significativo; NS - Não significativo

Verifica-se através da Tabela 4.10 que as variáveis tipo de cimento e período de cura são estatisticamente significativas nos três momentos analisados, embora tenham apresentado um nível de significância menor que a relação água/cimento nos dois primeiros momentos. Apesar de a relação água/cimento apresentar maior importância nos dois primeiros momentos avaliados, este fator não demonstrou ser significativo para os valores de potencial último. Isso se deve provavelmente a tendência, verificada durante a realização do ensaio, dos valores de potencial de corrosão se estabilizarem em -600 mV, diminuindo a variabilidade dos valores de potencial e influenciando o efeito exercido pelo fator relação água/cimento. Resultados indicando que a relação água/cimento é o fator de maior relevância sobre os resultados de potencial de corrosão também foram apresentados por Tessari (2001).

Observa-se também, que a interação entre a relação água/cimento e o período de cura não apresentou significância em nenhum dos três momentos analisados, indicando que o efeito exercido por uma variável sobre o potencial de corrosão não depende da outra.

Ainda de acordo com a Tabela 4.10, percebe-se que ao longo do ensaio existem tendências, no que concerne à significância das interações entre as variáveis. Nota-se que com o decorrer do ensaio, a interação entre o tipo de cimento e a relação água/cimento tende a se tornar significativa. Essa constatação indica que para estruturas antigas, com processo corrosivo já iniciado, as variáveis que interferem no processo de corrosão são o tipo de cimento e a relação água/cimento. De forma análoga constata-se convergência inversa para a interação entre o tipo de cimento e o período de cura, como também para interação tripla.

Através das análises realizadas para os valores de potencial de corrosão, pode-se notar ainda que existe uma tendência de diminuição para os valores de R^2 ajustado, possivelmente originada pela diminuição da variabilidade dos valores de potencial de corrosão com o transcorrer do ensaio, ou seja, pela tendência dos valores de potencial de corrosão de se estabilizarem próximos a - 600 mV.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Considerando as condições de ensaio na qual a pesquisa foi desenvolvida e o objetivo deste trabalho em estudar a capacidade de proteção de alguns tipos de cimento (CPII-Z-32, CPIII-40 e CPIV-32), quanto à corrosão das armaduras sob a ação de íons cloretos, pode-se concluir que:

- A redução da relação água/cimento melhorou as propriedades das argamassas confeccionadas, para os três tipos de cimento estudados, como também a resistência à corrosão devido à ação de íons cloretos;
- O aumento do período de cura melhora o desempenho dos cimentos, principalmente quando se utiliza uma baixa relação água/cimento. Essa verificação não se aplica ao cimento CPIV-32, pois não houve aumento da capacidade de proteção contra a corrosão dos corpos-de-prova moldados com este cimento;
- Para os três ensaios complementares realizados (absorção por capilaridade, absorção por imersão e resistência à compressão) as argamassas moldadas com o cimento CPIII-40 apresentaram os melhores resultados;
- De acordo com o planejamento experimental realizado, a relação água/cimento apresentou-se como fator de maior importância para aumentar a durabilidade das estruturas, seguida pelo tipo de cimento utilizado. Isso se deve ao fato da relação água/cimento ser o parâmetro controlador da porosidade e permeabilidade de concretos e argamassas;
- O cimento CPIII-40 obteve um melhor desempenho em relação à corrosão por íons cloretos para as duas relações água/cimento estudadas, sobretudo para a relação água/cimento igual a 0,4;

- Para aumentar a durabilidade das estruturas deve-se especificar o cimento a ser utilizado de acordo com as condições ambientais, potencialmente agressivas, em que as estruturas estarão expostas, associando a utilização de uma baixa relação água/cimento e de um período de cura prolongado;
- De acordo com os ensaios complementares realizados e com a técnica eletroquímica de potencial de corrosão aplicada no ensaio de corrosão acelerada, foi possível classificar os três cimentos utilizados em ordem crescente de desempenho, conforme segue: **CPIV-32, CPII-Z-32 e CPIII-40.**

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Após a realização da presente pesquisa constatou-se que seria de grande importância o estudo de alguns temas, a serem realizados em pesquisas futuras, para um maior conhecimento a respeito da corrosão de armaduras iniciadas por íons cloretos e de suas consequências socioeconômicas. A seguir apresenta-se sugestão de alguns temas:

- Estudo da resistência à penetração de íons cloretos em concretos, utilizando diferentes porcentagens de agregados graúdos ou miúdos reciclados em substituição ao agregado convencional;
- Investigação sobre a influência da altura na concentração de íons cloretos em estruturas de concreto armado situadas na orla marítima do Recife;
- Estudar a influência do teor de pasta sobre a absorção de água em argamassas.

