

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE-FURG
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

DESEMPENHO DE CONCRETO SATURADO E NÃO SATURADO
EXECUTADO COM CIMENTO ARI-RS 52,5 MPa, COM E SEM
ADIÇÕES, FRENTE AO ATAQUE DE CLORETOS

JORGE LUIZ SAES BANDEIRA

Dissertação apresentada à Comissão de Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: André Tavares da Cunha Guimarães.
Dr. em Engenharia Civil

Rio Grande, Dezembro de 2015

“O simples pode ser mais difícil que o complexo. Você precisa dar duro para esclarecer suas ideias e simplificá-las. Mas no final acaba valendo a pena, porque quando chegar lá, você terá o poder de mover montanhas.”

(Steve Jobs)

*À minha Família, razão de tudo: Esposa
Carmen; Filhos Monique, Yuri, Mônica e
Sarah; os netos, Rafael e Eduardo.*

AGRADECIMENTOS

A DEUS, nosso PAI MAIOR, o qual sempre nos reserva algo de bom na nossa caminhada, que eu tenha sempre a sabedoria e humildade para merecer suas graças.

À minha Família, que em muitos momentos deste trabalho tiveram de abrir mão da minha presença para que este fosse plenamente realizado e assim, agradeço imensamente à minha esposa Carmen e a nossa caçulinha Sarah que em vários momentos deixou de ter o pai presente nas suas brincadeiras.

Ao meu orientador, amigo de muitas jornadas de estudos e projetos e com muitos méritos um grande pesquisador, Professor André Tavares da Cunha Guimarães, que ao longo do mestrado nunca se furtou de sua responsabilidade de orientador, me orientando, me cobrando, me incentivando e me proporcionando todo o seu conhecimento científico sempre com muito zelo profissional e paciência.

Ao Programa de Pós - Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da FURG, através de seu atual Coordenador Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos e do Coordenador anterior Prof. Dr. José Antônio Fontoura, as secretárias Clarice, Cristina e Daiane e aos demais professores, pela sempre atenção e cordialidade, bem como aos colegas pela amizade e troca de conhecimentos e experiências.

À CAPES - Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - pela concessão do apoio financeiro durante a realização do Mestrado.

Aos professores e laboratoristas que atuam no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia que sempre me incentivaram e me auxiliaram ao longo desse Mestrado, além do bolsista, graduando de Engenharia Civil Diego Tavares, por sua importante e interessada colaboração nos ensaios.

Ao amigo, Professor Dr. Jesús Manuel Bernal Camacho, por seu profissionalismo, conhecimento científico e a parceria que proporcionou o material para desenvolver a minha pesquisa além dos ensaios realizados juntos no Laboratório de Engenharia Civil.

Enfim a todos que, direta e indiretamente, colaboraram para a realização do presente trabalho.

RESUMO

A degradação das estruturas de concreto armado e protendido têm, como uma das suas principais causas, as ações resultantes da penetração de íons cloreto em sua rede porosa. Muitas vezes, essas estruturas, estão localizadas em ambiente marítimo, ou em regiões sujeitas à neve onde são necessárias ações para degelo com a utilização do NaCl. Diversos autores pelo Brasil e o restante do mundo apresentam estudos para verificar as condições e a forma de penetração dos íons cloreto no interior das massas cimentícias com a consequente despassivação do aço. Este estudo objetiva verificar o desempenho de concreto saturado e não saturado, confeccionado com cimento do tipo alta resistência inicial, resistente a sulfatos, de fabricação espanhola com resistência à compressão aos 28 dias de 52,5 MPa, frente ao ataque de cloretos. O desenvolvimento experimental deu-se a partir da contaminação de amostras com NaCl, com diferentes graus de saturação do concreto, extração e realização de ensaios de penetração de cloreto. Por fim, compara os resultados obtidos aos estudos anteriores com cimento de características semelhantes, de fabricação brasileira além de concreto de referência executado com cimento Portland Pozolânico. Conclui-se que as amostras confeccionadas com cimento de alta resistência inicial, resistente à sulfatos, tanto de origem brasileira como espanhola, tiveram resultados de penetração de cloreto muito parecidos, principalmente no caso das amostras com adição de 20 % de escória de alto forno utilizando cimento espanhol e com cimento brasileiro com 12% de cinza volante. Na comparação com as amostras executadas com cimento Portland Pozolânico, estas apresentaram valores mais baixos do coeficiente de difusão mesmo sendo um concreto menos resistente. Parâmetros interessantes são obtidos com esses dados, pois não basta apenas utilizar cimentos com alta resistência para buscar resultados de durabilidade, tem de haver um estudo profundo nas características de cada cimento.

Palavras-chave: concreto, íons cloreto, difusão, durabilidade, grau de saturação.

ABSTRACT

The degradation of reinforced and prestressed concrete structures has as one of its main causes the actions resulting from the chloride ions penetration in its porous network. Often these structures are located in the maritime environment, or in areas liable to snow where action is needed to thaw with the use of NaCl. Several authors in Brazil and the rest of the world present studies to check the conditions and mode of penetration of chloride ions in the cement mass with the consequent steel depassivation. This study aims to verify the performance to chloride attack of saturated and unsaturated concrete, made with early high strength concrete, resistant to sulfates of Spanish manufacturing and compressive strength at 28 days of 52.5 MPa. Experimental development was carried out by contamination of samples with NaCl with different saturation degrees, chloride extraction and performing penetration tests. Finally, comparing to results of previous studies with similar characteristics cement made in Brazil plus performed with reference concrete Portland Pozzolan cement. It is concluded samples prepared with early high strength cement, both from Brazil and Spanish have chloride penetration results very similar, especially in the case of the samples with addition of 20% blast furnace slag using Spanish cement and Brazilian cement with 12% fly ash. When compared with the samples made with Portland Pozzolan cement, the latter, even if a less concrete it has lower values of the diffusion coefficient. Interesting parameters are obtained with this data. It is not enough just to use cements with high strength to reach results of durability, and there must be a complete study of each concrete characteristics.

Keywords: concrete, chloride ions, diffusion, durability, saturation degree.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	10
LISTA DE ABREVIATURAS.....	12
LISTA DE TABELAS	13
1.INTRODUÇÃO	25
1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA	25
1.2 ESTUDOS NO BRASIL E NO EXTERIOR.....	28
1.3 OBJETIVOS	31
1.3.1 Objetivo Geral	31
1.3.2 Objetivos específicos.....	31
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	32
2. AGENTES DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	34
2.1 DURABILIDADE DO CONCRETO	34
2.2 CARBONATAÇÃO.....	37
2.3 SULFATOS	42
3. PRINCIPAIS MECANISMOS DE TRANSPORTE DOS AGENTES DELETÉRIOS AO CONCRETO	52
3.1 PERMEABILIDADE	52
3.2 ABSORÇÃO CAPILAR	53
3.3 MIGRAÇÃO IÔNICA	54
3.4 DIFUSÃO	56
4. A PENETRAÇÃO DOS CLORETOS NO CONCRETO E SEUS EFEITOS	60
4.1 PROCESSO DE CORROSÃO NO CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO	60
4.1.1 Introdução.....	60
4.1.2 A Passivação da Armadura	61
4.1.3 A Despassivação da Armadura	63
4.2 A AÇÃO DOS ÍONS CLORETO NA DESPASSIVAÇÃO DA ARMADURA.....	68
4.2.1 Os Íons Cloreto	68
4.2.2 Os íons cloreto e a corrosão do aço	69
4.3 FATORES EXTERNOS QUE INFLUEM NA PENETRAÇÃO DE CLORETOS.....	71
4.3.1 Temperatura	71
4.3.3 Concentração Superficial de Cloretos (Cs)	75
4.3.4 Condição de Exposição	76

4.4 FATORES RELACIONADOS AO CONCRETO QUE INFLUEM NA PENETRAÇÃO DE CLORETOS	80
4.4.1 Tipos de Cimentos e Adições	80
4.4.2 Relação água/cimento (a/c)	83
4.4.3 Grau de Hidratação da pasta cimentícia.....	86
4.4.4 Consumo de cimento	86
4.4.5 A Cura do Concreto	87
4.4.6 Fissuras.....	89
4.4.7 Grau de Carbonatação.....	90
4.4.8 Porosidade.....	90
4.4.9 Tipo de Superfície Exposta	93
4.4.10 Efeito da zona de transição.....	95
4.4.11 Grau de Saturação (GS).....	96
5. O GRAU DE SATURAÇÃO (GS) DO CONCRETO E SUA INFLUÊNCIA NA DIFUSÃO DE ÍONS CLORETO	97
5.1 INTRODUÇÃO	97
5.2 ESTUDOS REALIZADOS SOBRE O GS E SUA INFLUÊNCIA NA DIFUSÃO.....	98
5.2.1 Estudos de Hedenbland (1995).....	98
5.2.2 Estudos de Martys (1999)	98
5.2.3 Estudos de Guimarães (2000).....	99
5.2.4 Estudos de Climent et al (2002).....	104
5.2.5 Estudos de Nielsen e Geiker (2003).....	107
5.2.6 Estudos de Meira (2004)	109
5.2.7 Estudos de Souza (2005).....	111
5.2.8 Estudos de Bretanha et al (2005).....	114
5.2.9 Estudos de Peraça (2009).....	117
5.2.10 Estudos de Gil (2009)	119
5.2.11 Estudos de Rodrigues (2009)	121
5.2.12 Estudos de Zhang et al (2014).....	124
5.3 CONCLUSÕES SOBRE O GRAU DE SATURAÇÃO E SUA INFLUÊNCIA NAS RELAÇÕES MICROESTRUTURAIS DO CONCRETO.....	127
6. DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL	129
6.1 EXECUÇÃO DAS AMOSTRAS DE CONCRETO	129
6.1.1. Confecção	129
6.1.2 Ensaios Iniciais	134
6.1.3 Materiais Utilizados	134

6.1.3.1 Cimento	134
6.1.3.2 Sílica Ativa	136
6.1.3.3 Escória de Alto Forno	137
6.1.3.4 Agregado miúdo e graúdo.....	139
6.1.4 Dosagem do concreto.....	140
6.2 METODOLOGIA.....	142
6.2.1 Introdução.....	142
6.2.2 Equilíbrio das amostras para diferentes graus de saturação	142
6.2.3 Contaminação com NaCl e armazenamento das amostras.....	145
6.2.4 Extração	150
6.2.5 Ensaio de Porosidade.....	156
6.2.5.1. Introdução.....	156
6.2.5.2. Metodologia Aplicada	157
7. RESULTADOS E ANÁLISES	159
7.1 TEOR DE CLORETOS	159
7.1.1 Resultados	159
7.1.2 Análise	163
7.2 COEFICIENTE DE DIFUSÃO (D)	164
7.2.1 Resultados.....	164
7.2.2 Análise	166
7.3 POROSOMETRIA (PIM)	166
7.3.1 Resultados.....	166
7.3.2 Análise	168
7.4 COMPARAÇÃO COM CONCRETOS EXECUTADOS COM OUTROS TIPOS DE CIMENTOS	171
7.4.1 Em relação ao Coeficiente de Difusão (D).....	171
7.4.2 Em relação à Porosometria (PIM)	174
8. CONCLUSÕES.....	179
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	183
APÊNDICE A	192
APÊNDICE A – Planilhas de controle de massas, tempos de estabilização e contaminação dos CPs.	192
ANEXO A.....	219
ANEXO A – Resultados de alguns ensaios realizados nos Laboratórios da Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos da Universidad Politécnica de Madrid, Espanha, através de Jesús Manuel Bernal Camacho (2014).	219

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A_d - absorção diária

$A_{máx}$ - absorção máxima

$^{\circ}C$ - graus Celsius

C_s - concentração superficial de cloretos

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

D - coeficiente de difusão dos íons cloreto

$D_{Const. CI\ corrigido}$ - coeficiente de difusão corrigido dos íons cloreto

$D_{Const. CI(lab)}$ - coeficiente de difusão constante dos íons cloreto obtido em laboratório

D_T - difusividade efetiva à temperatura T

D_{T_0} - difusividade efetiva à temperatura T_0

M_d - massa diária

M_s - massa seca

MPa – MegaPascal

R_c - coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido ao tipo de cimento

R_{GS} - coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à variação do GS

R_{SC} - coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à diferença de posição da superfície exposta em relação a concretagem

R_T - coeficiente de redução do coeficiente de difusão devido à temperatura

T_0 - temperatura inicial

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

cm - centímetro (s)

cm^2 - centímetro (s) quadrado (s)

cm^3 - centímetro (s) cúbico (s)

mm - milímetros

nm - nanometro

$erf(z)$ - função erro de Gauss

$erfc$ - função complementar erro de Gauss

kg - quilograma (s)

m^2 - metro (s) quadrado (s)

m^3 - metro (s) cúbico (s)

s - segundo (s)

t - tempo

x - profundidade de penetração dos íons cloreto, extensão percorrida pelo agente agressivo;

profundidade de extração

z - valor da função erro de Gauss

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

\emptyset - diâmetro

μm - micrometro

SÍMBOLOS

% - porcentagem

\geq - maior ou igual que

\leq - menor ou igual que

$<$ - menor que

$>$ - maior que

LISTA DE ABREVIATURAS

a/c - relação água/cimento

ARI - Alta resistência inicial

ASTM - American Society for Testing Materials

BS - British Standard

CEB - Comite Euro-International du Beton

CP - Corpo de Prova, Cimento Portland

CPHS – Cimento com adição de Sílica ativa

CPEAH – Cimento com adição de Escória de Alto Forno

Dcrit – Menor diâmetro da rede conectada de poros do interior do concreto

Dmédio – Coeficiente de Difusão médio

GS - Grau de saturação

GSmédio – Grau de saturação médio

Lab - Laboratório

NBR - Norma Brasileira

TECON - Terminal de contêineres do Porto de Rio Grande

U.R. – Umidade Relativa

UNISINOS - Universidade do Vale dos Sinos - São Leopoldo, RS, Brasil

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Requisitos para concretos expostos a soluções contendo sulfatos. (ABNT, NBR - 12655/2006).....	46
Tabela 2.2 -	Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras de concreto. (ABNT, NBR - 12655/2006).....	50
Tabela 4.1 -	Classes de agressividade ambiental. (ABNT - NBR 6118/2014).....	78
Tabela 4.2 -	Correspondência entre a localização da estrutura de concreto e as características deste ambiente. (Adaptada de Guimarães, 2000).....	79
Tabela 4.3 -	Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto. (ABNT - NBR 6118/2014).....	85
Tabela 4.4 -	Requisitos para o concreto em condições especiais de exposição. (ABNT - NBR 12655/2006)	85
Tabela 4.5 -	Valores de relação a/c de alguns organismos de outros países. (Souza, 2005).....	86
Tabela 4.6 -	Classificação dos poros na pasta de cimento endurecida. (Traduzida de Camacho, 2014).....	93
Tabela 4.7 -	Ensaio de penetração de íons cloreto, média dos resultados aos 28 dias de idade. (Guimarães et al, 1999).....	95
Tabela 5.1 -	Dados meteorológicos correlacionados com o GS de dois pares de testemunhos. (Peraça, 2009)	119
Tabela 5.2 -	Dosagens dos concretos H1, H2 e H3. (Traduzido de Gil, 2009).....	120
Tabela 5.3 -	Traços, abatimento, massa específica e consumo de cimento dos concretos analisados. (Rodrigues, 2009).....	122
Tabela 5.4 -	Resistência à compressão dos concretos. (Rodrigues, 2009).....	123
Tabela 6.1 -	Características do cimento utilizado no concreto. (Traduzido de Camacho, 2014).....	136
Tabela 6.2 -	Composição química da sílica ativa. (Traduzido de Camacho, 2014)	136

Tabela 6.3 -	Composição química da escória de alto forno. (Tradução de Camacho, 2014)	138
Tabela 6.4 -	Composição granulométrica da escória de alto forno. (Traduzido de Camacho, 2014)	139
Tabela 6.5 -	Resultado do ensaio de granulometria dos agregados. (Tradução de Camacho, 2014)	140
Tabela 6.6 -	Dosagem dos concretos utilizados no desenvolvimento experimental. (Camacho, 2014)	142
Tabela 7.1 -	Valores de Coeficientes de Difusão e GS médio apurados	163
Tabela 7.2 -	Valores de GS (%), D (mm ² /s), D/Dmáx para traço tipo H2 (Rodrigues, 2009)	172
Tabela 7.3 -	Valores de GS (%), D (mm ² /s), D/Dmáx para traço tipo T2 (Guimarães, 2005)	172
Tabela A.1 -	Controle de massa antes da fervura dos CPs (M1)	192
Tabela A.2 -	Controle de massa antes da fervura dos CPs (M2)	193
Tabela A.3 -	Controle de massa antes da fervura dos CPs (M3)	193
Tabela A.4 -	Controle de massa antes e depois da contaminação (ensacados) dos CPs (M1)	194
Tabela A.5 -	Controle de massa antes e depois da contaminação (ensacados) dos CPs (M2)	194
Tabela A.6 -	Controle de massa antes e depois da contaminação (ensacados) dos CPs (M3)	195
Tabela A.7 -	Controle e cálculo de massa até a estabilização (50°C) dos CPs (M1)	196
Tabela A.8 -	Controle de Contaminação, Extração e cálculo GS _{médio} final dos CPs (M1)	197
Tabela A.9 -	Controle e cálculo de massa até a estabilização (50°C) dos CPs (M2)	197
Tabela A.10 -	Controle de Contaminação, Extração e cálculo GS _{médio} final dos CPs (M2)	198
Tabela A.11 -	Controle e cálculo de massa até a estabilização (50°C) dos CPs (M3)	198
Tabela A.12 -	Controle de Contaminação, Extração e cálculo GS _{médio} final dos CPs (M3)	199
Tabela A.13 -	Valores de Cs, D, D _{médio} , GS, GS _{médio} e o GS _{médio} corrigido de M1, M2, M3	200

Tabela A.14 -	Valores da porosometria para M1-5B. (Fonte: UNISINOS, 2014)	201
Tabela A.15 -	Valores da porosometria para M1-4C. (Fonte: UNISINOS, 2014)	202
Tabela A.16 -	Valores da porosometria para M2-4C. (Fonte: UNISINOS, 2014)	203
Tabela A.17-	Valores da porosometria para M2-5A. (Fonte: UNISINOS, 2014)	204
Tabela A.18 -	Valores da porosometria para M3-5A. (Fonte: UNISINOS, 2014)	205
Tabela A.19 -	Valores da porosometria para M3-4A. (Fonte: UNISINOS, 2014)	206
Tabela A.20 -	Resultados da potenciometria para M1-1A, GS de 100% e 1ª camada.....	210
Tabela A.21 -	Resultados da potenciometria para M2-3A, GS de 85% e 1ª camada.....	211
Tabela A.22 -	Resultados da potenciometria para M3-1C, GS de 65% e 1ª camada.....	212
Tabela A.23 -	Valores dos teores de cloreto para M1-1A e GS de 100%	213
Tabela A.24 -	Valores dos teores de cloreto para M1-2B e GS de 100%	213
Tabela A.25 -	Valores dos teores de cloreto para M1-3B e GS de 85%	213
Tabela A.26 -	Valores dos teores de cloreto para M1-4B e GS de 85%	213
Tabela A.27 -	Valores dos teores de cloreto para M1-4A e GS de 65%	214
Tabela A.28 -	Valores dos teores de cloreto para M1-1C e GS de 65%	214
Tabela A.29 -	Valores dos teores de cloreto para M1-1B e GS de 50%	214
Tabela A.30 -	Valores dos teores de cloreto para M1-6B e GS de 50%	214
Tabela A.31 -	Valores dos teores de cloreto para M2-1A e GS de 100%	215
Tabela A.32 -	Valores dos teores de cloreto para M2-2B e GS de 100%	215
Tabela A.33 -	Valores dos teores de cloreto para M2-3A e GS de 85%	215
Tabela A.34 -	Valores dos teores de cloreto para M2-4B e GS de 85%	215
Tabela A.35 -	Valores dos teores de cloreto para M2-4A e GS de 65%	216

Tabela A.36 -	Valores dos teores de cloreto para M2-1C e GS de 65%	216
Tabela A.37 -	Valores dos teores de cloreto para M2-1B e GS de 50%	216
Tabela A.38 -	Valores dos teores de cloreto para M2-4C e GS de 50%	216
Tabela A.39 -	Valores dos teores de cloreto para M3-1A e GS de 100%	217
Tabela A.40 -	Valores dos teores de cloreto para M3-2B e GS de 100%	217
Tabela A.41 -	Valores dos teores de cloreto para M3-3A e GS de 85%	217
Tabela A.42 -	Valores dos teores de cloreto para M3-3A e GS de 85%	217
Tabela A.43 -	Valores dos teores de cloreto para M3-4A e GS de 65%	218
Tabela A.44 -	Valores dos teores de cloreto para M3-1C e GS de 65%	218
Tabela A.45 -	Valores dos teores de cloreto para M3-1B e GS de 50%	218
Tabela A.46 -	Valores dos teores de cloreto para M3-6B e GS de 50%	218
Tabela AN.01-	Consistência dos concretos. (Camacho, 2014)	219
Tabela AN.02-	Resistência à compressão aos 7, 28 e 180 dias dos concretos. (Camacho, 2014)	219
Tabela AN.03-	Módulo de elasticidade aos 28 dias dos concretos. (Camacho, 2014)	219
Tabela AN.04-	Porosidade à água. (Camacho, 2014)	220
Tabela AN.05-	Resistividade Elétrica. (Camacho, 2014)	220
Tabela AN.06-	Análise térmico diferencial. (Camacho, 2014)	220

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 -	Representação esquemática de ataque por carbonatação; (a) não há carbonatação concreto com poros totalmente secos; (b) não há carbonatação do concreto saturado com água; (c) carbonatação do concreto com poros parcialmente preenchidos com água. (Adaptado de Cascudo, 1997)	40
Figura 2.2 -	Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade do ambiente. (CEB-FIP, Bulletin 183, 1992)	43
Figura 2.3 -	Formas de ocorrência de íons cloreto na estrutura do concreto. (Cascudo, 1997)	48
Figura 2.4 -	Perfil típico de concentração dos cloretos ao longo do cobrimento. (Cascudo, 1997)	51
Figura 2.5 -	Modelo para a vida útil das estruturas de concreto. (Tuuti, 1982)	52
Figura 3.1 -	Esquema do fluxo de um fluido no interior de um material. P1 e P2 representam a pressão em cada ponto. (Meira, 2004)	54
Figura 4.1 -	Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico (Fe - H ₂ O; 25 °C). (Meira, 2004)	63
Figura 4.2 -	Esquema da despassivação do aço através da formação de pilha eletrolítica com os agentes agressivos. (Helene, 1986)	67
Figura 4.3 -	Deterioração progressiva devida à despassivação do aço. a) penetração de agentes agressivos por difusão, absorção ou permeabilidade; b) fissuração devida às forças de expansão dos produtos de corrosão; c) lascamento do concreto e corrosão continuada; d) lascamento acentuado e redução da seção da armadura	68
Figura 4.4 -	Mecanismo da corrosão eletroquímica na armadura do concreto provocada pelos íons cloreto (Cl ⁻). (Ollivier e Vichot, 2014)	71
Figura 4.5 -	Efeito da concentração de cloreto de sódio na taxa de corrosão. (Gentil, 2007)	72

Figura 4.6 -	Influência da umidade sobre o risco de corrosão. (CEB, 1993; apud Souza, 2005).....	75
Figura 4.7 -	Efeito da umidade relativa ambiental sobre a umidade interior do concreto. (CEB, 1993).....	75
Figura 4.8 -	Teor de cloretos nas camadas mais externas de estruturas de concreto em relação à distância da água do mar em Rio Grande - RS. TECON: CS = 3,1% com distância de zero; EMA: CS = 1,1% com distância de 160 m; Terminal Turístico: CS = 0,6% com distância de 630 m. (Nunes, 2006)	76
Figura 4.9 -	Modelo da influência da altura sobre o valor de CS. (Guimarães et al, 2007)	77
Figura 4.10 -	Variação das taxas de corrosão segundo a posição relativa da região de um mesmo elemento estrutural. (Helene, 1986)	80
Figura 4.11 -	Influência da adição de escória de alto forno ou de cinza volante na evolução da estrutura porosimétrica de pastas de cimento ao longo do tempo. (Ollivier e Vichot, 2014)	83
Figura 4.12 -	Efeito da relação água/cimento na penetração de cloretos. (Jaergemann, 1990; apud Meira, 2004)	86
Figura 4.13 -	Efeito da cura e da relação água/cimento na profundidade do limite de cloretos. (Jaergemann, 1990; apud Meira, 2004)	89
Figura 4.14 -	Penetração de cloretos no concreto fissurado. (Mangat, 1987; apud Meira, 2004)	90
Figura 4.15 -	Distribuição dos poros na pasta de cimento (Mehta e Manmohan, 1980)	94
Figura 4.16 -	Posição da extração dos corpos de prova. (Guimarães et al, 1999)	95
Figura 5.1 -	Relação entre coeficiente de difusão da pasta não saturada e da pasta saturada $D_{ef}/D_{máx}$. (Martys, 1999; apud Guimarães, 2000).....	100
Figura 5.2 -	Valores médios do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e o intervalo de confiança na média do GS (confiança de 95%). (Guimarães, 2000)	101

Figura 5.3 -	Redes de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes valores de GS. (Guimarães, 2000)	102
Figura 5.4 -	Espessura da camada de água adsorvida nas paredes dos poros em função da Umidade Relativa (UR). (Quénard e Sallée, 1991)	103
Figura 5.5 -	Ensaio correlacionando o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão. (Metha et al, 1992)	104
Figura 5.6 -	Variação da resistividade elétrica e o grau de saturação com a umidade relativa (UR) do ar. (Climent et al, 2002)	106
Figura 5.7 -	Relação entre o coeficiente de difusão de cloretos e o grau de saturação dos concretos testados com 40 mg/cm ² de PVC. (Climent et al, 2002)	106
Figura 5.8 -	Perfis de penetração de íons cloretos submetidos à contaminação de gases pela combustão de PVC, com taxa de 40 mg/cm ² e 180 dias de difusão. (Climent et al, 2002)	107
Figura 5.9 -	Perfis de cloretos obtidos das amostras de argamassa de concreto. a) amostras com 60 dias de contaminação, com GS de 53,8% para 65% de UR; b) amostras com 60 dias de contaminação, com GS de 59,4% para 85% de UR; c) amostras com 30 dias de contaminação em solução de NaCl, com GS de 100%. (Nielsen e Geiker, 2003)	109
Figura 5.10 -	Medida do Grau de Saturação (GS) médio ao longo do tempo: a) para concreto com 0,65 de relação a/c; b) para concreto com 0,5 de relação a/c. (Meira, 2004)	111
Figura 5.11 -	Preparação dos testemunhos: extração e fatiamento dos cilindros. (Souza, 2005)	113
Figura 5.12 -	Suporte projetado para os testemunhos ensaiados. (Souza, 2005)	114
Figura 5.13 -	Gráfico das médias sazonais do GS. (Souza, 2005)	114
Figura 5.14 -	Dados coletados durante a estação do inverno em 2003. (Bretanha et al, 2005)	116
Figura 5.15 -	Dados coletados durante a estação da primavera em 2003. (Bretanha et al, 2005)	117

Figura 5.16 -	Altura média atingida pelo respingo acima da maré alta nas estações do ano. (Bretanha et al, 2005)	118
Figura 5.17 -	Variação do GS com a umidade relativa de equilíbrio para os três tipos de concretos ensaiados. (Gil, 2009)	121
Figura 5.18 -	Coeficiente de difusão (D) x GS para concretos com diferentes relações a/c e abatimento = 100 ± 10mm. (Rodrigues, 2009)	123
Figura 5.19 -	Coeficiente de difusão (D) x GS para concretos com diferentes consistências e a/c = 0,55 (Rodrigues, 2009)	124
Figura 5.20 -	Distribuição inicial e equilíbrio de umidade na microestrutura e rede de poros do cimento endurecido com grau de saturação de água de 50%: a) e b) distribuição inicial; c) e d) distribuição de equilíbrio 3D simulado de umidade (isto é, mistura de água e vapor) obtido por raio-x de alta resolução. (Zhang et al, 2014)	126
Figura 5.21 -	Micro-tomografia computadorizada da pasta de cimento: a) microestrutura de um dia de idade; b) microestrutura de sete dias de idade; c) estrutura de poro segmentada de um dia de idade; d) estrutura de poro segmentada de 7 dias de idade. (Zhang et al, 2014)	127
Figura 6.1 -	Detalhamento dos cortes em fatias das amostras de concreto. (Camacho, 2014)	131
Figura 6.2 -	Cortes efetuados nos CPs, tipo M1, em fatias de 50 mm. (Camacho, 2014)	132
Figura 6.3 -	Cortes efetuados nos CPs, tipo M2, em fatias de 50 mm. (Camacho, 2014)	133
Figura 6.4 -	Cortes efetuados nos CPs em fatias de 50 mm, tipo M3. (Camacho, 2014)	134
Figura 6.5 -	Curvas granulométricas dos agregados. (Traduzido de Camacho, 2014) .	141
Figura 6.6 -	Materiais empregados na confecção do concreto das amostras. (Traduzido de Camacho, 2014)	141
Figura 6.7 -	Resistências à compressão dos concretos. (Camacho, 2014)	143

Figura 6.8 -	Procedimentos iniciais realizados para estabelecer os diferentes graus de saturação das amostras de concreto: a) Saturação das amostras; b) Pesagem para verificar constância de massa antes de ferver; c) Controle de temperatura no ambiente; d) Amostras de concreto fervidas durante 5 horas. (Fonte: Autor)	144
Figura 6.9 -	Procedimentos pós-fervura para estabelecer os diferentes graus de saturação das amostras de concreto: a) Secagem em estufa (50°C); b) fechamento hermético; c) Controle de massa pós-ensacadas; d) Distribuição homogênea da água no interior do concreto na estufa (50°C); e) Estabilização pós-estufa com controle de temperatura (23°C). (Fonte: Autor)	145
Figura 6.10 -	Relação da massa específica e o conteúdo de glicerol da solução glicerol-água e umidades relativas em equilíbrio a 24°C. Os pontos representam dados reais obtidos por Braun and Braun (Braun & Braun, 1958) e a linha representa um modelo derivado do emprego dos dados experimentais	147
Figura 6.11 -	Contaminação das amostras de concreto: a) Moagem do NaCl através de pilão; b) Colocação do NaCl moído na peneira; c) Passando na peneira malha 0,149 mm; d) Colocação do NaCl, 10 g; e) Fixação da fita protetora; f) Amostra contaminada e vedada. (Fonte: Autor)	148
Figura 6.12 -	Preparação da solução água destilada e glicerol: a) Colocação do glicerol; b) Colocação da água; c) Homogeneização da solução. (Fonte: Autor)	149
Figura 6.13 -	Armazenamento das amostras contaminadas: a) Recipiente para armazenamento com a solução água glicerol e suportes para os CPs; b) Colocação das amostras sobre os suportes; c) Todas as amostras no recipiente; d) Caixas fechadas com as amostras para cada GS determinado. (Fonte: Autor)	150
Figura 6.14 -	Procedimentos de preparação para a extração do concreto contaminado. a) Retirada da fita protetora do NaCl; b) Lixamento; c) Escovação; d) Aplicação de jato de ar comprimido. (Fonte: Autor)	152

Figura 6.15 -	a) Materiais e ferramentas utilizadas; b) Equipamento projetado para fixação dos CPs na extração; c) Furadeira com broca especial para concreto. (Fonte: Autor)	153
Figura 6.16 -	Procedimentos de extração do concreto contaminado: a) Processo de extração; b) Controle de espessura das camadas; c) Retirada do concreto em pó por camada; d) Concreto contaminado em pó de uma determinada camada; e) Ensacamento hermético do concreto em pó por camada de 1 a 10. (Fonte: Autor)	154
Figura 6.17 -	Ensaio de potenciometria para obtenção do teor de cloretos por camada: a) Material proveniente das extrações, separado por camadas; b) Adição de HNO ₃ na solução; c) Homogeneização do material; d) Colocação de Hidróxido de cálcio para regular o pH da solução; e) Colocação de KCl para completar a solução no tubo que contém o eletrodo de prata do equipamento; f) Equipamento elétrico utilizado (potenciômetro). (Fonte: Autor).....	155
Figura 6.18 -	a) Marcação no CP para o corte em fatia de 10 mm; b) Fatia de 10 mm de um dos CPs; c) Marcação no CP de zona livre de agregado graúdo para a obtenção das amostras; d) Corte longitudinal para extrair uma amostra de 10 mm de aresta. (Fonte: Autor)	158
Figura 7.1 -	Gráficos de concentração de cloretos (kg/m ³ do concreto) pela profundidade de penetração (mm) para o concreto tipo M1	160
Figura 7.2 -	Gráficos de concentração de cloretos (kg/m ³ do concreto) pela profundidade de penetração (mm) para o concreto tipo M2	161
Figura 7.3 -	Gráficos de concentração de cloretos (kg/m ³ do concreto) pela profundidade de penetração (mm) para o concreto tipo M3	162
Figura 7.4 -	Gráfico relacionando o Coeficiente de difusão médio (D _{méd}) em função do grau de saturação (GS)	165
Figura 7.5 -	Gráfico relacionando o D/D _{máx.} com o grau de saturação (GS)	165
Figura 7.6 -	Representação gráfica do percentual do volume de poros interligados para cada tipo de concreto. A representação mais clara é referente aos CPs ensaiados e a representada em cor mais escura relaciona a média dos resultados	167

Figura 7.7 -	Representação gráfica dos valores de D_{crit} para cada tipo de concreto. A representação mais clara é referente aos CPs ensaiados e a representada em cor mais escura relaciona a média dos resultados	166
Figura 7.8 -	Representação gráfica do percentual das faixas dos diâmetros dos poros para cada tipo de concreto	166
Figura 7.9 -	Gráfico com a relação entre o percentual de poros mais conectados e o D_{crit} para os concretos M1, M2 e M3	169
Figura 7.10 -	Gráfico com a relação entre o percentual de poros mais conectados e a resistência à compressão aos 28 dias (R_{c28}) em MPa, para os concretos M1, M2 e M3	170
Figura 7.11 -	Gráfico com a relação entre o diâmetro crítico (D_{crit}) e a resistência à compressão aos 28 dias (R_{c28}) em MPa, para os concretos M1, M2 e M3	170
Figura 7.12 -	Gráfico $D_{méd} \times G_{Sméd}$ com os coeficientes de difusão obtidos com concretos desta pesquisa (M1, M2, M3), concreto (T2) de Guimarães (2005) e concreto (H2) de Rodrigues (2009)	173
Figura 7.13 -	Gráfico relacionando o $D/D_{máx.}$ com o grau de saturação (GS), para os concretos analisados nesta pesquisa (M1, M2 e M3), concreto (T2) de Guimarães (2005) e concreto (H2) de Rodrigues (2009)	173
Figura 7.14 -	Representação gráfica do percentual das faixas dos diâmetros dos poros para cada tipo de concreto	174
Figura 7.15 -	Representação gráfica do percentual de poros em relação ao D_{crit} para esta pesquisa e a pesquisa de Rodrigues (2009)	175
Figura 7.16 -	Representação gráfica do percentual de poros em relação ao coeficiente de difusão para o concreto saturado (D_{sat}) para esta pesquisa e a pesquisa de Rodrigues (2009)	176
Figura 7.17 -	Representação gráfica do D_{crit} em relação ao coeficiente de difusão para o concreto saturado (D_{sat}) para esta pesquisa e a pesquisa de Rodrigues (2009)	177
Figura 7.18 -	Representação gráfica da relação entre o percentual de poros e a resistência à compressão dos concretos dessa pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009)	178

Figura 7.19 -	Representação gráfica da relação entre o D_{crit} e a resistência à compressão dos concretos dessa pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009)	178
Figura A1 -	Gráfico para determinação D_{crit} e % de poros mais interconectados para amostra M1-5B	207
Figura A2 -	Gráfico para determinação D_{crit} e % de poros mais interconectados para amostra M1-4C	207
Figura A3 -	Gráfico para determinação D_{crit} e % de poros mais interconectados para amostra M2-4C	208
Figura A4 -	Gráfico para determinação D_{crit} e % de poros mais interconectados para amostra M2-5A.....	208
Figura A5 -	Gráfico para determinação D_{crit} e % de poros mais interconectados para amostra M3-5A.....	209
Figura A6 -	Gráfico para determinação D_{crit} e % de poros mais interconectados para amostra M3-4A.....	209

1.INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA

O concreto de cimento Portland é atualmente um dos mais utilizados materiais manufaturados no mundo. Estimativas, segundo Metha e Monteiro (2014), dão conta de que foram fabricados no mundo inteiro em 2012 cerca de 33 bilhões de toneladas de vários tipos de concreto. Inúmeras construções de diversos portes e tipos: comerciais, residenciais, industriais, inseridas no continente, costeiras ou imersas em ambientes marítimos são executadas em concreto neste planeta Terra.

Apesar de sua aparente simplicidade, o concreto possui uma estrutura altamente complexa, contendo uma distribuição heterogênea de diversos componentes sólidos, assim como vazios de várias formas e tamanhos que podem estar completas ou parcialmente cheios de solução alcalina. (ACI, 1977).

E por quais razões este compósito de cimento, areia e pedra é tão largamente utilizado no mundo? Podem-se enumerar várias razões:

- O aço e a madeira não têm a resistência do concreto à água, fazendo com que as estruturas destinadas a controlar, estocar e transportar água sejam de concreto;
- Locais expostos à umidade como túneis terrestres e subaquáticos, fundações e coberturas também são em concreto armado ou protendido;
- Relativa facilidade de execução dos elementos em concreto, variando-se formas e dimensões, molda-se o concreto nas formas e depois de endurecido pode-se retirá-las e utilizá-las novamente;
- Os materiais básicos como cimento, areia e pedra encontram-se disponíveis na maior parte do planeta;
- Finalmente, outra razão que pode ser enumerada é a questão da sustentabilidade, pois um dos materiais constituintes como o cimento Portland pode ser fabricado a partir de produtos oriundos de resíduos industriais, chegando à utilização de até 50% (ABNT – NBR 5736/1999) de cinza proveniente da queima de carvão em unidades de termoelétricas e de escória de alto forno derivado de indústrias siderúrgicas em até 70% (ABNT – NBR 5735/1991), além de agregados que podem ser oriundos da reciclagem de produtos de demolição.

Métodos analíticos da ciência dos materiais e da mecânica dos sólidos que funcionam muito bem com os materiais manufaturados relativamente homogêneos e muito menos complexos como o aço, plásticos e cerâmicas, não se mostram muito efetivos com o concreto. (ACI, 1977).

Por exemplo, em alguns materiais o tempo não irá influir na relação tensão-deformação, mas no concreto ela varia com o tempo, é o que se denomina de Fluência, ou seja, o aumento gradual da deformação com o tempo, mesmo sob tensão constante.

Assim, mostra-se o concreto diferente de muitos materiais a despeito de sua aparente simplicidade, tornando-se importante cada vez mais, a intensificação de estudos a respeito das propriedades e da estrutura de cada constituinte e a relação entre eles.

Sua estrutura não é estática ao longo de sua vida útil, porque dois dos três componentes que a compõem, a pasta de cimento e a zona de transição entre o agregado e a pasta, continuam a se modificar com o tempo, se assemelhando o concreto, neste contexto, à madeira e a outros sistemas “vivos”.

No aspecto da busca da durabilidade do concreto, as diferentes propriedades e efeitos dos vários agentes agressivos do concreto, os variados tipos de cimentos que trazem ao concreto distintas propriedades, tornam um trabalho por vezes bastante árduo ao enumerar todas as situações, que se deve à ação mútua entre o agente agressor e o concreto. (ACI, 1977).

No início do século passado, quando as primeiras construções em concreto armado começaram a ser edificadas, a preocupação com a durabilidade ainda era incipiente, a preocupação principal era com a resistência mecânica. A antiga NB-1/1940 (ABNT), Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, na revisão de 1978 (ABNT, 1978) e na sua sucessora, NBR 6118 (ABNT, 1980), não definiam de modo objetivo parâmetros de durabilidade.

Somente com a revisão da NBR 6118 (ABNT, 2003), requisitos de durabilidade foram definidos explicitamente na Norma Brasileira. Abaixo da transcrição de trecho da Norma no quesito da qualidade das estruturas de concreto:

No item 5.1.2 – Classificação dos requisitos de qualidade da estrutura:

Os requisitos de qualidade de uma estrutura de concreto são classificados, para efeito desta Norma, em três grupos distintos, relacionados em 5.1.2.1. a 5.1.2.3.

5.1.2.1 – Capacidade resistente

Consiste basicamente na segurança à ruptura

5.1.2.2 – Desempenho em serviço

Consiste na capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetado.

5.1.2.3 – Durabilidade

Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Além deste, a Norma Brasileira define no item 6, “diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto” e no item 7, “critérios de projeto que visam a durabilidade”.

Verifica-se, portanto, que durabilidade de uma estrutura de concreto, em um conceito amplo, seria a capacidade deste concreto de resistir às ações das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; isto é, o concreto durável conservará a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao seu meio ambiente. (Metha, 1994).

Muito se pesquisou ao longo destes poucos menos de dois séculos da utilização do concreto e notadamente no meio do século XIX e início do século XX com o advento do concreto armado, mas quase sempre com a preocupação inicial relativamente às suas propriedades mecânicas e o custo inicial. Essas eram as prioridades dos pesquisadores, construtores e até das Normas Técnicas vigentes à época. (Helene et al. 1993).

A ênfase crescente no custo do ciclo de vida ao invés do custo inicial são preocupações que vão ao encontro de modernos critérios de sustentabilidade que todas as construções devem adotar nos dias atuais.

Não se pode falar em sustentabilidade de um determinado produto ou estrutura sem se preocupar com sua durabilidade, pois de nada adiantaria fabricar-se um produto com todos os critérios de sustentabilidade e, no entanto não atingir a durabilidade requerida. Os critérios de sustentabilidade devem estar presentes em todas as etapas do ciclo de vida.

Há estudos mostrando que, em países industrialmente desenvolvidos, acima de 40% do total de recursos aplicados na indústria da construção são locados para o reparo e manutenção de estruturas já existentes e menos de 60% em novas instalações. (Metha, 1994)

Embora, considerando que corretamente dosado, lançado e curado o concreto possui uma longa vida útil, na grande maioria dos ambientes naturais ou industriais verificam-se inúmeras

patologias que proporcionam lições valiosas para o controle dos fatores responsáveis pela falta de durabilidade (Helene, 1988).

Portanto, o projeto de uma estrutura de concreto durável implica a adoção de uma série de decisões e procedimentos que irão garantir à estrutura e aos materiais que a compõem o desempenho satisfatório ao longo de seu ciclo de vida (Souza, 1998).

Os íons cloreto, presentes nas águas do ambiente marinho e entornos e naquelas de degelo, contribuem de forma intensa para a corrosão da armadura presente no concreto armado ou protendido, desde que seja facilitada a sua penetração no interior da massa de concreto.

O grau de saturação (GS) para o concreto é considerado um fator importante durante o processo de penetração de íons cloreto. O nível de saturação da estrutura porosa determina caminhos para estes íons cloreto durante o processo de difusão. Além disto, as variações do grau de saturação geram movimento (convecção) da água contida na rede porosa, fazendo com que o fluxo seja tanto para dentro como para fora do concreto (Camacho, 2014).