REFERÊNCIAS

ABREU, A. G. de. **Estudo da corrosão da armadura induzida por carbonatação em concretos com cinza volante**. 2004. 168 f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

AL-AMOUDI, Omar Saeed Baghabra; RASHEEDUZZAFAR; MASLEHUDDIN, Mohammed; AL-MANA, Abdulaziz Ibrahim. Prediction of long-term corrosion resistance of plain and blended cement concretes. **ACI Materials Journal**, v. 90, n. 6, p. 564-570, November-December. 1993.

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 876**: Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforced steel in concrete – (1999 reapproved 2009). Annual Book of ASTM Standard, 2009.

_____. **ASTM C 1152**: Standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete. – (1997 reapproved 2004). Annual Book of ASTM Standard, 2004.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992.

ANDRADE, J. J. O. **Estudos das manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado no estado de Pernambuco**. 1997. 139 p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ANDRADE, Tibério. Tópicos sobre durabilidade do concreto. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 25, p. 753 - 792.

ANDRADE, Tibério; COSTA E SILVA, Angelo Just da. Patologia das estruturas. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 32, p. 953 - 983.

ANN, Ki Yong; SONG, Ha-Won. Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 49, n. 11 p.4113-4133, november. 2007.

ANN, K. Y.; KIM, T. -S.; KIM, J. H.; KIM, S. -H. The resistance of high alumina cement against corrosion of steel in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 24, p. 1502-1510, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5732**: Cimento Portland comum. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5735**: Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5736**: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5737**: Cimento Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência a compressão. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 7218**: Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 9779**: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 9831**: Cimento Portland destinado à cimentação de poços petrolíferos - Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 11578**: Cimento Portland composto - Especificação. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12989:** Cimento Portland branco - Especificação. Rio de Janeiro, 1993.

_____. **NBR 13116:** Cimento Portland de baixo calor de hidratação - Especificação. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR NM 23:** Cimento portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 45:** Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **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 da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

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

AYRA, C.; BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. Factors influencing chloride-binding in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p. 29-300, 1990.

BALLIM, Y. Curing and the durability of OPC, fly ash and blast-furnace slag concretes. **Materials and Structures**, v. 26, p. 238-244, 1993.

BARBERON, Fabien; BAROGHEL-BOUNY, Véronique; ZANNI, Hélène; BRESSON, Bruno; LA CAILLERIE, Jean-Baptiste d’Espinoze de; MALOSSE, Lucie; GAN, Zehong. Interactions between chloride and cement-paste materials. **Magnetic Resonance Imaging**, v. 23, p.267-272, 2005.

BATTAGIN, Arnaldo Forti; BATTAGIN, Inês Laranjeira da Silva. O Cimento Portland no Brasil. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia dos materiais**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2010. Cap. 24, p. 761 - 790.

BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas**. 1995. 236 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

BILODEAU, Alain; MALHOTRA, V. Mohan. High-volume fly ash system: concrete solution for sustainable development. **ACI Materials Journal**, v. 97, p.41-48, 2000.

CABRAL, Antonio Eduardo Bezerra. **Avaliação da eficiência de sistemas de reparo no combate à iniciação e à propagação da corrosão do aço induzida por cloretos**. 2000. 165 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

CALLISTER, W. D. **Ciência e engenharia dos materiais: uma introdução**. Trad. Sérgio Murilo Stamile Soares. 5. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.

CAO, H. T.; BUCEA, L.; SIRIVIVATNANON, V. Influence of binder type on anodic dissolution of steel embedded in cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 2, p.203-213, 1994.

CARÉ, Sabine. Effect of temperature on porosity and chloride diffusion in cement pastes. **Construction and Building Materials**, v. 22, p.1560-1573, 2008.

CASCUDO, Oswaldo. **O controle da corrosão em armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini, 1997.

CASCUDO, Oswaldo. Inspeção e diagnóstico da estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 35, p. 1071 - 1108.

CASTRO, Eliane Kraus de. **Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armados**. 1994. 129 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1994.

CASTRO, P.; RINCON, O. T. de; PAZINI, E. J. Interpretation of chlorides profiles from concrete exposed to tropical marine environments. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n.4, p.529-537, apr. 2001.