A influência do Grau de Saturação (GS) sobre a difusão de íons cloreto tem sido objeto de pesquisa nos últimos anos, sendo demonstrada a importância desse fator em modelos de análise da vida útil de estruturas de concreto armado. Dentre alguns desses pesquisadores pode-se citar: Guimarães e Helene, (2000), Climent et. al, (2002); Nielsen e Geiker, (2003) e Gil (2009).

Este trabalho dá continuidade ao estudo de Guimarães (2005), e Rodrigues (2009), que estudaram concretos elaborados com tipo de cimento e resistência à compressão diferentes, determinando o comportamento do concreto quanto à influência do grau de saturação na difusão de íons cloreto.

1.2 ESTUDOS NO BRASIL E NO EXTERIOR

Hedenbland (1995) demonstrou teoricamente a influência do teor de umidade na difusão de cloretos, mostrando uma maior influência do grau de hidratação do cimento que do GS.

Guimarães (1997) observou grande diferença entre a profundidade que seria prevista para frente de ataque por modelos considerando a difusão de cloretos, e a profundidade existente na estrutura analisada, em zona de maré, zona de respingo ou zona de névoa.

Martys (1999) simulou, utilizando um programa computacional, a difusão de íons em poros médios (rede interligada) cheios com dois fluidos, sendo um predominantemente molhável, como por exemplo, a água e o ar. Correlacionando o GS da rede de poros interligada simulada, com os GS da pasta de cimento endurecida, considerando o volume total de poros.

Guimarães e Helene (2001), concluíram que o GS é mais relevante na penetração de íons cloreto que o teor de umidade assim como a interligação dos poros é mais importante que o teor de vazios.

Guimarães e Helene (2002) desenvolveram método de ensaio para obtenção do coeficiente de difusão em concreto não saturado, chegando à conclusão nestes ensaios que há uma tendência de cessar a difusão quando o GS diminui até aproximadamente 40%. Sendo que este método teve o inconveniente de permitir a avaliação da penetração de cloretos tão somente pela 1ª Lei de Fick. No entanto, Guimarães (2005) modificou o método de ensaio para difusão de cloretos em concretos não saturados, permitindo sua avaliação pela 2ª Lei de Fick.

Climent et al (2002) propuseram um teste para medir o coeficiente de difusão de íons cloreto em amostras de concreto não saturado, submetendo a superfície de concreto ao produto de combustão de PVC e concluíram que o coeficiente de difusão decresce cerca de duas ordens de grandeza quando a porcentagem de saturação do concreto diminui entre 80% a 30%, em ensaios com teores de água controlados.

Nielsen e Geiker (2003) em seu trabalho propuseram a criação de um modelo para avaliar a penetração de íons cloreto levando em conta que o coeficiente de difusão deverá ser dependente da quantidade de umidade disponível para a substância difusora.

Meira (2004) estudou o grau de saturação do concreto através do monitoramento de CPs em diversos postos de exposição, com diversos traços de concretos, e verificou também a relação do GS na superfície e na região interior do CP.

Saciloto (2005) analisando o comportamento frente à ação de cloretos em concretos compostos com adições minerais submetidos a diferentes períodos de cura, concluiu que a difusão de cloretos é inversamente proporcional à relação água/aglomerante e ao período de cura do concreto.

Bretanha e Guimarães (2005) desenvolveram método para medição da altura de respingo da água do mar em estruturas em uso, definindo assim as zonas de respingo e de névoa para estrutura existente no sul no Brasil.

Souza (2005) desenvolveu um modelo probabilístico para a previsão da vida útil em estruturas inseridas em ambientes contendo cloretos e verificou também o comportamento do GS mediante as características do concreto, da superfície exposta em relação à superfície de concretagem e o meio ambiente.

Nunes (2006) verificou em estruturas de concreto armado aparente com mais de 15 anos, a influência do teor de cloretos na superfície do concreto, sendo que este diminui com maior distância em relação à água do mar.

Rodrigues (2009) pesquisou sobre a variação do GS e a difusão de íons cloretos em estruturas de concreto armado que utilizam o cimento de alta resistência inicial (ARI-RS), concluindo que este cimento não deve ser utilizado em construções próximas à zona de névoa, sem adições, pois apresentaram maior rapidez na difusão dos íons cloreto ao comparar com o concreto composto de cimento pozolânico.

Peraça (2009) efetuou medições do GS em amostras de diferentes famílias de concreto e concluiu que os fatores mais influentes para o GS são temperatura máxima e umidade relativa. Com este estudo elaborou modelos estatísticos que permitem obter médias aproximadas do GS para cada estação sazonal da região sul do Brasil.

Gil (2009) estudou três tipos de concreto e concluiu que os coeficientes de difusão diminuem aproximadamente de valores próximos a 10^{-11} m²/s a 10^{-13} m²/s devido ao decréscimo do grau de saturação desde 100% a 33% e em todos os casos o coeficiente de difusão cresce com o aumento da porosidade do concreto.

Silva (2010) em suas pesquisas, elaborou perfis de penetração de cloretos obtendo o coeficiente de difusão (D) em tetrápodes com 9,5 anos, localizados nos molhes da barra do Rio Grande, extremo sul do Brasil, comparando com o mesmo estudo efetuado aos 5 anos de idade destes elementos, verificando a eficiência do modelo de Crank (1975) o qual considera a variação do teor de cloretos na superfície de concreto ao longo do tempo.

Guimarães et al (2011) utilizaram o método de colocação de NaCl sólido sobre a superfície das amostras de argamassa e compararam com o método de contaminação por gases oriundos da combustão do PVC (Climent et al, 2002), obtendo os mesmos resultados com relação à influência do GS sobre a difusão.

Gil et al (2012) apresentou pesquisa mostrando considerável influência da variação da temperatura no coeficiente de difusão de cloretos, submetendo amostras de concreto a temperaturas de 15°C e 30°C.

Camacho (2014) efetuou pesquisas para avaliar os parâmetros que influem no transporte de cloretos em concretos não saturados.

Zhang et al (2014) utilizando recursos da tecnologia em 3D, em nível de poro, analisaram a distribuição da água no interior de pastas de cimento de diferentes idades e curas e concluíram que os resultados obtidos estão em concordância com os dados experimentais descritos na bibliografia existente.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Verificar o desempenho de concretos saturados e não saturados executados com cimento Portland de Alta Resistência Inicial e Resistente a Sulfatos, de 52,5 MPa, com e sem adições, frente ao ataque de cloretos.

1.3.2 Objetivos específicos

- Verificar o desempenho do cimento Portland tipo ARI-RS com resistência à compressão de 52,5 MPa, frente ao ataque de íons cloreto.
- Comparar os resultados obtidos com estudos anteriores que utilizaram concreto com cimento Portland tipo ARI, fabricação brasileira, tendo como referência estudos que utilizaram concreto com cimento Portland Pozolânico tipo CP-IV-32.

- Comparar os resultados obtidos da rede porosa da massa cimentícia utilizando o ensaio de Penetração por Intrusão de Mercúrio (PIM), com resultados dos estudos de Guimarães et al. (2011, 2015).

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é constituído de 8 (oito) capítulos principais, dos quais este é o primeiro, além do Apêndice e Anexo.

No *Presente Capítulo*, são dadas a importância e justificativa do tema, citação de alguns estudos de vários pesquisadores nacionais e internacionais bem como, o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho.

No *Capítulo 2*, cujo título é “Agentes de Deterioração das Estruturas de Concreto”, são feitas considerações a respeito da durabilidade do concreto, e os agentes principais de deterioração das estruturas em concreto.

O *Capítulo 3*, “Principais Mecanismos de Transporte dos Agentes Deletérios ao Concreto”, são tratados sobre os instrumentos que ajudam no fluxo de agentes agressivos ao concreto, tais como, a permeabilidade, absorção capilar, migração iônica e difusão.

“Penetração dos Cloretos no Concreto e seus Efeitos”, é o tema tratado no *Capítulo 4*, onde são feitas algumas considerações iniciais sobre a corrosão na armadura do concreto armado e pretendido e a ação dos íons cloreto neste processo. Os fatores que influem a penetração destes agentes agressivos no concreto também são enumerados neste capítulo.

No *Capítulo 5*, o tema tratado é a “Influência do Grau de Saturação (GS) na Difusão dos Íons Cloreto”, onde são enumeradas e analisadas as diversas pesquisas para a determinação desta questão.

O *Capítulo 6* demonstra todo o desenvolvimento experimental objeto deste trabalho, com a metodologia aplicada, ensaios e materiais utilizados.

O *Capítulo 7* apresenta os resultados obtidos pelo desenvolvimento experimental, análise desses resultados e a comparação com as pesquisas elaboradas por Guimarães (2005) e Rodrigues (2009) sobre o GS e a Difusão e de Guimarães et al (2011 e 2015) sobre a Porosidade.

O *Capítulo 8* é destinado às conclusões obtidas referentes a este trabalho e às sugestões de trabalhos futuros.

Por fim, no *APÊNDICE A* são apresentadas as planilhas dos dados obtidos no desenvolvimento da pesquisa. E no *ANEXO A* estão os principais dados dos ensaios realizados na Espanha por Camacho (2014).

2. AGENTES DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.1 DURABILIDADE DO CONCRETO

As estruturas de concreto em geral são muito duradouras e como na maioria dos casos constituem os elementos principais das construções, devem possuir uma elevada durabilidade sob pena dessas construções irem à ruína.

Utilizado como um dos principais materiais de construção, o concreto armado, supera o aço, o bloco cerâmico e a madeira, sendo o fator durabilidade uma das suas qualidades que o levam a esta condição. (Ribeiro, 2014).

O concreto convenientemente dosado para o fim proposto, preparado e lançado em obra, unidos a controle permanente, tanto no local como em laboratório, apresenta-se ao longo dos anos em condições de uso. (Metha, 1994).

Biczok (1972) enumera vários exemplos de estruturas de concreto antigas que cumprem satisfatoriamente as funções para as quais foram projetadas, mesmo localizadas em zonas constituídas de elementos que aceleram os processos de degradação do concreto.

Sendo assim, este autor, considera que a degradação das estruturas de concreto devem constituir um caso excepcional e que acontecem em maior escala naquelas localizadas em zonas de costa marítima, no meio marinho, em indústrias químicas e naquelas banhadas por águas agressivas como redes de esgoto.

No entanto, nos dias atuais a evolução da construção civil nos aspectos de materiais, aperfeiçoamento dos métodos construtivos e dos métodos de cálculo, tem tornado as estruturas de concreto extremamente esbeltas, reduzindo o cobrimento das armaduras e aumento das cargas de trabalho (Ribeiro, 2014). Assim, ocasionam diminuição da vida útil das estruturas em concreto e por consequência grandes prejuízos aos usuários e também ao nosso planeta, eis que o concreto é um material que consome muitos recursos naturais.

A partir da segunda metade do século XX, a construção civil começou a se defrontar com aumento dos danos causados por degradação das estruturas e os mecanismos causadores destas patologias começaram a serem estudados gerando normas e parâmetros de projetos com associação à durabilidade e não somente aos aspectos de resistência mecânica (Andrade,

2005, apud Ribeiro 2014). Nesta linha, a Norma Brasileira NBR-6118/2003 (ABNT) definiu conceitos de durabilidade já destacados no item 1.1 do capítulo anterior.

A NBR-6118/2014 (ABNT) define ainda os mecanismos preponderantes de deterioração do concreto:

- Lixiviação: pela ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carreiam os compostos hidratados da pasta de cimento.
- Expansão: pela ação de águas e solos contaminados com sulfatos.
- Reações deletérias superficiais de certos agregados que possuem em sua composição mineralógica transformações de produtos ferruginosos.
- Despassivação da armadura por carbonatação, ou seja, ação do gás carbônico e a despassivação por elevado teor de íons cloreto.

Para Saciloto (2005), a durabilidade de uma estrutura de concreto depende tanto de fatores externos a ela como as condições ambientais e de exposição, quanto à capacidade de resistência à entrada de agentes agressivos que seriam os fatores inerentes à qualidade do próprio concreto.

Pode-se classificar, basicamente, em dois tipos as causas de deterioração das estruturas de concreto: causas físicas e causas químicas.

Como causas físicas podem ser enumeradas aquelas por desgaste superficial ou perda de massa ocasionada por abrasão, erosão e cavitação e aquelas consequência da fissuração devida a gradientes de temperatura e umidade, pressões de sais nos poros, carregamento estrutural e exposição extrema de temperatura (fogo e congelamento). Metha et al (1980).

As causas químicas são citadas por Metha et al (1992) como a hidrólise dos componentes da pasta de cimento por água pura, trocas iônicas entre fluidos agressivos e a pasta de cimento e as reações causadoras de produtos expansíveis como por exemplo a expansão por sulfatos, reação álcali-agregado e corrosão da armadura.

No entanto, Metha et al (1992), afirmam que as duas causas: química e física, acabam se sobrepondo, os efeitos de uma acarretam a ação da outra. Exemplificando, a perda da massa por desgaste superficial e fissuração (efeitos físicos), aumentam a permeabilidade do concreto, permitindo assim que agentes químicos possam contribuir com sua degradação.

Por outro lado, os efeitos danosos dos fenômenos químicos se tornam de modalidade física. Por exemplo, a lixiviação dos componentes da pasta de cimento endurecida por água pura ou por fluidos ácidos, aumentará a porosidade do concreto, tornando-o mais vulnerável à abrasão e à erosão.

Há assim, segundo Medeiros et al (2011), apud Ribeiro (2014) uma complexidade entre os diversos processos de degradação. Isto se demonstra por exemplo com os íons cloreto que são os principais agentes de agressão à armadura do concreto, mas não o são em relação à massa concretícia. No entanto outros agentes agressivos aos concretos acabam por danificá-lo e permitindo assim a entrada dos íons cloreto. Um destes agentes são os sulfatos, as reações álcalis-sílica e a chuva ácida.

Portanto, afirma Ribeiro (2014), raramente uma única causa contribui para a degradação do concreto, vários fenômenos se fazem presentes para que ocorram as patologias.

Para que os agentes causadores possam atuar torna-se necessário que hajam situações climáticas favoráveis. Bertolini (2010) classifica em quatro condições microclimáticas locais que a estrutura de concreto crie ou seja exposta:

- Condição de concreto seco, neste caso não há situação de agressividade, pois a maioria dos agentes de degradação necessitam de presença de umidade.
- Condição de total e permanente saturação do concreto, neste caso é favorável à proteção da armadura, pois não há oxigênio para que haja a despassivação da mesma, mas pode a massa concretícia ser degradada por ações de gelo-degelo ou por sulfatos.
- Condição de umidade intermediária e ciclos de molhagem e secagem são situações que podem ser críticas para a degradação do concreto e corrosão da armadura.

Dentro da finalidade deste estudo, é discutido o aspecto da degradação das estruturas de concreto pelos efeitos causados pela água do mar ou em estruturas que tenham contato com sais, como por exemplo, em situação de degelo localizadas em regiões sujeitas à neve, através da ação dos íons cloreto que possam adentrar à rede porosa interligada dos concretos.

2.2 CARBONATAÇÃO

A Carbonatação é um dos processos químicos de degradação do concreto e dá-se pela ação do gás carbônico, ou dióxido de carbono (CO_2), presente na atmosfera resultado da queima de combustíveis fósseis, como os hidrocarbonetos, presentes nos compostos de petróleo (gasolina, óleo) e do carvão mineral.

A contaminação por CO_2 das estruturas em concreto armado e protendido é um fenômeno importante no aspecto da durabilidade destas estruturas, especialmente em cidades industrializadas, onde o teor de CO_2 normalmente está acima dos valores mínimos recomendados, o que acaba facilitando a diminuição da alcalinidade do concreto.

Logo esses valores dependem das condições locais, tais como a presença de vegetação, concentração de veículos, poluição de combustões diversas que utilizam os derivados de petróleo ou carvão e diversos outros fatores, esta concentração, segundo Possan (2010), pode variar de 0,03 a 1%.

Segundo Saeta e Vitalliane (2004), apud Ribeiro (2014), as concentrações podem ser de 0,015% em regiões rurais, 0,036% em centros urbanos e 0,045% em regiões de concentração industrial. Para Helene (1993), as concentrações podem ser maiores em valores de 0,03% a 0,06% para regiões rurais, para locais de tráfego intenso valores de 0,10% a 1,20%.

A relação entre o aço que compõe a armadura e a pasta endurecida de cimento acaba formando uma camada fina de óxido que adere firmemente ao aço, é a passivação da armadura. Esta camada tem a finalidade de proteger a armadura contra a ação da água com a presença de oxigênio, evitando, assim a corrosão do aço. (Neville, 1997).

Esse filme passivante é estável se o pH da solução no interior da massa cimentícia hidratada for maior do que 12, no entanto, se não houverem íons cloreto presentes. (Guimarães, 2000).

Ao reagir com água o gás carbônico forma um ácido, H_2CO_3 , que embora fraco, acaba diminuindo o estado alcalino no interior da massa, diminuindo o pH. Se essa camada que protege o aço despassivar, neutralizada por solução ácida, reduzindo o pH para um valor menor do que 11,5, ela poderá ser desfeita. Outros elementos presentes na atmosfera como o dióxido de enxofre (SiO_2) e o gás sulfídrico (H_2S) também podem ocasionar a diminuição do pH nos poros do concreto. (Ribeiro, 2014).

Outrosim, o hidróxido de cálcio, (CaOH_2), presente na massa intersticial do concreto, resultante das reações de hidratação da pasta de cimento mantém a alcalinidade da solução.

Ao penetrar na massa cimentícia hidratada o CO_2 reage com o hidróxido de cálcio, transformando os compostos de cimento em carbonatos, conforme demonstra a equação da reação principal:



O carbonato de cálcio resultante desta reação (CaCO_3) por si só não deteriora o concreto, no entanto, durante a sua formação consome os álcalis da pasta (C-H e C-S-H), reduzindo o pH. Através do mecanismo de difusão é que acontece normalmente a penetração do gás carbônico, segundo Helene (1993). Neste caso a umidade relativa do ambiente interfere, já que a quantidade de água intersticial existente condiciona a velocidade da difusão do CO_2 . No entanto, a não presença de água, principalmente nas camadas mais profundas da massa cimentícia, não impede a difusão, mas impossibilita a carbonatação.

O grau de saturação (GS) do concreto é importante parâmetro no aspecto do ataque do concreto por carbonatação. Pois quando os poros do concreto estão cheios d'água, em zona submersa, por exemplo, a reação de carbonatação é dificultada porque a velocidade de difusão do CO_2 na água é muito baixa. Porém, quando os concretos estão parcialmente saturados, ciclos de umedecimento e secagem, acabam favorecendo a carbonatação. Para Neville, (1997), a velocidade máxima de carbonatação ocorre em umidades relativas entre 50% e 70%. A Figura 2.1 ilustra de forma esquemática o processo de carbonatação no interior do concreto com as situações de concreto seco, saturado e parcialmente saturado.

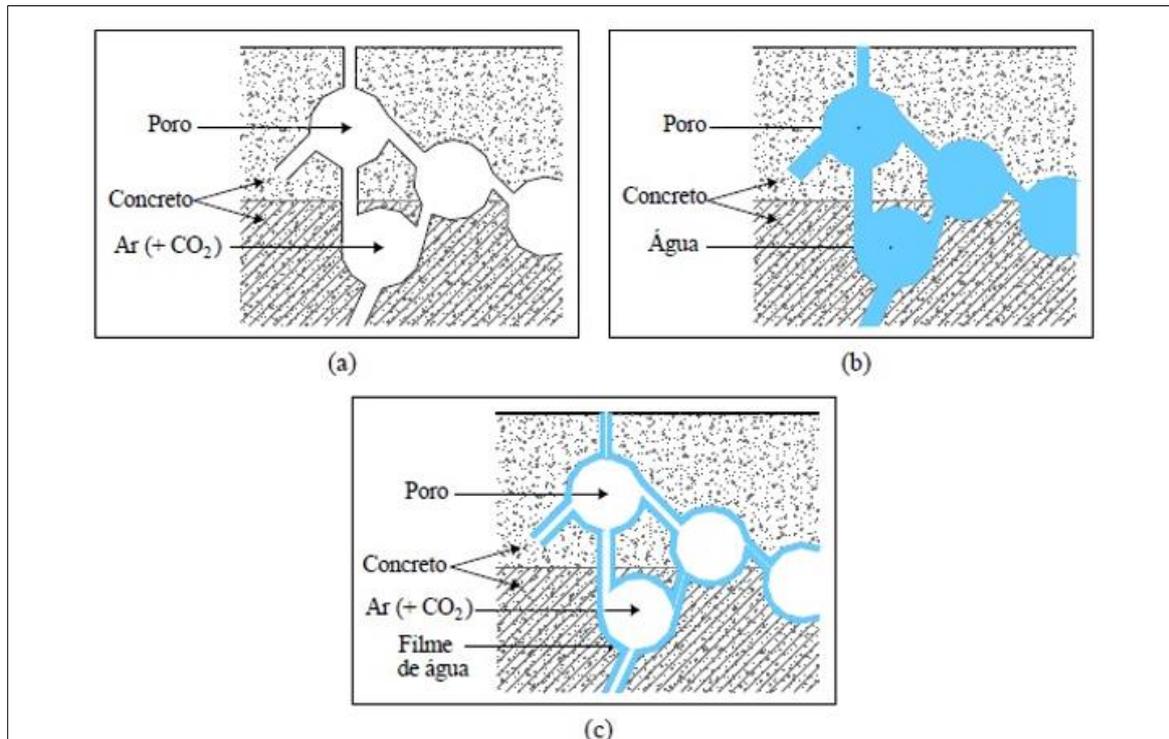


Figura 2.1 - Representação esquemática de ataque por carbonatação; (a) não há carbonatação, concreto com poros totalmente secos; (b) não há carbonatação do concreto saturado com água; (c) carbonatação do concreto com poros parcialmente preenchidos com água.

(Adaptado de Cascudo, 1997).

Para Cascudo (1997) quando os poros estiverem secos (Figura 2.1 a), o CO₂ se difundirá no interior deles, mas a carbonatação não ocorrerá pela falta de água. No caso dos poros do concreto estarem saturados de água (Figura 2.1 b), não haverá carbonatação, devido à baixa taxa de difusão de CO₂ na água. No entanto, se os poros estiverem apenas parcialmente preenchidos com água (Figura 2.1 c), a frente de carbonatação avança até a profundidade onde os poros do concreto apresentem essa condição favorável. Esta é a situação efetivamente deletéria sob o ponto de vista da despassivação da armadura.

Um modelo matemático utilizado para prever a evolução da difusão do CO₂ e da profundidade da carbonatação no tempo, é apresentado por Helene (1993):

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot t^{0,5} \quad (2.2)$$

Onde:

e_{CO_2} = é a espessura ou profundidade carbonatada, expressa, geralmente, em mm.

k_{CO_2} = é a constante que depende da difusividade do CO_2 , do gradiente de concentração de CO_2 e da quantidade retida de CO_2 , em $mm/ano^{0,5}$.

t = é o tempo de exposição ao CO_2 , geralmente, em anos.

Além da concentração de CO_2 no ambiente, onde está inserido o concreto, e da umidade relativa, outros fatores colaboram com o processo da carbonatação:

- A alta relação água/cimento (a/c) do concreto,
- Porosidade e permeabilidade do concreto,
- Os fissuramentos na superfície do concreto causados por processos inadequados de cura do concreto fresco, etc.

Para Guimarães, (2000) outros fatores se somam ao aumento da velocidade de carbonatação:

- Qualidade de execução do concreto,
- Teor de agregados e aditivos, que podem influenciar, dependendo do tipo e da quantidade utilizada, na permeabilidade do concreto.

O processo de carbonatação pode tender a uma estabilização desde que haja água suficiente para manter uma hidratação crescente no cimento aumentando a compacidade da pasta cimentícia. Para Helene (1993), alia-se isto aos produtos da transformação, já que o $CaCO_3$ tem uma solubilidade muito baixa e se precipita nos poros, reduzindo a porosidade e formando uma barreira no progresso da frente de carbonatação.

Após alguns ensaios realizados por Guimarães (2000) no cais do porto do Rio Grande (RS) foi constatado que as profundidades de carbonatação crescem da zona submersa para a zona de névoa.

A determinação da profundidade de carbonatação é um ensaio simples de ser realizado. Utiliza-se uma substância denominada de fenolftaleína em uma solução aquo-álcool e borrifa-se a amostra do concreto que se quer avaliar. A fenolftaleína reage em superfícies de pH maior do que 9,5 adquirindo uma cor róseo-avermelhada, e na superfície de pH menor, ela torna-se incolor.

Pode-se também utilizar a timolftaleína que assume a cor azul se $\text{pH} \geq 10,5$ e incolor se $\text{pH} \leq 9,3$. O uso dessas substâncias pode demonstrar quais as regiões do concreto estão mais alcalinas, o que será diferente de outras regiões que apresentará na aspersão indicador incolor, ou seja, redução de pH devido a ocorrência da carbonatação. (Kazmierczak, 1995).

Para Figueiredo (2005), apud Amorim (2010), outras formas descritas para medir a profundidade de carbonatação são por difração de raios X, análise térmica diferencial (ensaios qualitativos) e termografia (análise quantitativa), observações microscópicas onde revela se existem ou não cristais de CaCO_3 .

Além do efeito da redução da alcalinidade da pasta cimentícia, o que acaba levando à despassivação da armadura, a carbonatação ao reduzir o pH da matriz cimentícia pode levar a quebra das ligações entre o C_3A e os cloretos, deixando-os livres para acelerar o processo de despassivação da armadura.

O ataque simultâneo de íons cloreto e a carbonatação potencializa a corrosão do aço, acelerando muito a degradação do concreto armado. (Guimarães, 2000).

A variação do conteúdo crítico de íons cloreto em função da qualidade do concreto e da umidade relativa do ambiente, levando em conta se o concreto está ou não carbonatado é mostrado na Figura 2.2 (Guimarães, 2000).

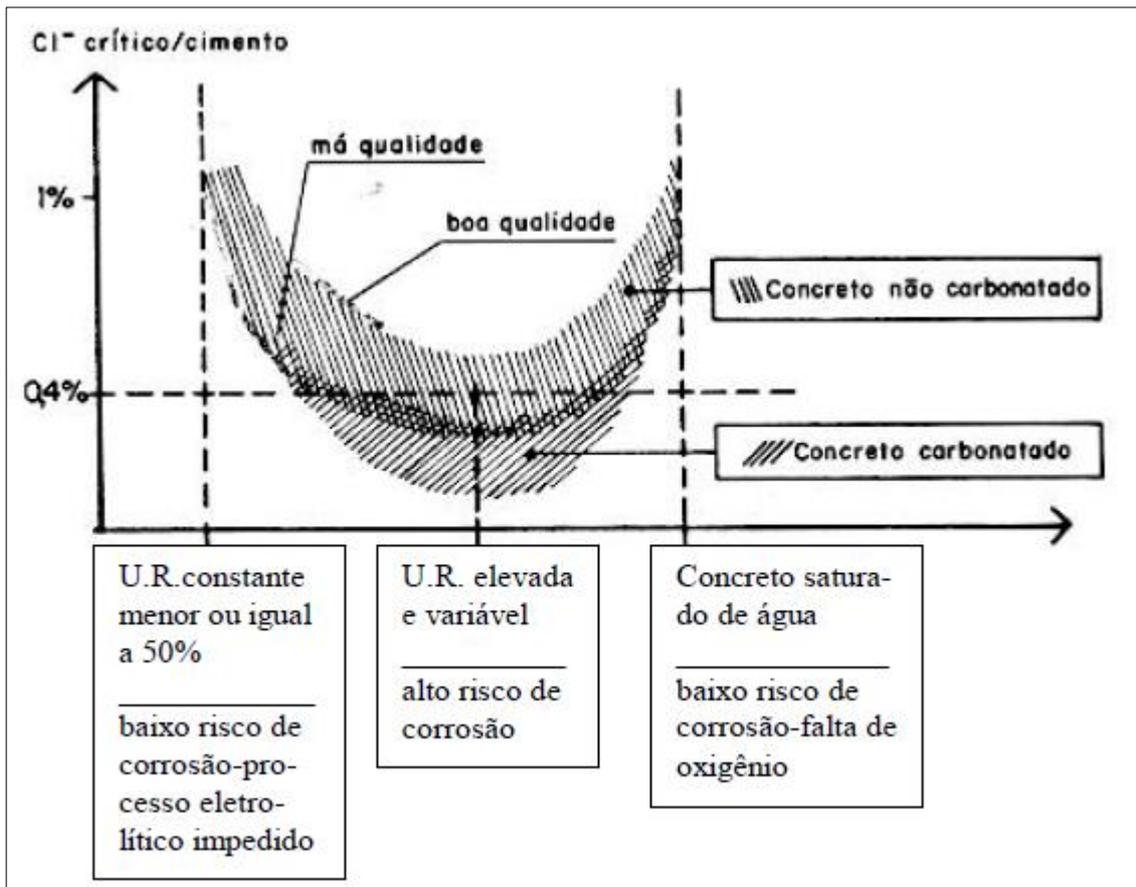


Figura 2.2 - Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade do ambiente. (CEB-FIP, Bulletin 183, 1992)

Segundo Guimarães (2000) na Figura 2.2 o ponto “0,4% x U.R. elevada e variável” é salientado, sendo o valor médio normalmente aceito em relação à massa de cimento, que equivale a 0,05% a 0,1% em relação à massa de concreto.

2.3 SULFATOS

Os íons sulfato presentes nas águas e solos contaminados podem penetrar no concreto e reagir com componentes da pasta de cimento, gerando produtos expansivos. Esses produtos expansivos acabam causando fissuras, aberturas de juntas, deformações e desagregação dos concretos, efeitos estes oriundos das grandes tensões internas que o efeito expansivo provoca. Segundo Ribeiro (2014), estes sulfatos podem ser encontrados em concentrações, que podem trazer ao concreto sua degradação, em solos e águas tanto industriais como naturais. Para

Neville (1997), os sulfatos em águas freáticas, na maioria dos casos, têm origem natural as vezes, porém, podem ser provenientes de fertilizantes ou de efluentes industriais.

Em solos os sulfatos se apresentam sob a forma de gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), normalmente com concentrações na ordem de 0,01% a 0,05% de SO_4 , porém, este teor é considerado inofensivo ao concreto. Em águas subterrâneas com a presença de grandes concentrações de sulfatos de magnésio, sódio e potássio e sulfatos de amônia encontrados em terras e águas provenientes de irrigação agrícola, podem ser locais que venham a atacar o concreto por sulfatação.

Os efluentes de fornos que utilizam combustíveis com alto teor de enxofre e da indústria química podem conter ácido sulfúrico além disso, a decomposição da matéria orgânica em lagos rasos, poços de mineração e tubulações de esgoto, todos esses locais podem conter sulfatos em concentrações suficientes para atacar o concreto.

Conforme Mehta e Monteiro (1994) existem duas maneiras sobre as quais o sulfato pode atacar o concreto: a primeira é a perda progressiva de resistência e de massa devido à deterioração dos produtos de hidratação do cimento e a segunda é a expansão do concreto, com aumento da permeabilidade e assim o aumento da ação da água agressiva devido ao aparecimento de fissuras.

Os fatores que irão dar a dimensão do ataque ao concreto será função da concentração e fonte de íons sulfato como também, a composição do cimento do concreto. A partir daí o concreto fica suscetível a ataques com profundidades cada vez maiores.

Os componentes do cimento mais suscetíveis à ação dos íons sulfato são os elementos contendo alumina e hidróxido de cálcio.

Ribeiro (2014), define que três são as fases no ataque por sulfatos em estrutura de concreto:

- Penetração dos íons na matriz cimentícia;
- Reação dos sulfatos com o hidróxido de cálcio (CaOH_2), formando a gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$);
- Reação do gesso com os aluminatos resultando em compostos expansivos, como a etringita.

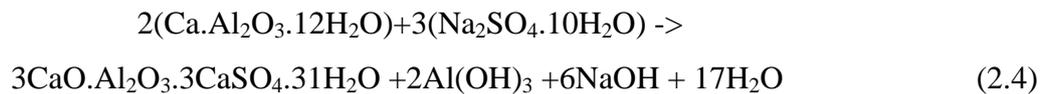
Dentre estas reações a reação mais danosa trata-se da formação da etringita pelos efeitos expansivos que causa (Bertolini, 2010).

A seguir as principais reações da pasta cimentícia com os sulfatos:

- Ataque do sulfato de sódio ao hidróxido de cálcio (Lea, 1970; Neville, 1997):



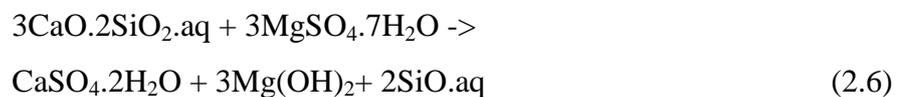
- Reação do sulfato de sódio com o aluminato do cálcio (Neville, 1997):



Sendo um dos componentes resultantes desta reação a etringita:



- Ataque do sulfato de magnésio aos silicatos de cálcio hidratados (Lea, 1970; Neville, 1997):



Sendo um destes componentes resultantes desta reação a gipsita:



- Reação do sulfato de magnésio com o hidróxido de cálcio (Mehta e Monteiro, 1994; Neville, 1997):



Guimarães (2000) observa que o ataque por íons sulfato não pode ser discutido isoladamente quando se trata da ação da água do mar. A água do mar possui, em sua composição, sulfatos,

no entanto, os efeitos causados no concreto pela ação destes sulfatos são diferentes, já que a presença de cloretos torna a gipsita e o sulfoaluminato de cálcio mais solúveis e acabam sendo lixiviados pelo movimento da água do mar.

Ao executar concretos com cimento contendo alto teor de C_3A , observa-se que, ao invés de haver expansão, no contato com água do mar, há erosão ou perda de material sólido da pasta de cimento. Isso se deve, segundo Mehta e Monteiro (1994), a troca de íons hidroxila (OH^-) pelos íons cloreto (Cl^-) que evitam a expansão da etringita.

A Norma Brasileira NBR-12655/2006, (ABNT) define concentrações de sulfatos em função das condições de exposição da estrutura.

A Tabela 2.1, a seguir transcreve a tabela 4 da Norma Brasileira:

Tabela 2.1 - Requisitos para concretos expostos a soluções contendo sulfatos.
(ABNT, NBR - 12655/2006).

Condições de exposição em função da agressividade	Sulfato solúvel em água (SO_4) presente no solo % em massa	Sulfato solúvel (SO_4) presente na água ppm	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal*	Mínimo f_{ck} (para concreto com agregado normal ou leve) MPa
Fraca	0,00 a 0,10	0 a 150	--	--
Moderada**	0,10 a 0,20	150 a 1 500	0,50	35
Severa***	Acima de 0,20	Acima de 1 500	0,45	40

*Baixa relação água/cimento ou elevada resistência podem ser necessárias para a obtenção de baixa permeabilidade do concreto ou proteção contra a corrosão da armadura ou proteção a processos de congelamento e degelo.
**Água do mar.
***Para condições severas de agressividade, devem ser obrigatoriamente usados cimentos resistentes a sulfatos.

Como medidas preventivas, para se evitar ou mesmo diminuir os efeitos dos sulfatos sobre as estruturas em concreto, adota-se a utilização de concretos com baixa permeabilidade, com baixa relação água/cimento. A utilização de cimento pozolânico, segundo Ribeiro (2014), é uma condição para se evitar os efeitos dos sulfatos sobre o concreto, pois a ação pozolânica tende a consumir o hidróxido de cálcio produzido pela hidratação do clínquer, o que torna maior o refinamento da estrutura da pasta de compostos de cimento e reduz a velocidade de penetração de sulfatos.

A utilização de cimento resistente a sulfatos (com a nomenclatura RS, segundo a Norma Brasileira da ABNT - NBR 5737/1992), que tem baixo C_3A e baixo C_4AF , além de adições de sílica ativa, cinza volante e escória de alto forno na composição dos traços dos concretos, tendem a diminuir o ataque por sulfatos.

2.4 CLORETOS

Os cloretos podem adentrar ao concreto no momento da mistura através de aditivos químicos, de pega e aceleradores de endurecimento que contêm cloreto de cálcio (CaCl_2) na sua composição (Helene, 1993), agregados contaminados ou até mesmo através da água de amassamento contaminada ou salobra. Quando adicionados na mistura podem se distribuir de forma mais uniforme na massa de concreto o que dificulta a formação de altas concentrações, tendendo assim a amenizar seus efeitos.

Outra forma de penetração no concreto é, através, do meio externo no contato da estrutura de concreto com a água do mar, da névoa marinha, de sais descongelantes, de águas servidas ou residuais, lavagem de fachadas e/ou pisos com ácido clorídrico, atmosferas industriais, produtos armazenados em tanques industriais e, ocasionalmente, gases liberados na queima de produtos plásticos à base de PVC.

Conforme Ollivier e Vichot (2014), os íons cloreto interagem também com a matriz cimentícia através da adsorção nas estruturas do C-S-H ou reagindo quimicamente com outros elementos, gerando novos compostos como, por exemplo, o monocloroaluminato de cálcio hidratado, também conhecido como “sal de Friedel” ($\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$).

Os íons cloreto, presentes numa estrutura de concreto, são uma das principais causas de corrosão da armadura, agindo tanto no início como na continuidade do processo de corrosão da armadura.

Segundo Ollivier e Vichot (2014) os íons cloreto podem-se apresentar nas seguintes formas no concreto:

- Os cloretos livres, que se encontram sob a forma iônica na solução intersticial e que podem ser extraídos pela água, por isso são conhecidos como “cloretos solúveis em água;
- Aqueles ligados quimicamente à matriz de cimento, ao aluminato tricálcico (C_3A), formando o cloroaluminato de cálcio ou sal de Friedel;
- Adsorvido nas superfícies dos poros.

A Figura 2.3, ilustra, de forma esquemática, as formas da presença dos cloretos no interior da massa cimentícia.

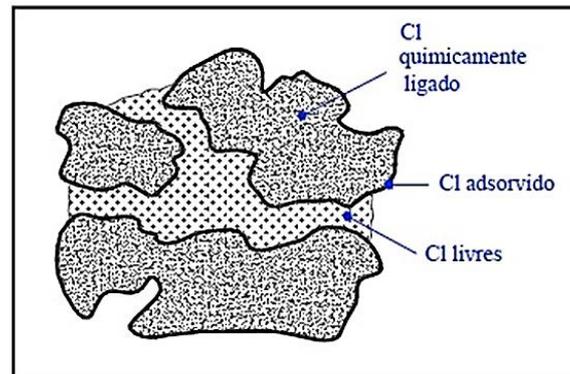


Figura 2.3 - Formas de ocorrência de íons cloreto na estrutura do concreto.

(Cascardo, 1997)

Ao penetrarem na massa cimentícia os cloretos tenderão a serem ligados quimicamente ao C_3A ou adsorvidos, porém por mais forte que seja essa tendência, haverá sempre cloretos livres e são estes que podem difundir-se e desempenhar um papel ativo no processo de despassivação e de corrosão das armaduras. Por isso é importante a utilização de concretos com cimentos com alto valor de C_3A , para que essa capacidade de ligação aos cloretos, hajam menos cloretos para agirem no processo corrosivo do aço (Ollivier e Vichot, 2014).

Os cloretos encontrados na forma de cristal sólido (ou fixos) não representam riscos elevados para as estruturas, pois não podem penetrar na porosidade do concreto, por terem dimensões maiores que a dos poros. Os mesmos podem depositar-se por impactação na superfície do concreto e aí permanecerem até que as águas os dissolvam, tornando-os livres, podendo então ocorrer o transporte para o interior da estrutura (Helene, 1993).

Tuutti, (1982) afirma, porém, que não se pode creditar somente ao C_3A a capacidade de retenção de cloretos. Para estes autores outros produtos de hidratação podem ser capazes de fixar um determinado valor de cloretos. A soma das fases C_3A+C_4AF é a que melhor se correlaciona com a capacidade de fixação de cloretos.

Entretanto, Guimarães (2007) e Rodrigues (2009) demonstraram que cimentos com alto teor de C_3A apresentam uma rede de poros muito interligada, favorecendo a penetração de cloretos livres.

Também os silicatos de cálcio são capazes de fixar íons cloreto. O mecanismo neste caso é diferente do que acontece com o C_3A , ocorrendo por adsorção física através de forças da superfície (Neville, 1997).

E qual a concentração crítica máxima de cloretos abaixo da qual não há despassivação da armadura? Segundo Souza (2005), existe um limite crítico de teor de cloreto capaz de despassivar a armadura, podendo ser este limite a relação Cl^-/OH^- da solução dos poros. A determinação do valor crítico da relação de cloretos e hidróxidos depende de diversos fatores e entre eles se cita a dosagem do concreto, o teor de C_3A do cimento empregado, a umidade relativa do ambiente, o pH da solução na rede porosa, etc. Esta dependência a diversos fatores causa uma dificuldade para se estabelecer um valor crítico para a concentração dos cloretos.

O teor de cloretos no concreto é geralmente expresso em porcentagem, sendo que esta porcentagem pode ser em relação à massa do concreto, à massa de cimento, ao volume do concreto ou ao volume da água de amassamento.

Helene (1993) estabeleceu que o percentual de 0,4% de cloretos, em relação à massa de cimento, pode iniciar o processo de corrosão em peças de concreto armado. Em concreto protendido, para que não ocorra corrosão, esse teor deve ser menor que 0,08% em relação à massa de cimento.

Conforme Hausmann (1967), apud Ollivier e Vichot (2014), para que se inicie o processo de corrosão da armadura a relação Cl^-/OH^- deve ser maior ou igual a 0,6 sendo que quanto maior for esta relação, maior será a velocidade de corrosão e a faixa compreendida de valor desta relação entre 0,6 e 1 conduz a uma concentração de íons cloreto da ordem de 0,4% em relação à massa de cimento.

Mehta e Monteiro (1994) consideram que o balanço entre a alcalinidade dos íons OH^- e a acidez, verificada pela atividade dos íons Cl^- é a responsável pela manutenção da capa passivadora do aço. Quando é quebrado este equilíbrio, há a despassivação da armadura.

Alonso et al (2000), apud Saciloto (2005), realizaram estudos para determinação do teor crítico de cloretos para despassivar a armadura. Estes estudos basearam-se nas medidas de corrente de corrosão, cloretos livres e cloretos totais e na relação Cl^-/OH^- . Definiram estes autores, que o teor crítico para cloretos livres é de 0,39% a 1,06% em relação à massa de cimento e para cloretos totais os valores de 1,024% a 3,08% da massa do cimento.

Embora o teor crítico de cloretos para despassivar o aço é de grande importância para os modelos de vida útil das estruturas de concreto armado ou protendido, o valor ainda não é consenso na comunidade científica.

Conforme Hoffmann (2001), apud Saciloto (2005) o teor crítico de cloretos pode variar de 0,1% a 1% em relação à massa de cimento. Segundo Mehta e Monteiro (1994), as concentrações de cloretos entre 0,6 a 0,9 kg/m³ no concreto ou de 200 a 1200 g/l na solução dos poros, são suficientes para causar a dissolução da camada de passivação da armadura.

A Norma Brasileira NBR - 12655/2006, define teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto em função do tipo de estrutura. A Tabela 2.2, a seguir transcreve a tabela 5 da Norma Brasileira:

Tabela 2.2 - Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras de concreto. (ABNT, NBR - 12655/2006).