CHINDAPRASIRT, Prinya; RUKZON, Sumrerng; SIRIVIVATNANON, Vute. Effect of carbon dioxide on chloride penetration and chloride ion diffusion coefficient of blended Portland cement mortar. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 8, p.1701-1707, 2008.

COMITÉ EURO – INTERNATIONAL DU BÉTON. **FIB Model Code 1990 (Design Code). Bulletin D'INFORMAÇÃO 213/214**. Lausanne: Thomas Telford, 1993.

DA SILVA, Djalma Ribeiro. **Estudos de inibidores de corrosão em concreto armado, visando a melhoria na sua durabilidade.** 2006. 194 f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2006.

DELLINGHAUSEN, L. M.; GASTALDINI, A. L. G.; ISAIA, G. C.; VANZIN, F. J. F.; VEIGA, K. K.; ENGEL, M. K. Penetração de cloretos em concretos com diferentes aglomerantes. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais...** Curitiba: IBRACON, 2009.

DJERBI, A.; BONNET, S.; KHELIDI, A.; BAROGHEL-BOUNY, V. Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete. **Cement and Concrete Research**, v.38, p.877 - 883, 2008.

FAJARDO, G.; VALDEZ, P.; PACHECO, J. Corrosion of steel rebar embedded in natural pozzolan based mortars exposed to chlorides. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 2, p.768-774, feb. 2009.

FIGUEIREDO, Enio José Pazini. **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.** 1994. 423 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

FIGUEIREDO, Enio José Pazini. Ação dos cloretos no concreto. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ciência e Tecnologia.** v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2011. Cap. 25, p. 887 - 902.

GASTALDINI, A. L. G.; ISAIA, G. C.; SACILOTO, A. P.; MISSAU, F.; HOPPE, T. F. Influence of curing time on the chloride penetration resistance of concrete containing rice husk ash: A technical and economical feasibility study. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, p.783-793, 2010.

GENTIL, Vicente. **Corrosão.** 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 39, n. 5, p. 1001-1013, 1997.

GLASS, G. K.; REDDY, B.; BUENFELD, N. R. The participation of bound chloride in passive film breakdown on steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 42, p. 2013-2021, 2000.

GUNEYISI, Erhan; OZTURAN, Turan; GESOGLU, Mehmet. A study on reinforcement corrosion and related properties of plain and blended cement concretes under different curing conditions. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, p.449-461, may. 2004.

GUO, Jia; YANG, Shanwu; SHANG, Chengjia; WANG, Ying; HE, Xinlai. Influence of carbon content and microstructure on corrosion behavior of low alloy steels in a Cl⁻ containing environment. **Corrosion Science**, v. 51, n. 2, p.242-251. 2008.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, SENAI, 1992. 189 p.

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

HELENE, P. 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, 2004, Porto Alegre. **Anais**. 24 p.

HELENE, P. R. L. Introducción. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA, F. (Ed.). **Rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto**. São Paulo: CARGRAPHICS, 2007. p. 17 - 32.

HONG, K.; HOOTON, R. D. Effects of cyclic chloride exposure on penetration of concrete cover. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1379-1386, 1999.

HUSNI, R; BENITEZ, A; MANZELLI, A.; MACCHI, C; CHARREAU, G; LUCO, L. F.; GUITELMAN, N. Acciones y mecanismos de deterioro de las estructuras. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA, F. (Ed.). **Rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto**. São Paulo: CARGRAPHICS, 2007. p. 35 - 90.

HUSSAIN, S. E.; RASHEEDUZZAFAR. Effect of temperature on pore solution composition in plain cements. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n. 6, p. 1357-1368, 1993.

HUSSAIN, S. E.; RASHEEDUZZAFAR; AL-MUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A. S. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25, p. 1543-1555, 1995.

JACINTHO, Ana Elisabete P. G. de A.; GIONGO; José Samuel. Resistência mecânica do concreto. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 20, p. 605 – 632.

JONES, M. R.; McCARTHY, M. J.; DHIR, R. K. Chloride ingress and reinforcement corrosion in carbonated and sulphated concrete. In: SWAMY, R. N. ed. **Corrosion and corrosion protection of steel in concrete**. Sheffield: Sheffield Academic Press, p. 365-376, 1994.

JUCÁ, Tatiana Renata Pereira. **Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento Portland pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata**. 2002. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2002.