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl ⁻) no concreto % sobre a massa de cimento
Concreto protendido	0,05
Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40
Outros tipos de construção com concreto armado	0,30

A Norma Européia EN 206-1:2005, define para peças sem armaduras, exceto quando for em aço inoxidável, teor de cloreto até 1%, para concreto armado valores de 0,20% a 0,40% e para concreto protendido valores compreendidos entre 0,10% e 0,20%, todos os percentuais relacionados com a massa de cimento.

O American Concrete Institute (ACI), através da Norma 222R-01 (2001), estabelece valores críticos para teores de íons cloreto sobre a massa de cimento, em função de três métodos de ensaio para a verificação dos teores e do tipo de estrutura. Para concretos expostos a ambientes úmidos os valores são de 0,08% a 0,10%, para concretos em ambientes secos a variação é entre 0,15% e 0,20% e para concreto protendido os valores se situam na faixa de 0,06% a 0,08%.

Para Ribeiro (2014) fatores como a elevada resistividade ou a própria qualidade do concreto podem alterar o valor crítico entre as massas de cloretos e de cimentos e além disso uma pequena variação do pH do concreto pode conduzir a uma enorme variação do número de íons hidróxidos disponíveis dentro dos poros e conseqüentemente, alterar a relação OH⁻/Cl⁻.

Por outro lado em ambiente seco, os concretos não terão água suficiente para transportar os cloretos até a armadura, mesmo que haja grandes concentrações de íons cloreto no interior da massa cimentícia.

A Figura 2.4 ilustra um perfil típico de concentração de cloretos ao longo do cobrimento, desde a superfície até a armadura da peça de concreto. Neste exemplo a contaminação ocorre por agente externo. Observa-se, pela figura, que a concentração tende a diminuir com a profundidade.

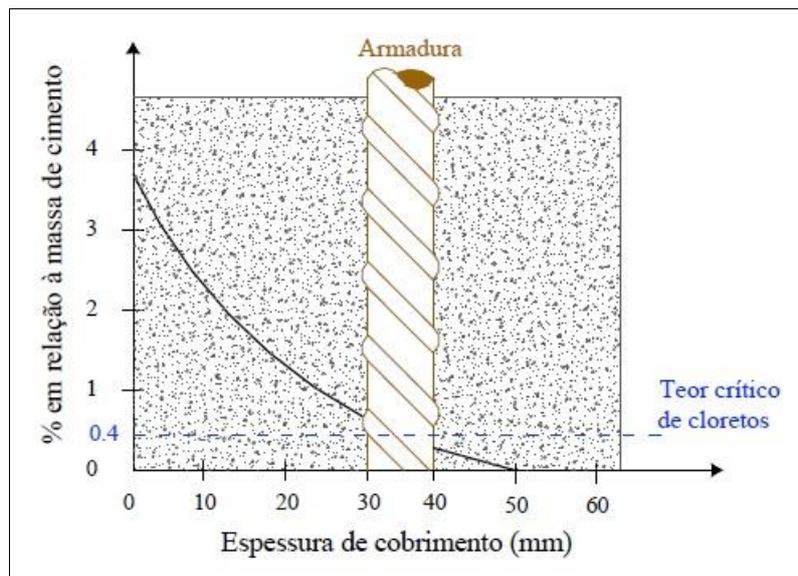


Figura 2.4 - Perfil típico de concentração dos cloretos ao longo do cobrimento.

(Casculo, 1997)

O tempo que os cloretos levam para alcançar a armadura do concreto, correspondente ao denominado tempo de iniciação no modelo de Tuutti (1982), representado na Figura 2.5, e este tempo depende de alguns fatores relacionados às características ambientais, de exposição e do concreto.

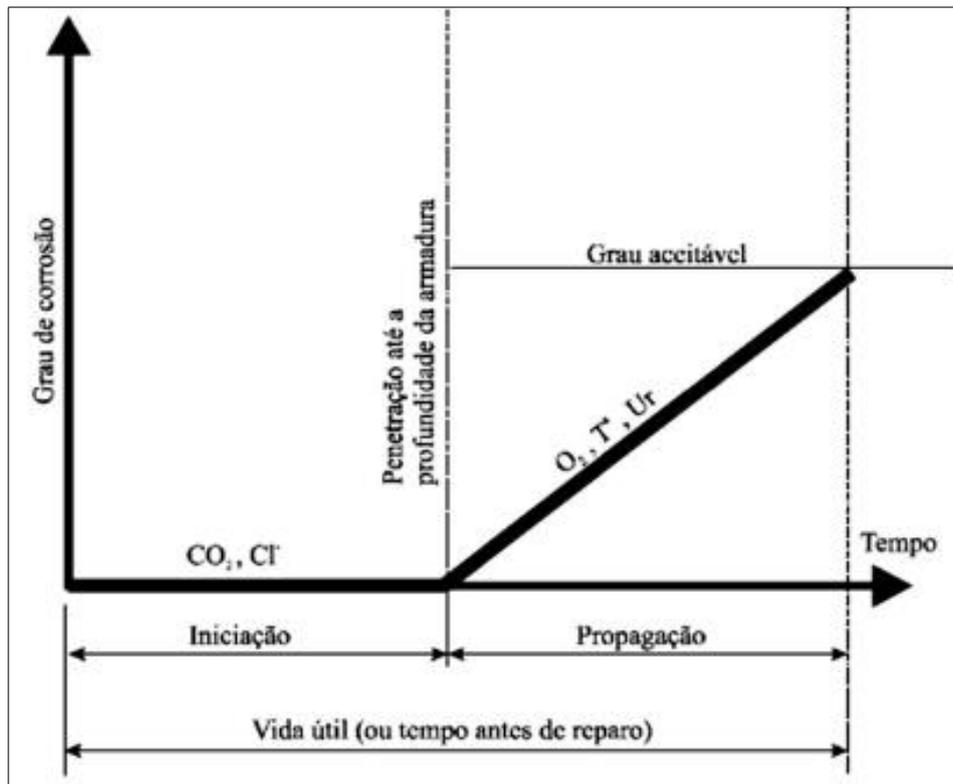


Figura 2.5 - Modelo para a vida útil das estruturas de concreto.

(Tuuti (1982).

3. PRINCIPAIS MECANISMOS DE TRANSPORTE DOS AGENTES DELETÉRIOS AO CONCRETO

3.1 PERMEABILIDADE

A permeabilidade é definida como o fluxo de um fluido que ocorre em função de um gradiente de pressão entre um ponto e outro. Pode ser definida também como uma propriedade dos materiais saturados e obtém-se sua medida utilizando água sobre pressão, normalmente, com uma velocidade da água da ordem de 10^{-12} m/s (Camarini, (1999), apud Saciloto (2005)).

O escoamento em poros capilares pode ser expresso através da Lei de Darcy para fluxo laminar através de meio poroso.

A Lei de Darcy considera que há um fluxo laminar em regime estacionário, não turbulento, que o fluido presente nos capilares seja água em temperatura ambiente e desconsidera a ação da gravidade nas partículas. É definida pela equação 3.1, a qual se assimila a um processo de difusão:

$$V_f = \frac{K_h \cdot A \cdot H}{L} \quad (3.1)$$

Onde:

V_f = velocidade de escoamento do fluxo, expressa em m^3/s ,

K_h = permeabilidade hidráulica em m/s ,

A = seção do meio poroso em m^2 ,

L = comprimento da amostra em m,

H = pressão de água em m.c.a.

A Figura 3.1 ilustra, de forma esquemática, o mecanismo da permeabilidade entre dois poros de um material.

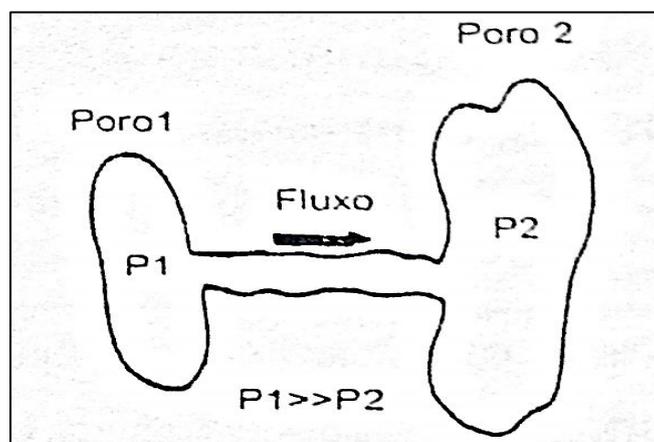


Figura 3.1 - Esquema do fluxo de um fluido no interior de um material. P1 e P2 representam a pressão em cada ponto (Meira, 2004).

A pressão parcial dos gases, presentes na atmosfera, e agressivos aos concretos é muito baixa, pois irá depender muito de sua concentração. Por isso para os gases como o oxigênio (O_2) e o gás carbônico (CO_2) este mecanismo de transporte para o interior das massas cimentícias não é levado em conta. Segundo Ribeiro (2014) o ingresso de cloretos por permeabilidade pode ocorrer de forma indireta, através de sua dissolução em água.

Por isso, para as estruturas marinhas submersas, a permeabilidade é o principal mecanismo de transporte de cloretos para o interior do concreto.

3.2 ABSORÇÃO CAPILAR

A absorção capilar pode ser definida como o fluxo de um fluido no interior da rede porosa de um material devido a um gradiente de umidade.

Conforme Nepomuceno (2005), estando os materiais de construção raramente saturados, a absorção capilar passa a ser um dos principais mecanismos de penetração de líquidos nas estruturas de concreto armado.

Este fluxo irá depender do diâmetro dos poros, da tensão superficial do líquido, da sua densidade e da sua viscosidade (Kroppet et al, 1995; apud Meira, 2004).

Segundo Helene (1993), o mecanismo de absorção não acontece em concretos saturados, pois o concreto deve estar com os poros secos ou parcialmente secos para que seja possível a absorção de água por capilaridade.

Para Ribeiro (2014), é mais difícil de ser controlada a absorção da água no concreto, pois os diâmetros dos capilares são muito variáveis no tempo e ainda dependem de diversos fatores físicos e químicos, tais como a composição química, grau de saturação do cimento, uso de adições e aditivos e relação a/c do concreto. A absorção ocorre através da rede de poros interligados do concreto, assim sendo, na grande maioria dos casos, concretos com menores relações a/c tendem a apresentar poros menos interligados e acabam por dificultarem o mecanismo de absorção capilar. No entanto, com poros menores estes concretos podem ter uma maior absorção capilar (altura da coluna), desde que estes poros sejam interconectados.

A ascensão capilar pode ser dada pela Lei de Jurin:

$$h = \frac{2.v}{r.y} \quad (3.2)$$

Onde:

h = representa a altura ou penetração da água no capilar, em metros,

v = é a tensão superficial da água, em kg/m,

r = é o raio do capilar, em metros,

y = é a massa específica da água, em kg/m³.

3.3 MIGRAÇÃO IÔNICA

O mecanismo da migração iônica é definido como um evento que causa um fluxo de íons devido à ação de um campo elétrico oriundo de uma diferença de potencial. Portanto é um processo artificial, diferente dos mecanismos de transporte tais como a permeabilidade, absorção capilar e a difusão.

É utilizado, este método, em ensaios acelerados de permeabilidade de íons. Andrade (1993), apud Ribeiro (2014), propõe uma metodologia para calcular o coeficiente de difusão, utilizando a técnica dos ensaios acelerados de migração iônica. A partir do modelo de

movimentação de íons em eletrólitos, proposto por Nernst-Planck para condições estacionárias, não havendo convecção e a difusão sendo desprezível, quando uma diferença de potencial da ordem de 10 V é aplicada.

A equação que representa o mecanismo da migração iônica pode ser expressa através da fórmula a seguir:

$$Q_m = -D_c \frac{z.F}{R.T} \frac{\partial V}{\partial x} \quad (3.3)$$

Onde:

D_c = coeficiente de difusão,

z = é a valência da espécie iônica,

∂V = variação do potencial elétrico em relação à profundidade ∂x ,

R = constante universal dos gases,

F = é a constante de Faraday (96.493 C),

T = temperatura absoluta

Q_m = fluxo de íons.

A utilização deste mecanismo de transporte de íons por uma massa porosa, forçados por uma diferença de potencial elétrico, pode também ser utilizado em manutenção de estruturas de concreto através da dessanilização ou re-alcalinização de estruturas deterioradas. (Hisada et al, 1999; apud Salcilotto, 2005).

A migração iônica pode acontecer por fuga de carga em concreto armado de postes, de dormentes de linha férrea, etc. (Helene, 1993)

3.4 DIFUSÃO

A difusão é um processo de transporte de substâncias de um meio para outro, causados por uma diferença de potencial químico (concentração).

Segundo Ribeiro (2014), a difusão é um mecanismo de transporte de massa consequência de gradientes de concentração entre dois diferentes meios em contato íntimo, através dos quais a substância se expande para igualar as concentrações. Considera ainda, este autor, que a difusão é o mecanismo predominante de penetração de agentes responsáveis pela degradação das estruturas de concreto, eis que os principais agressores que comprometem as armaduras, íons cloreto e o dióxido de carbono (CO_2), tem sua penetração controlada pela difusão, além do oxigênio que é a substância essencial para a despassivação do aço.

São definidos dois estágios para a difusão, o estágio estacionário, que caracteriza o fluxo constante, ao longo do processo, das substâncias em difusão e o outro estágio da difusão, denominado de estágio não estacionário ou de difusão aparente.

A primeira Lei de Fick representa o estado estacionário, também denominado de difusão efetiva, e definida pela expressão abaixo:

$$J = -D \cdot \left(\frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (3.4)$$

Onde:

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

D = coeficiente de difusão, em m^2/s

∂C = gradiente de concentração, em kg/m^4 ou moles/m^4 ao longo de um comprimento ∂x .

A expressão (3.4) da 1ª Lei de Fick, mostra que o fluxo de fluido decorrente do processo de difusão (J) é proporcional ao gradiente da concentração deste fluido e o sinal negativo indica que o fluxo de massa ocorre no sentido em que diminui o gradiente da concentração. (Crank, 1975).

O outro estágio da difusão, denominado de estágio não estacionário ou de difusão aparente, a qual representa, segundo Ribeiro (2014), o período em que o transporte de íons ocorre de forma combinada com sua fixação às fases do cimento, no caso do estacionário esta fixação não ocorre mais e o fluxo passa a ser constante.

A segunda Lei de Fick representa, matematicamente, o estágio não estacionário. Segundo Rodrigues (2009) normalmente realiza-se a previsão da vida útil residual das estruturas de concreto existente através da medição dos teores de íons cloreto a profundidades especificadas no elemento estrutural, em determinado tempo t . De posse do perfil de penetração de cloretos resultante, são determinados os valores da concentração superficial (C_s) e do coeficiente de difusão de cloretos (D). Os dados são ajustados empregando-se o método do erro mínimo quadrado na equação 3.5, utilizada para o cálculo da vida útil residual.

$$C(x,t) = C_s - (C_s - C_0) \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{const} \cdot t}} \quad (3.5)$$

Onde:

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

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

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

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

D_{const} = coeficiente de difusão de cloretos (cm^2/ano),

t = é o tempo (anos),

erf = função erro de Gauss.

Segundo Guimarães (2000), na equação (3.5) a profundidade de penetração de teor de cloretos (normalmente considerado ao redor de 0,4% em relação à massa de cimento por ser aproximadamente o teor de despassivação do aço no interior do concreto) depende da concentração de cloretos na superfície da estrutura, da temperatura, do tempo de exposição e

do coeficiente de difusão do concreto. Por sua vez, o coeficiente de difusão do concreto depende das características do concreto e do meio ambiente em que está inserido.

Considerando uma determinada concentração de cloretos C_{cl}^* , em uma determinada profundidade x e substituindo na equação (3.5), obtém-se a seguinte expressão:

$$C_{cl}^* = C_s - (C_s - C_o) \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D.t}} \quad (3.6)$$

Na expressão (3.6), subtraindo a concentração inicial, tem-se:

$$C_{cl}^* - C_o = C_s - C_o - (C_s - C_o) \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D.t}} \quad (3.7)$$

Na expressão acima, dividindo todos os membros por $C_s - C_o$ tem-se:

$$\frac{C_{cl}^* - C_o}{C_s - C_o} = \frac{C_s - C_o}{C_s - C_o} - \frac{C_s - C_o}{C_s - C_o} \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D.t}} \quad (3.8)$$

Obtém-se:

$$\frac{C_{cl}^* - C_o}{C_s - C_o} = 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D.t}} \quad (3.9)$$

Considerando que o primeiro membro da equação (3.9) é constante bem como D , tem-se a expressão final:

$$x = k \cdot \sqrt{t} \quad (3.10)$$

Na expressão (3.10), a constante k depende principalmente da concentração dos íons no meio externo, qualidade do concreto, temperatura e abertura e quantidade de fissuras (Andrade, 1992).

Segundo Guimarães (2000) esta expressão (3.10) é um modelo muito utilizado para prever o avanço da frente de ataque de um agente agressivo no interior do concreto como, por exemplo, o CO_2 e Cl^- .

O erro na previsão feita pelo modelo dado na expressão 3.5, deve-se ao fato de que não são considerados alguns dos fatores que influenciam no coeficiente de difusão. Alguns desses fatores são: grau de hidratação do cimento, relação água/cimento, tipo de cimento, variação da

temperatura, direção do vento, insolação e GS, sendo que o GS é pouco utilizado em modelos de vida útil.

Guimarães (2000) considerou a intervenção destes fatores determinando os seguintes índices:

- R_C , a influência do tipo de cimento,
- R_T , influência da temperatura média por estação do ano,
- R_{GS} , influência do grau de saturação,
- R_{SC} , influência da posição da superfície de ataque em relação à superfície de concretagem sobre o coeficiente de difusão do cloreto.

Assim sendo pode-se obter um coeficiente de difusão considerando todos esses parâmetros, conforme equação 3.11.

$$D_{const} (est) = D_{const} (lab) \cdot R_C \cdot R_T \cdot R_{GS} \cdot R_{SC} \quad (3.11)$$

Onde:

$D_{const} (est)$ = indica o coeficiente de difusão considerando as condições de exposição no micro ambiente;

$D_{const} (lab)$ = indica o coeficiente de difusão obtido em laboratório na condição de concreto saturado (GS = 100%).

Ainda sobre a difusão pode se dizer, segundo Van Vlack (1973), apud Guimarães (2000), que a velocidade de homogeneização da concentração, diminui com o decréscimo do gradiente de concentração e a temperatura influi na difusão, pois, em temperaturas mais elevadas os átomos, componentes da substância, possuem mais energia para serem ativados de forma a ultrapassar a barreira de energia entre eles.

4. A PENETRAÇÃO DOS CLORETOS NO CONCRETO E SEUS EFEITOS

4.1 PROCESSO DE CORROSÃO NO CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

4.1.1 Introdução

De forma generalizada a corrosão dos metais pode ser vista como uma reversão da transformação dos metais como estão na natureza. Os metais estão normalmente na forma original como óxidos, silicatos, sulfatos, etc. Como exemplo deste retorno às origens é o ferro que ao oxidar-se produz a “ferrugem” que é o óxido de ferro.

O processo de corrosão normalmente é resultado de uma ação eletroquímica, já que os metais possuem elétrons livres capazes de criar pilhas eletrolíticas nas interfaces, gerando uma diferença de potencial (Ribeiro, 2014).

A corrosão da armadura no concreto armado é de natureza complexa, pois se pode atribuir a diversos fatores que agem ou não de forma simultânea, dependendo das condições no meio que esse material está inserido, isto é, das concentrações de gases, ácidos, bases ou sais que este meio ambiente possui e ainda das condições climáticas existentes. Depende também das propriedades do concreto através dos materiais que o constitui, da forma de fabricação, da dosagem, do lançamento por ocasião da construção, dos processos de cura, idade, etc. (Biczok, 1972).

Portanto, as variáveis que intervêm no processo de corrosão provêm de diversas fontes e em muitos casos torna-se difícil e demorado obter as verdadeiras causas do ataque das armaduras. Helene (1986), já alertava que, na análise de uma estrutura que apresente sinais de corrosão da armadura, indicar a falta de um cobrimento adequado em relação às normas pertinentes seria uma solução muito simples e cômoda.

A Norma Brasileira de Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimentos (ABNT - NBR 6118/2014), no item 7.4.7, define parâmetros mínimos de cobrimentos de acordo com a classe de agressividade ambiental a qual a estrutura está inserida. Com estes valores de cobrimento a norma fornece valores considerados mínimos mas, o estudo de todos os fatores é imprescindível quando se tem estruturas em ambientes muito insalubres, afim de que haja uma previsibilidade do tempo de vida útil do concreto.

Outra questão que deve se levar em conta no aspecto da corrosão é a microrregião de onde se encontra um elemento da estrutura como um todo, bem como a própria natureza do elemento. Por exemplo, lajes vigas, pilares ou paredes devem ser tratados de forma desigual no caso do cobrimento. Lajes em ambientes úmidos podem sofrer muito mais do que elementos verticais e da mesma forma pilares semi-enterrados podem sofrer mais rápido os efeitos dos agentes nocivos presentes no solo (Helene, 1986).

A corrosão da armadura ao se manifestar no concreto pode causar manchas ferruginosas, expansões, fissuramentos e lascamento do cobrimento onde pode ocorrer a perda da aderência entre o aço e o concreto bem como a diminuição da seção transversal da armadura. Assim, a resistência inicialmente projetada, diminui podendo ocorrer um colapso na estrutura (Mehta, 1994).

Nos dias de hoje há um clamor geral da sociedade por materiais e estruturas que atendam aos aspectos da sustentabilidade não só econômica, mas como também ambiental, por conseguinte, deve haver uma projetada vida útil suficiente das estruturas de concreto armado e protendido. Logo, este aspecto da corrosão das armaduras deve ser tratado com a devida importância e competência nas estruturas projetadas bem como, para as estruturas existentes nos aspectos da reparação e manutenção.