KHATIB, J. M.; MANGAT, P. S. Influence of high-temperature and low-humidity curing on chloride penetration in blended cement concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 11 p.1743-1753, november. 2002.

KIHARA, Yushiro; CENTURIONE, Sérgio Luiz. O cimento Portland. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 10, p. 295 - 322.

LI, Z.; PENG, J.; MA, B. Investigation of chloride diffusion for hig-performance concrete containing fly ash, microsilica and chemical admixtures. **ACI Materials Journal**, v. 96, n. 3, p. 391-396, May/June, 1999.

LIMA, Marcelo Batista. **Avaliação da capacidade de proteção contra a corrosão da armadura induzida por cloretos de concretos com adições minerais e inibidores de corrosão**. 2009. 221 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

MASLEHUDDIN, M.; PAGE, C. L.; RASHEEDUZZAFAR. Temperature effect on the pore solution chemistry in contaminated cements. **Magazine of Concrete Research**, v. 49, n. 178, p. 5-14, 1997.

MAZER, W.; LIMA, M. G. de. Influência do micro-clima na penetração de íons cloretos no concreto – I. Primeiros resultados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais...** Curitiba: IBRACON, 2009.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íons cloretos.** 2008. 218 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

MEHTA, Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

MELO, Antônio Carlos de Albuquerque. **Estudo das manifestações patológicas nas marquises de concreto armado do Recife.** 2011. 215 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, 2011.

MENDES, M. V. A. da Silva; CASCUDO, O.; CARASEK, H.; FERREIRA, R. B. Avaliação das propriedades de transporte massa em concretos contendo adições minerais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52., 2010, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: IBRACON, 2010.

MOHAMMED, T. U.; HAMADA, H. Relationship between free chloride and total chloride contents in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, p. 1487-1490, 2003.

MONTEIRO, Eliana Cristina Barreto. **Estudo da capacidade de proteção da alguns tipos de cimentos nacionais, em relação à corrosão de armaduras, sob a ação conjunta de CO₂ e íons cloretos.** 1996. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1996.

MONTEIRO, Eliana Cristina Barreto. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão.** 2002. 211 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

MORAES, Sandra Gonçalves. **A capacidade de proteção de cobrimento de concretos com elevados teores de escória de alto-forno: avaliação da corrosão das armaduras.** 2008. 122 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2008.

MOTA, Ana Carmelita Menêzes. **Avaliação da presença de cloretos livres em argamassas através do método colorimétrico de aspersão de solução de nitrato de prata.** 2011. 109 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, 2011.

NEPOMUCENO, A.A. **Comportamiento de Morteros de Reparacion Frente a la Carbonatación y la Penetracion de Cloruros en Estructuras de Hormigon Armado Dañadas por Corrosion de armaduras. Estudio Mediante la Resistencia de Polarizacion.** 1992. 371p. Tese (Doutorado), Universidad Politecnica de Madrid, Instituto de Ciencias de la Construccion “Eduardo Torroja”- CSIC, Madrid, Espanha, 1992.

NEPOMUCENO, Antonio Alberto. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações.** v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 26, p. 793 - 827.

NEVILLE, A. M. **Propriedade do concreto.** São Paulo: Pini, 1997, 738 p.

NGUYEN, T. S.; LORENTE, S.; CARCASSES, M. Effect of the environment on the chloride diffusion through CEM-I and CEM-V mortars: An experimental study. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 2, p.795-803, feb. 2009.

NINCE, A. A. **Levantamento de dados sobre a deterioração de estruturas na região Centro-Oeste.** 1996. 160 p. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1996.

OH, Byung Hwan; JANG, Seung Yup. Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 1, p.47-53, january. 2007.

OLIVEIRA, Andrielli.; CASCUDO, Oswaldo; CASTRO, Alexandre; FERREIRA, Ricardo. Análise dos parâmetros das técnicas eletroquímicas de potencial de corrosão e resistência de polarização em armaduras de concreto contendo adições minerais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais...** Curitiba: IBRACON, 2009.

OLIVEIRA, Manuela Queiroz. **Estudo da eficácia dos diferentes tipos de materiais de proteção superficial aplicados em estruturas de concreto.** 2011. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, 2011.

PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; HOLDEN, W. R. The influence of different cements on chloride-induced corrosion of reinforcing steel. **Cement and Concrete Research**, v. 16, p. 79-86, 1986.

PAULON, Vladimir Antonio. A microestrutura do concreto convencional. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações.** v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 19, p. 583 – 604.

PAULON, Vladimir; KIRCHHEIM, Ana Paula. Nanoestrutura e microestrutura do concreto endurecido. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2011. Cap. 16, p. 584 – 614.

PEREIRA, Eduardo; MENEGHETTI, Leila Cristina; RESENDE, Andréa; FABRO, Gilmar. Avaliação do grau de corrosão das armaduras para diferentes espessuras de cobrimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52., 2010, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: IBRACON, 2010.

PONTES, Ronaldo Bezerra. **Disseminação de íons cloreto na orla marítima do bairro de Boa Viagem, Recife-PE**. 2006. 121 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2006.

POON, C. S.; WONG, Y. L.; LAM, L. The influence of different curing conditions on the pore structure and related properties of fly-ash cement pastes and mortars. **Construction and Building Materials**, v. 11, n. 7-8, p.383-393. 1997.

RAMEZANIANPOUR, A. A.; MALHOTRA, V. M. Effect of curing on the compressive strength, resistance to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or silica fume. **Cement and Concrete Composites**, v. 17, p.125-133, february. 1995.

RASHEEDUZZAFAR; AL-SAADOUN, S. S.; AL-GAHTANI, A. S.; DAKHIL, F. H. Effect of aluminate content of cement on corrosion of reinforced steel in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p. 723-738, 1990.

ROSKOVIC, R.; BJEGOVIĆ, Dubravka. Role of mineral additions in reducing CO₂ emission. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p.974-978, 2005.

SANTOS, Lourdimine. **Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por íons cloretos em estruturas de concreto**. 2006. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

SELINGER, F. **Morteros de reparación**. Curso de recuperação de obras de concreto, Bilbao, 30-31 de janeiro, 1992. 19 p.

SILVA, Fernanda Giannotti. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. 2006. 220 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVA, Maristela Gomes. Cimentos Portland com adições minerais. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia dos materiais**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2010. Cap. 25, p. 791 - 823.

SILVA, Maristela Gomes; SILVA, Vanessa Gomes; TANESI, Jussara. Uma análise crítica sobre a vida útil e a durabilidade na NBR 6118/2003. **Concreto & Construção**, v. 58, p. 96-101, 2010.

STANISH, K. D.; HOOTON, R. D.; THOMAS, M. D. A. **Testing the chloride penetration resistance of concrete: A literature review**. The Federal Highway Administration, 1997. 31 p.

SURYAVANSHI, A. K.; SWAMY, R. N. Stability of Friedel's salt in carbonated concrete structural elements. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 5, p.729-741, may. 1996.

TESSARI, R. **Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação de íons cloreto**. 2001. 102 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

THOMAZ, Ercio. **Trincas em edifícios: causas prevenção e recuperação**. São Paulo: PINI/EPUSP/ IPT, 1989. 175 p.

TRITTHART, Josef. Chloride binding in cement Part II – The influence of the hydroxide concentration in the pore solution of hardened cement paste on chloride binding. **Cement and Concrete Research**, v. 19, n. 5, p.683-691, 1988.

TUMIDAJSKI, P. J.; CHAN, G. W. Effect of sulfate and carbon dioxide on chloride diffusivity. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 4, p.551-556, may. 1996.

TUTIKIAN, Bernardo F.; HELENE, P. R. L. Dosagem dos concretos de cimento Portland. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2011. Cap. 12, p. 415 – 451.

UCHOA, Silvia B. B.; TONHOLO, Josealdo; FEITOSA, Tassyano; LIMA, Flavio B. de. Determinação da penetração de cloretos em concretos sem e com adições minerais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais...** Curitiba: IBRACON, 2009.

WIN, Pa Pa; WATANABE, Makiko; MACHIDA, Atsuhiko. Penetration profile of chloride ion in cracked reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 7, p. 1073-1079, 2004.

WINSLOW, D.; LIU, D. The pore structure of paste in concrete. **Cement and Concrete Research**, Vol.20, p. 227-235, 1990.

XU, Jinxia; JIANG, Linhua; WANG, Jingxiang. Influence of detection methods on chloride threshold value for the corrosion of steel reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 23, p. 1902-1908, November. 2009.

ZIVICA, Vladimír. Corrosion of reinforcement induced by environment containing chloride and carbon dioxide. **Bulletin of Materials Science**, v. 26, n. 6, p.605-608, October. 2003.