4.1.2 A Passivação da Armadura

A união aço-concreto é perfeita não só no aspecto estrutural, em que o aço supre a pouca resistência do concreto na tração, mas também porque o concreto confere ao aço uma dupla proteção.

Em um primeiro momento, separando o aço do contato direto com o meio externo e no segundo momento proporcionando uma proteção química a partir de uma película passivadora que envolve o aço.

Segundo Helene (1986), a alcalinidade presente no meio poroso da pasta de cimento é responsável pela formação e estabilidade dessa película, rica em íons hidroxila (OH^-). O hidróxido de cálcio tem pH da ordem de 12 a 13 à temperatura ambiente, proporcionando assim um ambiente favorável à passivação do aço.

Uma rápida e extensa reação eletroquímica gera a película passivadora, entretanto tem de haver a presença de oxigênio para que esta reação eletroquímica se processe. Essa membrana extremamente fina é composta por óxidos de ferro (Fe_3O_4 , Fe_2O_3).

Segundo Cascudo (1997) esta fina membrana apresenta uma elevada resistência ôhmica, conferindo taxas de corrosão desprezíveis, uma vez que impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos ao aço.

Após a mistura de um concreto à base de cimento Portland, os silicatos C_2S e C_3S e os aluminatos C_3A e C_4AF hidratam-se em contato com água, formando certa porcentagem de hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$) em relação a massa total de compostos hidratados da pasta e já nas primeiras horas o pH resultante das reações de pega da pasta é bastante básico (Ollivier e Vichot, 2014). Segundo Helene (1986), cerca de 25% de toda a massa da pasta cimentícia é formada de hidróxido de cálcio, no cimento Portland comum hidratado.

Conforme Helene (1986), pode-se afirmar que o filme passivante é de dióxido de ferro, resultante da combinação da ferrugem superficial ($Fe(OH)_3$) com o hidróxido de cálcio o que resulta na reação, conforme a expressão 4.1, abaixo:



Uma forma interessante e esclarecedora, embora simples, na questão da corrosão é o diagrama de Pourbaix, apresentado na Figura 4.1, que expõe pela relação do potencial elétrico e pH o estado da armadura nos aspectos de imunidade, passivação e corrosão (despassivação).

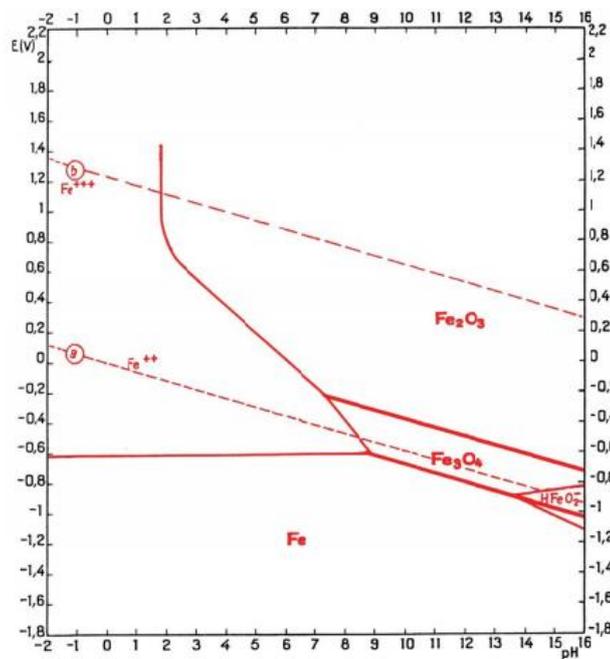


Figura 4.1 – Diagrama de Pourbaix de equilíbrio termodinâmico (Fe - H_2O ; 25 °C).

(Meira, 2004).

No diagrama de Pourbaix, a zona de imunidade seria aquela que o aço não se corrói (Fe), mesmo que o pH do meio seja ácido. A técnica de proteção catódica para a prevenção da corrosão induz o potencial elétrico para esta região.

A zona de passivação é aquela em que o filme passivador se forma (Fe_3O_4 e Fe_2O_3) e terá eficácia ou não de acordo com a proteção que seja oferecida à armadura.

A zona de corrosão (Fe^{++}) é aquela com probabilidade de ocorrer a despassivação do aço. (Helene, (1986); Meira, (2004); Gil,(2009)).

Para Coutinho (1973), apud Helene (1986), de acordo com o diagrama de Pourbaix, a proteção do aço estará sendo assegurada nas seguintes situações:

- A elevação do potencial de corrosão em qualquer meio a partir de $\text{pH} > 2$, para a zona de passivação (inibidores anódicos);
- O abaixamento do potencial de corrosão para a zona de imunidade (proteção catódica).
- Estabelecer o pH entre aproximadamente 10,5 e abaixo de 13 que é o meio natural alcalino proporcionado pelo concreto.

4.1.3 A Despassivação da Armadura

A corrosão do aço no concreto é um processo eletroquímico. Os potenciais eletroquímicos para formar as células de corrosão, segundo Mehta (1994), podem ser formados devido às diferenças de concentração de íons dissolvidos na vizinhança do aço, tais como álcalis, cloretos, sulfatos e oxigênio.

Assim, um torna-se ânodo e o outro cátodo, sendo que o fluxo de elétrons do ânodo para o cátodo irá acontecer somente na presença do oxigênio e da água.

As condições para que esse processo eletroquímico aconteça dependerá de diferentes condições, tais como a temperatura, umidade, concentração de eletrólitos, ventilação, etc. Os eletrólitos são formados por dissoluções de sais, tais como a água do mar, águas sulfatadas, águas cloradas, sais empregados em dissoluções para degelo em locais de formação de neve e até em águas utilizadas na mistura do concreto ou de aditivos que contenham cloretos em sua composição (Biczok, 1972).

A velocidade de corrosão irá depender da permeabilidade aos gases que adentram à pasta de cimento, ou seja do oxigênio.

Para Ollivier e Vichot (2014), a corrosão representa o ataque destrutivo de um metal por reações eletroquímicas que conduzem a um transporte de íons e de elétrons na interface metal-solução. Sendo que dois tipos de reações podem ocorrer na superfície do metal:

- Uma reação anódica que corresponde à formação de íons que passam para a solução, ou seja, uma perda de elétrons, conforme a expressão abaixo:



A movimentação da reação da expressão (4.2) é regida pela capacidade do meio eletrolítico de aceitar a presença dos íons ferrosos. Esta fase denomina-se de oxidação.

- Uma reação catódica que corresponde à redução de um oxidante presente na solução e à captura, no cátodo, de elétrons provenientes do ânodo ou seja, um ganho de elétrons:



Estas reações principais de oxidação e de redução são seguidas das reações secundárias de formação dos produtos de corrosão na superfície do aço (ferrugem):



Para Ollivier e Vichot (2014), em quatro meios simultâneos ocorrem as reações de corrosão do aço:

- Oxidação do ferro (incidente em uma zona anódica);
- Redução de espécies químicas em solução como, por exemplo, a água e o oxigênio;
- Condução de elétrons que se dá em um meio condutor, o aço;
- Condução iônica, que se dá em um meio eletrolítico (o líquido intersticial do concreto).

Esses hidróxidos/óxidos de ferro, (expressões 4.4 e 4.5), que são os produtos da corrosão, tem a cor avermelhada, são pulverulentos, porosos, normalmente expansivos e são denominados de ferrugem. Para Helene (1986), os fatores principais e necessários para que ocorra a corrosão do aço, embutido no concreto, são:

- A existência de um eletrólito que é o meio que permite a dissolução e movimentação dos íons ao longo das regiões anódicas e catódicas na região entre a superfície do aço e a matriz porosa da pasta cimentícia;
- Existir uma diferença de potencial;
- Presença de oxigênio;
- Podem existir agentes agressivos.

A água presente no interior do concreto deve estar em quantidade suficiente para atuar como um eletrólito. Segundo Ribeiro (2014), a uma temperatura de 25 °C, umidade relativa do ar de 65%, o teor de umidade de equilíbrio no concreto é de 4%, ou seja, 95 litros por metro cúbico, aproximadamente.

Além da água, têm-se produtos resultantes da hidratação do cimento como, por exemplo, a portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), que sendo solúvel na água constitui um bom eletrólito.

Quando o aço está submerso numa solução, parte dos átomos de ferro tende a passar à mesma, transformando-se em cátions ferro (Fe^{++}), conforme expressão (4.2) e deixando a armadura com carga negativa e assim tem-se uma situação de potencial de equilíbrio (Helene, 1986). Havendo reagentes capazes de combinar com o elétron liberado na formação do íon ferroso, pode-se formar uma pilha ou célula eletroquímica conforme a expressão (4.3).

Qualquer diferença de potencial que se produza entre dois pontos da barra, seja por diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto e no aço, será capaz de formar pilhas eletroquímicas. Sendo que na maioria dos casos formam-se micropilhas ocasionando a corrosão generalizada.

A presença de oxigênio é fundamental no processo de corrosão da armadura. A formação da ferrugem (oxidação do ferro), somente será possível pela presença do hidróxido de cálcio, umidade e do oxigênio que penetra nos poros.

A corrosão do aço será acelerada com a presença de agentes agressivos que irão adentrar ao concreto através de sua rede porosa, ou já estão contidos na pasta e participar efetivamente deste processo de despassivação da armadura.

Dentre eles podem-se citar os íons sulfeto (S^{2-}), os íons cloreto (Cl^{-}), o dióxido de carbono (CO_2), os nitritos (NO_3^{-}), o gás sulfídrico (H_2S), o cátion amônio (NH_4^{+}), óxidos de enxofre (SO_2 e SO_3), e outros. Esses elementos atuam como catalisadores da despassivação (Helene, 1986).

A Figura 4.2 apresenta, de forma esquemática, a despassivação do aço, através do processo eletroquímico:

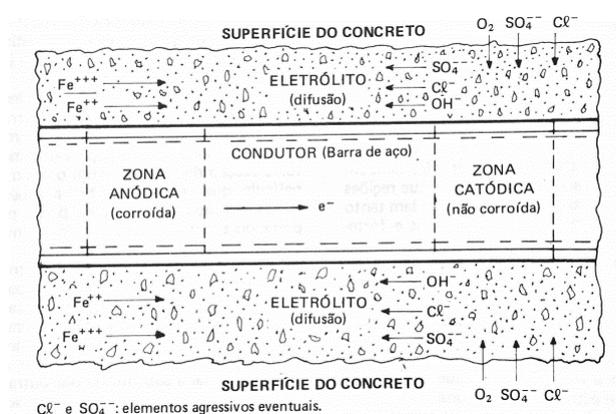


Figura 4.2 – Esquema da despassivação do aço através da formação de pilha eletrolítica com os agentes agressivos. (Helene,1986).

A fissuração do concreto é outro fator importante na continuidade do processo de corrosão da armadura, pois as fissuras constituem um caminho fácil e rápido para a penetração destes agentes agressores, além de facilitar o acesso do oxigênio e água.

No entanto, o desenvolvimento da ação despassivadora dependerá, também, de diversas condições termodinâmicas, que irão determinar a intensidade e a velocidade da corrosão. O teor de umidade é fator fundamental na progressão do processo (Ribeiro, 2014).

Outrossim, o teor de umidade será em função da temperatura, que irá controlar a evaporação ou condensação da água no interior da rede porosa da massa cimentícia, além disso a temperatura pode estimular a mobilidade iônica no interior do concreto.

Para Tuutti (1982), as velocidades máximas de corrosão irão ocorrer em concretos com elevados teores de umidade, porém não saturados, a qual o oxigênio pode chegar até a armadura e a resistividade elétrica é muito baixa permitindo altas velocidades de reação.

A Figura 4.3, a seguir, mostra de forma esquemática o início do processo de despassivação da armadura e suas consequências para o concreto:

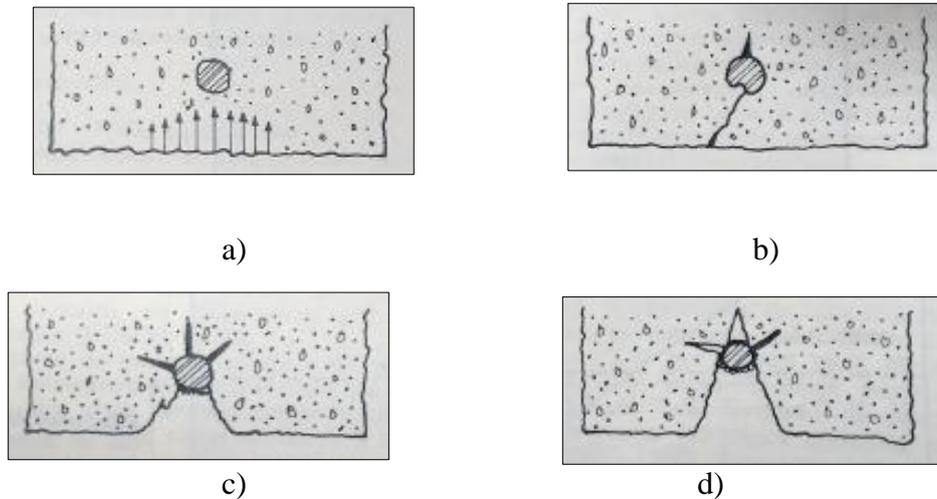


Figura 4.3 - Deterioração progressiva devida à despassivação do aço. a) penetração de agentes agressivos por difusão, absorção ou permeabilidade; b) fissuração devida às forças de expansão dos produtos de corrosão; c) lascamento do concreto e corrosão continuada; d) lascamento acentuado e redução da seção da armadura.

(Adaptado de Helene, 1986)

Conforme Helene (1986), o risco de progresso da despassivação da armadura é acentuado pela penetração, no interior da rede porosa do concreto, de qualquer substância ácida (gases, líquidos e sólidos). Esses agentes, contidos na atmosfera, em águas residuais, águas marítimas, águas industriais, dejetos orgânicos, além de outros elementos já contidos na massa por ocasião da mistura, como por exemplo, aditivos aceleradores de pega que as vezes por desconhecimento técnico dos responsáveis são colocados no preparo.

Logo, sob os aspectos da durabilidade há de se neutralizar a ação destes agentes para que não ocorra a despassivação da armadura do concreto e a consequente degradação da estrutura onde ela está inserida.

4.2 A AÇÃO DOS ÍONS CLORETO NA DESPASSIVAÇÃO DA ARMADURA

4.2.1 Os Íons Cloreto

Conforme mostrado nas seções anteriores o aço embutido no concreto armado e protendido encontra-se devidamente protegido dos agentes externos inseridos no meio ambiente se o concreto apresentar uma boa espessura de cobrimento. Estruturas localizadas em ambientes marítimos, sujeitas, portanto, ao ataque de cloretos, deverão apresentar cobrimentos maiores, afim de que haja uma maior proteção da estrutura a esses meios agressivos, por exemplo.

Conforme Cascudo (1997), os íons cloreto podem ser considerados os maiores causadores de corrosão no aço do concreto em ambiente marítimo. Eles também podem estar presentes no concreto devido a razões internas, ou seja, pela mistura de agregados contaminados por sais, por aditivos aceleradores de pega, principalmente em concreto de maior idade, quando era empregado este tipo de acelerador. Ou por razões externas, como é o caso de depósitos de sais na estrutura, em zona costeira, realizados pela ação dos ventos (Neville, 1997).

Os íons cloreto estão presentes nos seguintes locais:

- Utilização de soluções de sais fundentes em locais sujeitos a formação de neve;
- Águas marítimas em estruturas off-shore;
- Atmosfera costeira sujeitas à névoa marinha;
- Processos industriais: instalações de dessalinização ou de fabricação de PVC.

No interior da massa cimentícia os íons cloreto podem estar nas seguintes situações:

- Quimicamente combinados na forma de cloro-aluminatos no interior dos concretos;
- Fisicamente adsorvidos na superfície dos poros do elemento;
- Livres nos poros do concreto.

A Figura 2.3 do Capítulo 2, página 48 mostra de forma esquemática a disposição dos íons cloretos no interior da massa cimentícia.

Segundo Cascudo (1997) os cloretos livres são os que reagem, causando a despassivação do aço.

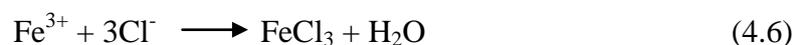
4.2.2 Os íons cloreto e a corrosão do aço

Ao adentrarem no concreto, juntamente com a água e o oxigênio e encontrarem a película passivadora da armadura, os íons cloreto provocam uma acidificação local gradual até que a camada passivadora seja rompida. Por isso, segundo Tredaway (1988), apud Meira (2004), a corrosão desencadeada por cloretos seja basicamente do tipo por pites, diferenciando da corrosão por carbonatação que é uniforme.

Esse rompimento da capa passivadora natural da armadura do concreto, causada pelos íons cloreto, acontece por existirem algumas fissuras ou algum tipo de heterogeneidade geométrica na interface aço-concreto e da presença de oxigênio.

De acordo com Andrade (1992), os íons cloreto podem agir pontualmente na barra de aço do concreto armado chamada de corrosão por pite, a qual pode provocar a ruptura pontual da barra de aço. A corrosão por pite é do tipo localizada e caracteriza-se por ser uma cavidade com elevada relação entre o comprimento e o diâmetro e pode ser distribuída por diversos locais da barra de aço (Ribeiro, 2014).

Para Ribeiro (2014), os ânions Cl^- ao destruírem a película de proteção do aço, podem acelerar permanentemente a corrosão, sem consumir-se, conforme as reações a seguir:



As reações acima continuam sem consumir o ânion cloreto. Assim, pequenas quantidades de cloretos podem ser responsáveis por grandes processos corrosivos.

A Figura 4.4 ilustra o ataque por íons Cl^- ao aço, que ocorre em pontos específicos, criando cavidades denominadas de pites. Na superfície do metal observa-se a distribuição de micropilhas, sendo que os pites são as zonas anódicas, e o filme passivo as zonas catódicas. Mas para que isto ocorra é necessária a entrada de oxigênio (O_2) e água (H_2O).

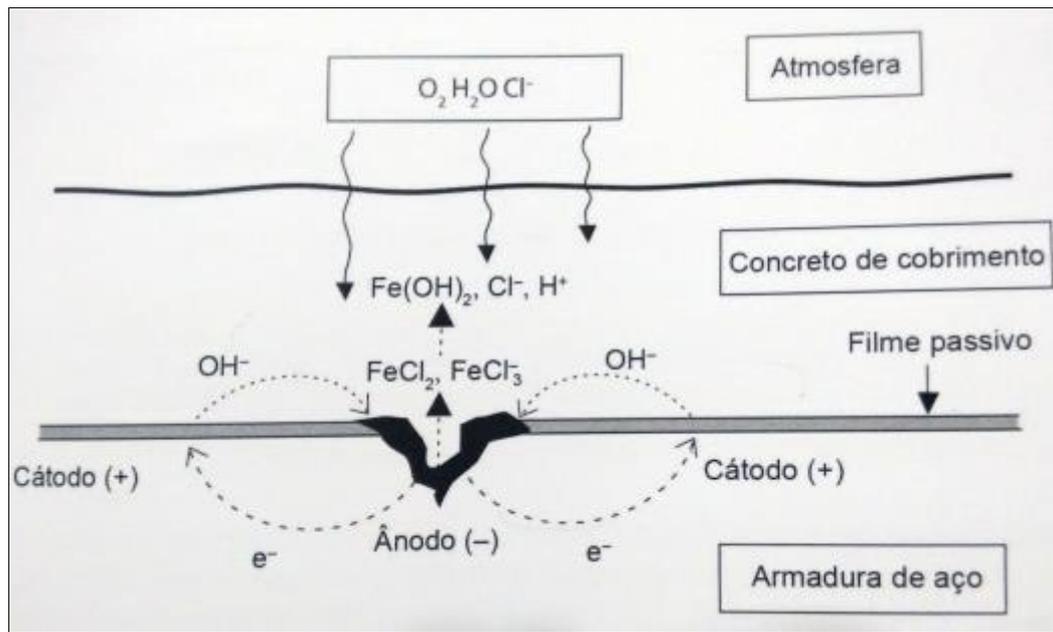


Figura 4.4 - Mecanismo da corrosão eletroquímica na armadura do concreto provocada pelos íons cloreto (Cl^-). (Ollivier e Vichot, 2014).

O efeito do cloreto de sódio (NaCl) na corrosão deve-se ao fato que este sal é um eletrólito muito forte ocasionando portanto, diminuição da resistividade, a qual é fundamental no processo eletroquímico.

Em temperatura ambiente e ar saturado de água, para o caso do ferro, a taxa de corrosão inicialmente cresce com a concentração de cloreto de sódio, atingindo um valor máximo (3% de NaCl) e depois tende a decrescer até um teor de 26%.

A Figura 4.5 apresenta gráfico que demonstra essa relação de concentração de NaCl e corrosão.

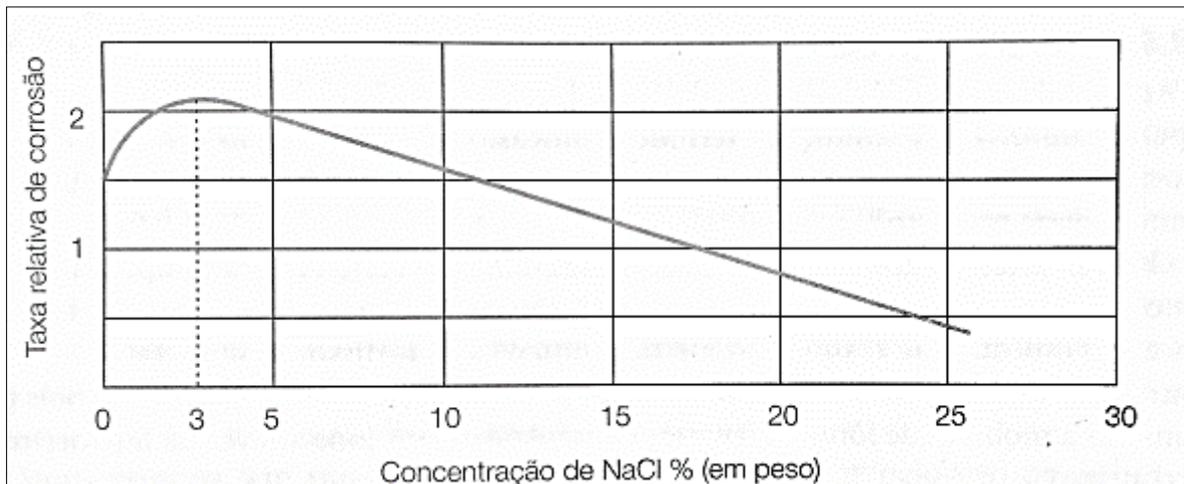


Figura 4.5 - Efeito da concentração de cloreto de sódio na taxa de corrosão. (Gentil, 2007).

Deve-se considerar a possível ação do cloreto de magnésio ($MgCl_2$), existente em águas marítimas, na ação corrosiva da atmosfera marinha.

A presença deste sal na névoa marinha, conjuntamente com o cloreto de sódio, cria condições favoráveis à corrosão, pois sendo um sal deliquescente, isto é, absorve umidade da atmosfera, tornando a superfície metálica sempre umedecida, e como sendo um eletrólito forte favorece em muito o início ou o andamento do processo de corrosão, caso já tenha iniciado.

4.3 FATORES EXTERNOS QUE INFLUEM NA PENETRAÇÃO DE CLORETOS

4.3.1 Temperatura

A temperatura é um fator importante que deve ser levado em conta na vida útil de uma estrutura de concreto, pois influencia sobremaneira a movimentação iônica e a umidade interior. Estruturas inseridas em regiões mais quentes deterioram mais rapidamente do que em regiões frias, quando sujeitas à penetração dos íons cloreto (Neville, 1997).

Conforme Cascudo (1997) a temperatura pode ter influência em dois aspectos na penetração de cloretos: para um acréscimo de temperatura haverá um aumento na velocidade de corrosão

e da mobilidade iônica, no entanto a diminuição da temperatura irá provocar condensações nas paredes da rede porosa, as quais podem produzir incrementos locais no teor da umidade.

A temperatura é uma das variáveis que afeta significativamente o limite crítico de cloretos. Em casos estudados por Hussain et al (1995), apud Meira (2004), o aumento da temperatura de 20°C para 70°C reduziu o limite crítico de cloretos em pelo menos cinco vezes. Segundo esses autores tal fato se dá em função de que o incremento de temperatura irá reduzir o teor de OH⁻ na solução dos poros do concreto o que irá provocar uma redução do pH, facilitando assim a liberação dos cloretos combinados.

Cascudo (1997) também faz referência a ensaios realizados em argamassas que revelaram teores limites (críticos) de cloretos menores com o aumento da temperatura.

Gil et al (2012), apresentaram estudos utilizando dois tipos de concreto com quantidades diferentes de cimento e relação água/cimento e concluíram que nos dois tipos de concreto ao aumentar a temperatura de 15°C para 30°C os coeficientes de difusão de penetração de cloretos foram maiores nos dois casos, crescendo aproximadamente 40%.

Concluíram ainda estes autores, que o aumento da temperatura provoca o aumento da difusão dos íons cloreto na mesma proporção para os tipos de concreto estudados o que vem ao encontro de trabalhos de outros autores.

A influência da temperatura na velocidade e intensidade de penetração dos íons cloreto nas estruturas de concreto armado é dada pela equação de Arrhenius (4.8):

$$D_T = D_{T_0} e^{-K(1/T - 1/T_0)} \quad (4.8)$$

Onde:

D_T = coeficiente de difusão na temperatura T;

D_{T_0} = difusividade efetiva à temperatura T_0 ;

k = constante de reação;

T, T_0 = temperaturas em graus kelvin.

Page et al (1981) realizaram ensaios de difusão de íons cloreto com variação da temperatura. Com os resultados desses ensaios obtiveram valores de k de 5511,5 e 4766,6 para relação a/c de 0,5 e 0,4 respectivamente.

4.3.2 Umidade

O teor de umidade presente nos poros do concreto faz com que o teor crítico de cloretos decresça com o seu aumento, uma vez que há um aumento do eletrólito e as condições para a instalação da célula corrosiva são mais favoráveis, por outro lado, segundo Meira (2004), com o aumento da umidade interior há diminuição da entrada de oxigênio o que dificulta as reações para a formação da corrosão.

Desde que o concreto não esteja saturado, pode-se dizer que a umidade relativa está diretamente relacionada com a quantidade de água no interior desse elemento, ou seja, com o GS, e portanto, influenciará na difusão de cloretos (Peraça, 2009).

Sendo assim, maior será a difusão de íons no interior do concreto com o aumento da umidade relativa do ambiente.

A umidade no interior do concreto é um importante fator no transporte de agentes agressivos na massa cimentícia, não somente por difusão de substâncias como também pelo próprio fluxo através da pasta não saturada ao arrastar substâncias dissolvidas (Camacho, 2014).

Helene (1986) apresenta para alguns valores de umidade relativa do ambiente e a aproximada correspondência com a umidade de equilíbrio do concreto em percentual, além da equivalência em termos de quantidade de água interior, em litros/m³ a 25°C:

- U.R. = 40% → teor de umidade de equilíbrio \approx 3% (\approx 70 litros de água/m³);
- U.R. = 65% → teor de umidade de equilíbrio \approx 4% (\approx 95 litros de água/m³);
- U.R. = 95% → teor de umidade de equilíbrio \approx 8% (\approx 190 litros de água/m³).

Sendo que essas estimativas são função do tipo de cimento, da relação a/c, etc. (Souza, 2005).

Em condições normais, a umidade relativa induz a uma dinâmica na água contida na rede porosa, pois se estabelece um gradiente da quantidade de água do interior e do exterior do concreto, provocando assim uma força motriz para retirar a água contida nos poros ou para saturar os poros.

A Figura 4.6 apresenta gráfico que relaciona o nível de umidade relativa com o risco da corrosão no concreto:

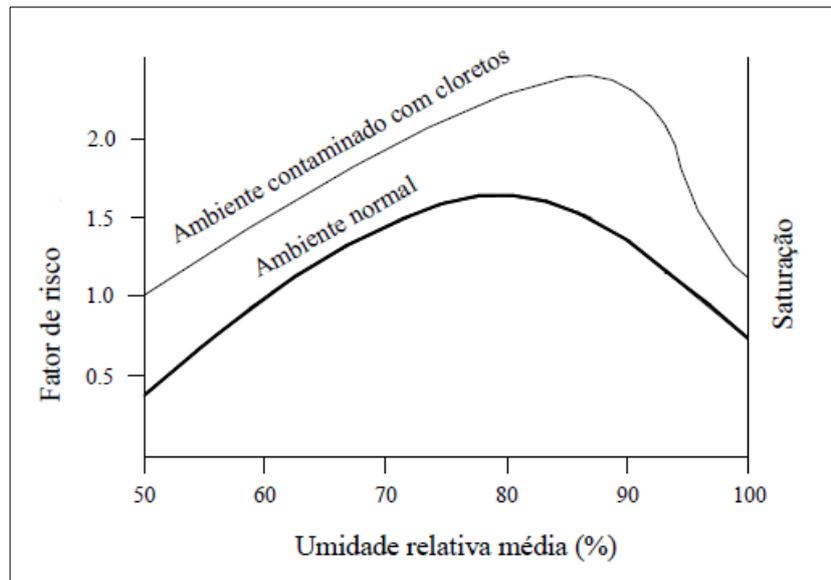


Figura 4.6 - Influência da umidade sobre o risco de corrosão. (CEB, 1993; apud Souza, 2005).

O gráfico representado na Figura 4.6 demonstra que nos poros saturados (taxa de umidade no concreto de 100%) sendo o acesso de oxigênio limitado o risco de corrosão é minimizado.

Camacho (2014), observa que em condições de umidade relativa inferior a 100% o nível de umidade no interior do concreto diminui, fazendo com que os poros fiquem parcialmente cheios. Na Figura 4.7 o gráfico que relaciona a umidade no interior e a umidade relativa do ambiente, mostra claramente esta observação.

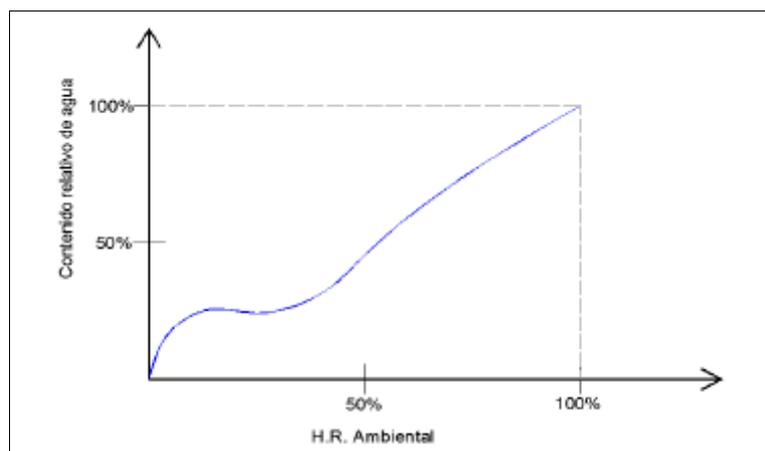


Figura 4.7 - Efeito da umidade relativa ambiental sobre a umidade interior do concreto. (CEB, 1993).

Numa situação de umidade relativa (UR) igual a 100%, dificilmente o concreto chegará a GS de 100% no entanto, ao se colocar o concreto com GS de 100% em local com umidade relativa de 100%, será mantido o GS do concreto (Gil, 2009).

4.3.3 Concentração Superficial de Cloretos (Cs)

A concentração de cloretos na superfície das estruturas é considerada um dos fatores importantes para a velocidade de penetração dos íons cloreto para o interior da pasta cimentícia.

Segundo Helene (1993) fatores tais como a relação a/c, presença de adições, tipo e quantidade de cimento, direção dos ventos predominantes, ciclos de molhagem e secagem e concentração de cloretos no meio ambiente, influenciam a concentração superficial (Cs) dos íons cloretos.

Em estruturas existentes o Cs foi aproximadamente igual para ambientes similares em diferentes concretos (Guimarães et al, 2007).

Há estudos que demonstraram que os teores de cloreto podem variar dependendo da posição dos elementos estruturais em relação à incidência dos ventos (Silva, 2010).

Nunes (2006), em estudos com estruturas localizadas próximas ao mar, na região sul do Brasil, apresenta gráfico sobre o teor de cloretos nas camadas externas de estruturas de concreto localizadas em diferentes distâncias da água do mar. (Figura 4.8).

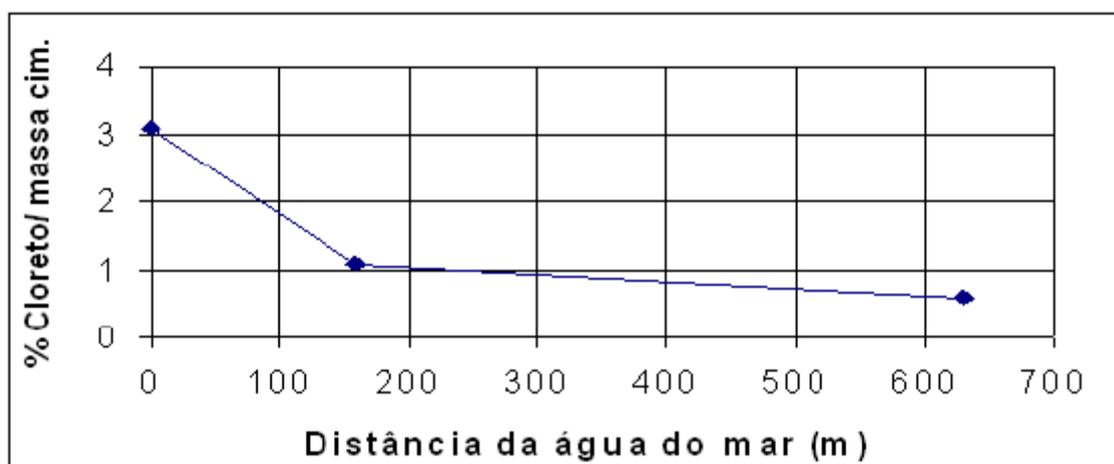


Figura 4.8 - Teor de cloretos nas camadas mais externas de estruturas de concreto em relação à distância da água do mar em Rio Grande - RS. TECON: CS = 3,1% com distância de zero; EMA: CS = 1,1% com distância de 160 m; Terminal Turístico: CS = 0,6% com distância de 630 m. (Nunes, 2006).

Há vários estudos também que demonstram a variação do Cs com a distância vertical em relação ao ambiente agressivo.

Alguns autores como Barbosa et al (2004) e Castagno et al (2004) realizaram estudos a respeito dessa influência e observaram que o Cs varia verticalmente em relação ao nível do mar.

No estudo realizado por Guimarães et al (2007) utilizando dados de Castro et al (2001), através de método de regressão, evidencia-se que quanto maior a distância vertical em relação a água, menores são os valores encontrados para Cs, como pode ser observado na Figura 4.9

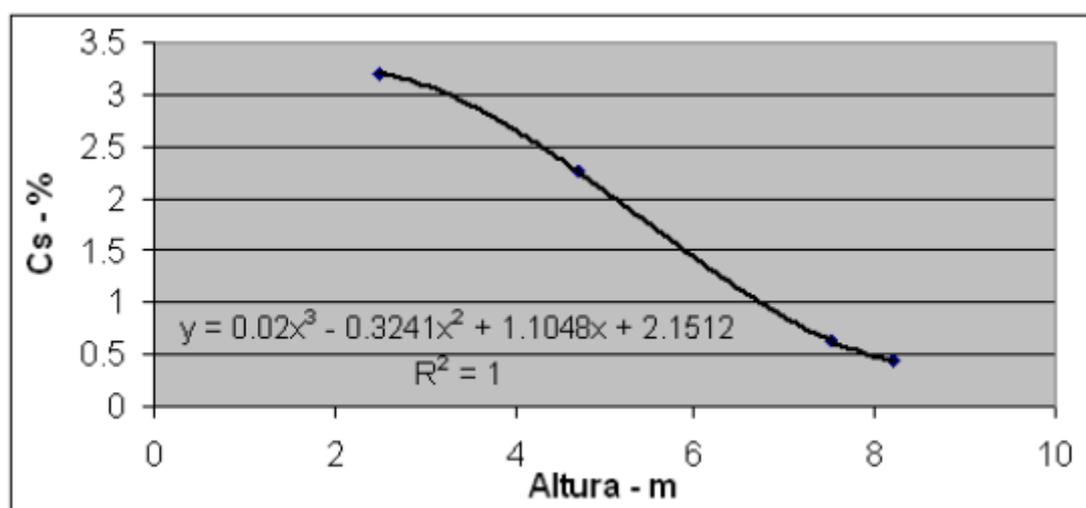


Figura 4.9 - Modelo da influência da altura sobre o valor de CS.

(Guimarães et al, 2007).

Para o gráfico da Figura 4.9, os valores de Cs foram de 3,2%, 2,26%, 0,64% e 0,44% de cloreto em relação à massa de cimento, respectivamente para alturas de 2,5 m; 4,7 m; 7,5 m e 8,2 m em relação à água do Lago de Maracaibo, demonstrando que com o aumento da altitude do concreto em relação à água menor será o valor de Cs.

4.3.4 Condição de Exposição

As condições de exposição da estrutura são fatores que muito influem para a penetração de agentes agressivos ao concreto. Especialmente os íons cloreto, foco deste capítulo, pois as

estruturas presentes ao longo da costa marítima e aquelas situadas em águas marinhas estarão sujeitas aos efeitos da penetração destes agentes agressivos.

A condição de exposição tem influência significativa sobre o transporte de agentes para o interior do concreto. Os ciclos de molhagem e de secagem das marés e respingo, características do ambiente marítimo, tornam o ambiente propício para a entrada dos cloretos. Este ciclo de umedecimento e secagem induz a um estado não saturado do concreto e resulta em uma distribuição não homogênea da umidade no interior da massa cimentícia.

A Norma Brasileira da ABNT, NBR 6118/2014, define classes de agressividade ambiental em função do ambiente onde está ou estará a estrutura. Esses ambientes, segundo a norma podem ser classificados de acordo com a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Classes de agressividade ambiental. (ABNT - NBR 6118/2014)

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

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais 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 em 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 e indústrias químicas.

Observa-se que há, na Tabela 4.1, considerações na forma de definir microrregiões como no caso de áreas secas, onde se pode abrandar a categoria de agressividade, por outro lado, há locais específicos em que a agressividade é muito forte em que pese o macro local não o ser. (observação 3).

As regiões ao ar livre, sobre o mar e perto da costa, são consideradas atmosferas marinhas, contendo cloretos de sódio e de magnésio, em forma de cristais, ou de gotículas de água salgada.

A partir desta Tabela 4.1 a Norma Brasileira define valores de relação água/cimento e resistência à compressão para o concreto que será implantado em determinada zona, porém há

de se criticar a colocação de apenas esses dois parâmetros na norma, já que o tipo de cimento influirá também nos parâmetros de vida útil da estrutura, ou seja, alguns tipos de cimento não podem estar presentes em concreto para determinado ambiente. A Norma Brasileira ABNT-NBR-6118/2014, apenas sugere a não utilização do cimento tipo ARI em ambientes marítimos.

Segundo Helene (1993), o ataque dos cloretos em ambiente marítimo, normalmente, é maior na zona de respingos que na zona de névoa e é maior na zona de maré do que em zona submersa. A Tabela 4.2, apresenta de forma esquemática os diferentes níveis de exposição de uma estrutura inserida em local marítimo.

Tabela 4.2 - Correspondência entre a localização da estrutura de concreto e as características deste ambiente. (Adaptada de Guimarães, 2000).

Local	Características
Zona de atmosfera marinha (névoa salina)	O concreto não está diretamente em contato com a água do mar, porém é atingido pela névoa salina que vem do oceano. O nível de cloretos normalmente diminui à medida que as estruturas se afastam do mar, mas, em alguns casos, dependendo do tipo da costa e da direção preferencial dos ventos, a névoa salina pode avançar alguns quilômetros do litoral, porém com teores menores. As distâncias podem ser relacionadas na vertical também, em locais mais altos em relação ao nível da maré média estarão sujeitos à névoa marinha.
Zona de variação das marés	O concreto está submetido à ação dos ciclos de molhagem/secagem, onde há uma combinação dos mecanismos de absorção e difusão de íons, retendo uma grande quantidade de cloretos no interior do material. Além disso, existe o efeito físico do choque das ondas e partículas em suspensão, que podem causar lascamentos das camadas superficiais do material.
Zona submersa	O mecanismo de difusão é o único meio de transporte atuante. Contudo, o concreto pode estar sujeito à ação de ataques químicos, principalmente por íons magnésio ou sulfato.

A Figura 4.10 apresentada por Helene (1986), ilustra de forma esquemática, duas situações de uma mesma estrutura em condições de exposição múltipla aos cloretos presentes no meio, como é o caso de estruturas marítimas sujeitas às oscilações da maré, além da névoa e respingos e de estruturas semi-enterradas que podem também estar sujeitas ao ataque dos cloretos presente no meio.

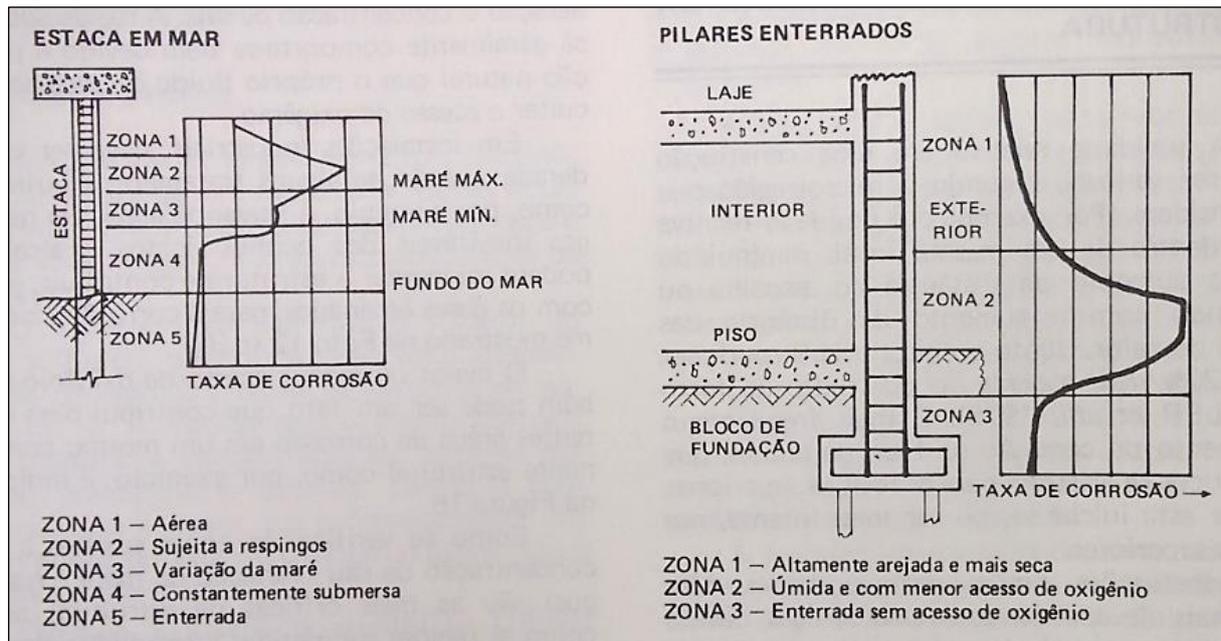


Figura 4.10 - Variação das taxas de corrosão segundo a posição relativa da região de um mesmo elemento estrutural (Helene, 1986).

Analisando a Figura 4.10, percebe-se que a maior ou menor quantidade de oxigênio pode contribuir para diferentes taxas de corrosão e que irá depender da forma de exposição do elemento estrutural em relação ao ambiente marítimo.

Observa-se também que as zonas de variação de maré e de respingo são as mais críticas no que se refere a problemas de corrosão das armaduras.

Guimarães (2000) para estrutura existente no porto do Rio Grande -RS- Brasil, no cais do TECON obteve os mesmos resultados da Figura 4.10.

Segundo Helene (1986) a corrosão das armaduras é 30 a 40 vezes maior em ambiente marítimo do que em ambiente industrial.

4.4 FATORES RELACIONADOS AO CONCRETO QUE INFLUEM NA PENETRAÇÃO DE CLORETOS

4.4.1 Tipos de Cimentos e Adições

Para Meira (2004), o estudo da influência do tipo de cimento no transporte de íons cloreto no concreto pode ser visto sob dois aspectos: o primeiro, no sentido da capacidade do cimento fixar os cloretos na matriz cimentícia, eis que somente os cloretos livres participam do processo de corrosão da armadura, e segundo, na dificuldade que o cimento irá proporcionar à movimentação dos cloretos.

Conforme Ollivier e Vichot (2014), os concretos situados no meio marítimo e em outros locais sujeitos ao ataque de cloretos, devem possuir quantidades limitadas de C_3A , pois o anidro residual que não reagiu com o sulfato de cálcio regulador da pega, pode transformar-se em etringita expansiva.

Estes autores constataram, ainda, em estudos realizados na pasta de cimento que a cinza volante e a escória de alto forno propiciam aumentos de porosidade e do tamanho dos poros nas idades iniciais, decorrentes de uma hidratação mais lenta, porém a longo prazo há uma porosidade de mesma ordem de grandeza, mas com a diminuição dos poros. Salientam, porém, que tais resultados dependem fortemente da reatividade da cinza volante e da escória, da temperatura e da duração da cura.

Camacho (2014) enfatiza que a composição química do cimento juntamente com o uso de adições tem um papel muito importante na durabilidade do concreto, principalmente frente ao ataque de cloretos, pois os componentes dos aglomerantes empregados têm a capacidade de reagir com esses agentes agressivos e fixá-los, evitando assim a presença de cloretos livres na solução porosa.

Para Helene (1997), as quantidades de C_3A e C_4AF no cimento é que determinam a capacidade de combinação com os íons cloreto. Cimentos com baixas quantidades de C_3A e C_4AF possuem pouca capacidade de imobilizar os íons cloreto através da formação de um sal complexo insolúvel (cloro-aluminato de cálcio hidratado), que reduz a concentração de íons cloreto livres na solução aquosa dos poros do concreto.

Outrossim, ao se utilizar cimentos com elevado teor de C_3A , haverá grande quantidade inicial de calor de hidratação desprendido e conseqüente elevação da temperatura, que pode ser prejudicial em obras com grandes massas de concreto, como é o caso de muitas estruturas expostas ao mar. (Neville, 1997).

As adições minerais que possuem teores de aluminatos em sua composição, quando substituem parte do cimento, tendem a provocar alterações na estrutura dos poros, na composição aquosa e aumentam a capacidade e fixação dos íons cloreto.

Conforme Guimarães (2000), concretos executados com cimento Portland comum tem melhor desempenho na proteção do aço do que os concretos com cimento sulforresistente (baixo teor de aluminato tricálcico); cimento com adição de escória ou cinza volante é mais resistente ao ataque de cloretos do que o cimento Portland comum, assim como concretos com sílica ativa e cinza de casca de arroz.

De acordo com Arya et al (1990), apud Guimarães (2000), concretos executados com cimentos com adições de escória ou cinza volante podem fixar, respectivamente, 85% e 57% mais íons cloreto que o cimento Portland comum.

Em outro trabalho de Arya (1995), apud Saciloto (2005), relacionado com as adições minerais e comparação dos efeitos causados na pasta de cimento à fixação de cloretos ou não, concluíram que as misturas que apresentaram maiores taxas de cloretos fixos, não foram necessariamente as que apresentaram a menor taxa de corrosão. E isto se deve, segundo o autor, à grande influência que cada adição exerce sobre a fixação de cloretos, a concentração de OH^- nos poros e a difusão de óxidos e íons ferrosos.

Mehta e Monteiro (1994) em trabalhos sobre concretos de baixa relação água/cimento contendo sílica ativa ou adição de látex estireno-butadieno e submetidos a soluções de ácido clorídrico, sulfúrico, láctico e acético, concluíram que, geralmente, o melhor desempenho é para os concretos que contém sílica ativa e o efeito do látex deu-se por envolver os hidratos protegendo-os dos ataques químicos.

Diversos outros autores podem ser citados ao relacionar-se o tipo de cimento com a penetração de cloretos bem como a utilização de adições e o benefício que essas possam agregar ao concreto para neutralizar os efeitos destes agentes agressivos à armadura. A grande maioria conclui que as adições contribuem na redução da porosidade do concreto, bem como a contribuição dos aluminatos, presentes na composição cimentícia, na fixação dos cloretos.

A Figura 4.11, apresenta gráficos comparativos entre concretos que utilizaram cimento sem adições e com adições relacionando com os diâmetros dos poros formados e a idade dos concretos.

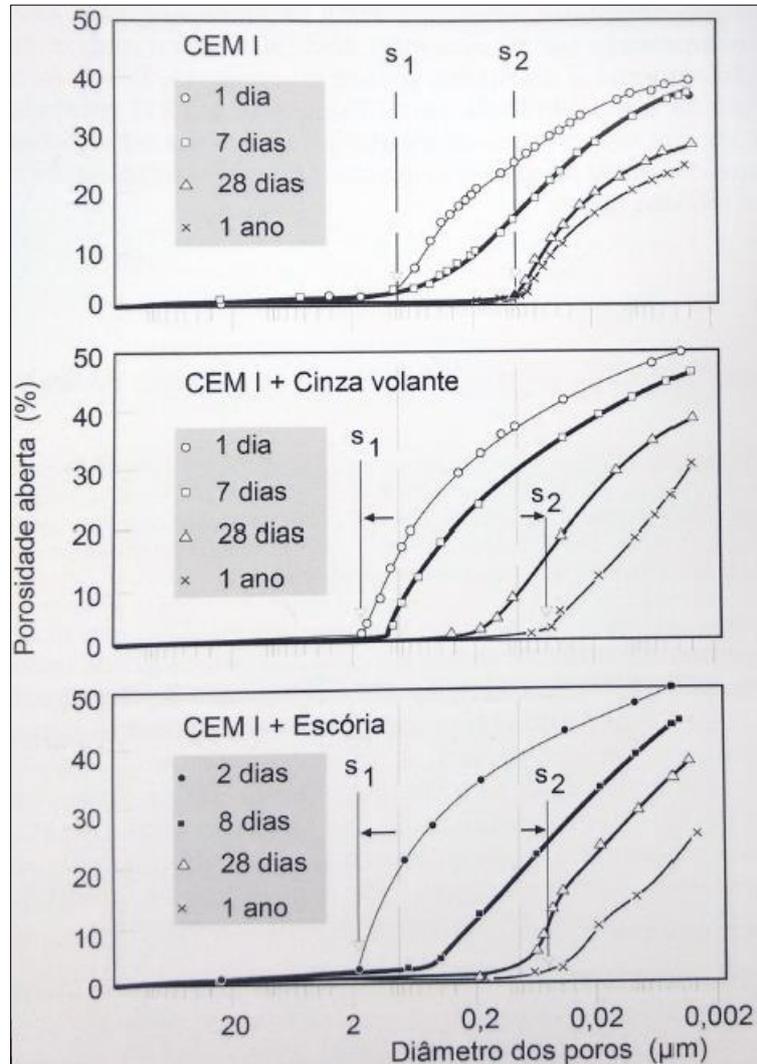


Figura 4.11 - Influência da adição de escória e alto forno ou de cinza volante na evolução da estrutura porosimétrica de pastas de cimento ao longo do tempo.

(Ollivier e Vichot, 2014).

Para a pesquisa de Ollivier e Vichot (2014), cujos dados estão representados em forma de gráfico na Figura 4.11, foram elaboradas todas as pastas com a mesma relação água cimento de 0,45 e o teor de cinza volante em 35% e escória de alto forno em 70%. Nas idades iniciais, o limite de penetração (S_1), representando o maior tamanho dos poros da rede interligada (D_{crit}) aumenta na presença das adições, bem como o percentual de porosidade. Nas idades

mais avançadas a utilização de escória ou cinza volante leva a diminuição dos poros menores da rede de poros mais interligada (S_2), favorecendo a durabilidade.

A escória granulada de alto forno é um subproduto de indústria siderúrgica. Ela adiciona ao cimento Portland, melhor finura e menor área de superfície.

Em alguns países como a Holanda, os cimentos possuem adições de escória de alto forno da ordem de 65-70% sendo os materiais preferidos para as estruturas de concreto marítimas (Zhang, 2014). No Brasil os cimentos com adição de escória de alto forno contem cerca de 35% a 70% deste produto. (ABNT - NBR 5735/1991). A utilização de concretos com cimentos que tem em sua composição adição de escória de alto forno apresentam no estado não saturado uma difusividade menor e isto se deve ao efeito pozolânico, que reduz a porosidade isto é, há um refinamento da porosidade do concreto (Zhang, 2014).

A cinza volante é um subproduto da combustão do carvão na geração de eletricidade isto é, as chamadas termoelétricas que utilizam o carvão mineral como combustível. Consistem principalmente de SiO_2 e Al_2O_3 , mas contêm muito menos CaO em comparação com as escórias de alto forno. O elevado teor de alumina contribui para a capacidade de ligação química em materiais à base de cimento melhorando os produtos confeccionados a base desses cimentos no aspecto da redução da permeabilidade.

4.4.2 Relação água/cimento (a/c)

A relação água/cimento (a/c) é um dos fatores importantes em relação à distribuição dos poros da pasta cimentícia, pois quanto maior a relação a/c, maiores e mais interligados serão os poros da pasta de cimento.

Logo, a relação a/c influirá no ataque de íons cloreto sobre o concreto, pois existe uma relação desse fator com a permeabilidade, ou seja, maior será a facilidade no transporte de cloretos (Mehta, 1994).

Para o autor, acima citado, em pastas de cimento de baixa relação a/c, os vazios capilares podem variar entre 10 e 50 nm, por outro lado, em pastas com elevadas taxas da relação a/c os vazios capilares podem atingir 3 a 5 μm .

Tendo em vista a importância da relação a/c na melhoria da porosidade do concreto e conseqüentemente na defesa ao ataque dos agentes agressores, alguns organismos definem para locais sujeitos a esses agentes, valores máximos para a relação a/c:

- O ACI Building Code 318-2011 define uma relação a/c máxima de 0,40 para concretos expostos à água do mar.
- A ABNT através da Norma Brasileira, NBR (6118/2014) determina os valores de relação a/c de acordo com as classes de agressividade do ambiente da estrutura (Tabela 4.1). A Tabela 4.3, abaixo, transcreve a tabela apresentada nessa Norma:

Tabela 4.3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.
(ABNT - NBR 6118/2014)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (Tabela 1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de cimento por metro cúbico de concreto kg/m ³	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360
NOTA CA Componentes e elementos estruturais de concreto armado; CP Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

- A Norma, a NBR 12655/2006, define em sua tabela 3, outras relações água/cimento máximas para estruturas em situações especiais de exposição. Observa-se assim, a importância que essa relação tem nas questões de durabilidade do concreto. A Tabela 4.4 transcreve a tabela apresentada na Norma acima citada.

Tabela 4.4 - Requisitos para o concreto em condições especiais de exposição.
(ABNT - NBR 12655/2006).

Condições de exposição	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal	Mínimo valor de f_{ck} (para concreto com agregado normal ou leve) MPa
Condições em que é necessário um concreto de baixa permeabilidade à água	0,50	35
Exposição a processos de congelamento e descongelamento em condições de umidade ou a agentes químicos de degelo	0,45	40
Exposição a cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sais, água salgada, água do mar, ou respingos ou borrifação desses agentes	0,40	45

- Souza (2005), apresenta valores máximos da relação a/c de outros países a nível de comparação com à Norma Brasileira. A Tabela 4.5, apresenta a tabela confeccionada por este autor.

Tabela 4.5 - Valores de relação a/c de alguns organismos de outros países.
(Souza, 2005)

NORMA	Zonas Agress.	Concreto Armado
BS 8110-1997	-	0,45
EURO- Proposta por (Andrade et al., 1999)	Zona Submersa	0,45
	Zona Resp./Maré	0,40
ACI COMMITTEE 318/318 R - 1996	-	0,40

Meira (2004) avalia que a relação água/cimento tendo uma forte influência sobre a porosidade do concreto e nesse sentido, pode gerar um concreto mais ou menos denso logo, facilitando ou dificultando o transporte de cloretos por entre a rede capilar dos concretos.

Este autor também apresenta observações de outros autores como Tuutti (1982) e Jaergemann (1990), que em seus estudos concluíram a correspondência entre valores da relação a/c e da penetração de cloretos.

A Figura 4.12 apresenta gráfico que demonstra essa correspondência entre esses parâmetros do concreto.

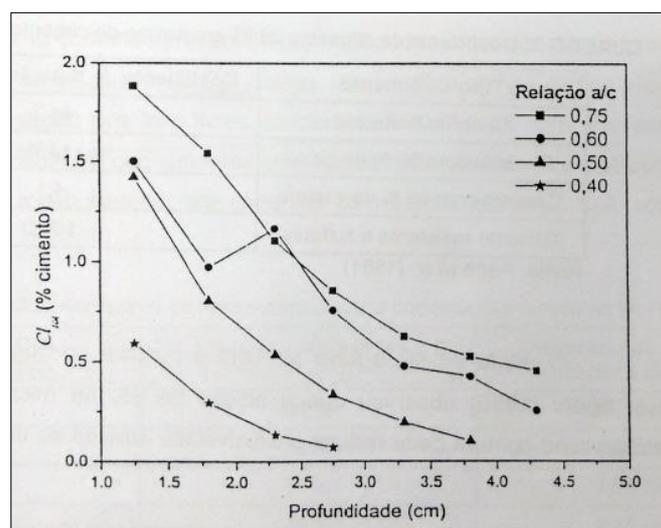


Figura 4.12 - Efeito da relação água/cimento na penetração de cloretos.

(Jaergemann, 1990; apud Meira, 2004).

4.4.3 Grau de Hidratação da pasta cimentícia

O cimento Portland anidro não é um material cimentante tão somente com areia e agregado graúdo, ele irá adquirir propriedade adesiva quando misturado com água. A reação química entre a água e o cimento é o que se chama de hidratação do cimento gerando produtos que possuem características de pega e endurecimento (Mehta, 1994).

Conforme Souza (2005), o grau de hidratação do concreto é um fator que deve ser levado em conta, pois dependendo do estágio de hidratação, maior ou menor poderá ser a porosidade capilar.

Vários fatores podem contribuir para uma melhor hidratação do concreto, dentre eles a correta dosagem do concreto, a cura do concreto de acordo com as condições do ambiente em que se encontra e a qualidade do cimento e dos agregados.

Portanto há de se ter em vista os procedimentos acima para que a devida hidratação do aglomerante aconteça e obtenha-se o concreto com a durabilidade requerida para onde está situado.

4.4.4 Consumo de cimento

Cabendo à relação água/cimento o parâmetro que mais influência tem na porosidade do concreto, o consumo de cimento tem assim, papel secundário, mas não menos importante. A própria normalização mundial define taxas mínimas de cimento por unidade de volume de concreto, dependendo do local onde está o concreto, evidentemente.

A Tabela 4.3 apresentada no item 4.4.2, que define parâmetros mínimos devido à correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (ABNT - NBR 6118/2014), sendo um destes parâmetros mínimos o consumo de cimento para cada classe de agressividade da região em que o concreto esteja localizado.

Segundo Souza (2005), a Norma Britânica BS 8110-1997, define o consumo mínimo de cimento para concretos situados em ambiente marítimo, o valor de 400 kg/m^3 . A Norma Europeia (EURO) na proposta de Andrade et al (1999), divide o ambiente marítimo em zona submersa, zona de respingo e maré e em zona aérea, definindo valores mínimos da taxa de cimento em 300, 325 e 300 Kg/m^3 , respectivamente.

Para um maior consumo de cimento no concreto, haverá maior quantidade de clínquer e conseqüentemente uma maior capacidade volumétrica de fixação dos cloretos, logo o fluxo de

cloreto reduz, o que é bom para a durabilidade. (Byfors, 1990; apud Meira, 2004). Complementando, nesse aspecto abordado pelos autores acima, pode-se afirmar que o maior consumo de cimento irá gerar uma quantidade menor de zonas de transição entre o agregado e o cimento, o que também melhora o nível de porosidade do concreto.

4.4.5 A Cura do Concreto

O processo de cura no concreto pós-lançado, é um importante meio de manter ou melhorar as condições a que foi proposto o concreto. Uma cura mal feita ou insuficiente certamente causará ao concreto efeitos danosos na sua vida útil.

Segundo Page et al (1981), conforme o tipo de cura, haverá uma estrutura de poros na pasta de cimento, alterando a porosidade do concreto.

Quando a cura é mais prolongada o tempo de início de corrosão é substancialmente aumentado. Com o avanço da idade e com a evolução da hidratação dos compostos do cimento, a resistência da zona de transição pode tornar-se igual ou superior a resistência da matriz da pasta, o que ocorreria como resultado da cristalização de novos produtos nos vazios da zona de transição através das reações químicas lentas entre os constituintes da pasta de cimento e o agregado (Neville, 1997).

Para Guimarães (2000), a cura é importante para a durabilidade do concreto armado. Conforme o tipo de cura haverá uma estrutura de poros na pasta de cimento, alterando a permeabilidade do concreto.

Para Jaegermann (1990), apud Meira (2004), o efeito da cura com o passar do tempo, sobre as camadas nas quais os limites de cloretos são atingidos, é menos expressivo do que nas primeiras idades. Na Figura 4.13 observa-se, através de gráfico, esta afirmação dos autores acima citados.

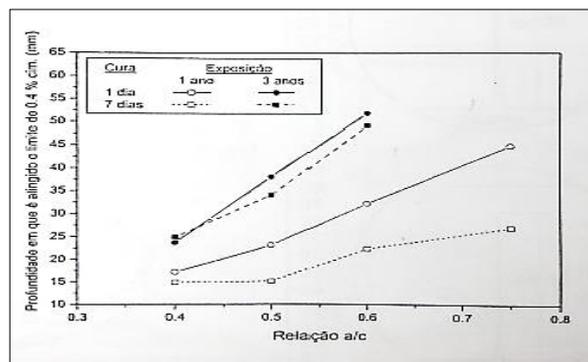


Figura 4.13 - Efeito da cura e da relação água/cimento na profundidade do limite de cloretos. (Jaergermann,1990; apud Meira, 2004).

Na Figura 4.13 observa-se que a cura é um fator que influencia o avanço da frente de cloretos, mas em consonância com a relação água/cimento.

A devida cura nos primeiros dias de idade do concreto tem grande influência nas propriedades de transporte de agentes agressivos no interior do concreto. Este fator torna-se mais importante quando há utilização de adições minerais na substituição parcial do cimento, como a cinza volante, segundo Shafiq e Cabreira (2004), apud Saciloto (2005).

Conforme estes autores, vários pesquisadores têm relatado que concretos com esta adição necessitam de cura mais prolongada para que os benefícios da utilização da cinza volante para que o refinamento dos poros, sejam alcançados.

Saciloto (2004), também cita vários outros autores que tem efetivado estudos para determinar os efeitos dos métodos de cura sobre a penetração de cloretos, o coeficiente de difusão e o potencial de corrosão da armadura. Dentre eles, destaca este autor, os pesquisadores: Tan e Gjörv (1996), Wee et al (2000), Hoffmann (2001), entre outros.

Um destes autores, citados por Saciloto (2004), verificaram que o coeficiente de difusão de íons cloreto diminui com o prolongamento da cura úmida de 3 para 7 ou 28 dias, tanto para concretos com adições de sílica ativa ou com adição de escória de alto forno, bem como para concretos sem adições. No entanto, estes autores concluíram que a diminuição do coeficiente de difusão foi maior nos concretos com adição de sílica ativa. (Wee et al, 2000).

Para relações a/c menores o efeito do tempo de cura é menor. Isso porque o concreto com baixa relação a/c atinge em menor idade a resistência ao aparecimento de fissuras devido à retração do concreto (Helene, 1994).

4.4.6 Fissuras

As fissuras existentes nas estruturas de concreto, sejam estruturais, sejam ocasionadas pela cura insatisfatória, pela expansão causada por fatores diversos e outras causas, darão certamente uma contribuição para a entrada de agentes agressivos no interior da massa cimentícia.

Formam-se regiões anódicas no interior das fissuras e regiões catódicas maiores junto a elas, além de permitir a penetração de elementos agressivos com maior facilidade (Andrade, 1992). E a intensidade do ataque depende das dimensões da fissura, qualidade do concreto e da relação entre a área da região catódica e a área da região anódica (Helene, 1994).

Em diversas estruturas analisadas, localizadas em ambiente marítimo, foram observadas que as vigas são mais suscetíveis à deterioração que paredes de concreto. Deve-se isto, o fato de que as fissuras são mais presentes em peças com maiores esforços de tração, segundo Bury e Domone (1974), apud Guimarães (2000).

Bakker (1988), apud Meira (2004), verificaram que há um incremento da concentração de cloretos nas proximidades das fissuras, embora observassem que este acréscimo foi muito pequeno em fissuras com aberturas menores ou iguais a 0,2 mm.

A Figura 4.14 representa em forma esquemática e de gráfico a relação entre a dimensão da abertura da fissura e o ataque de cloretos.

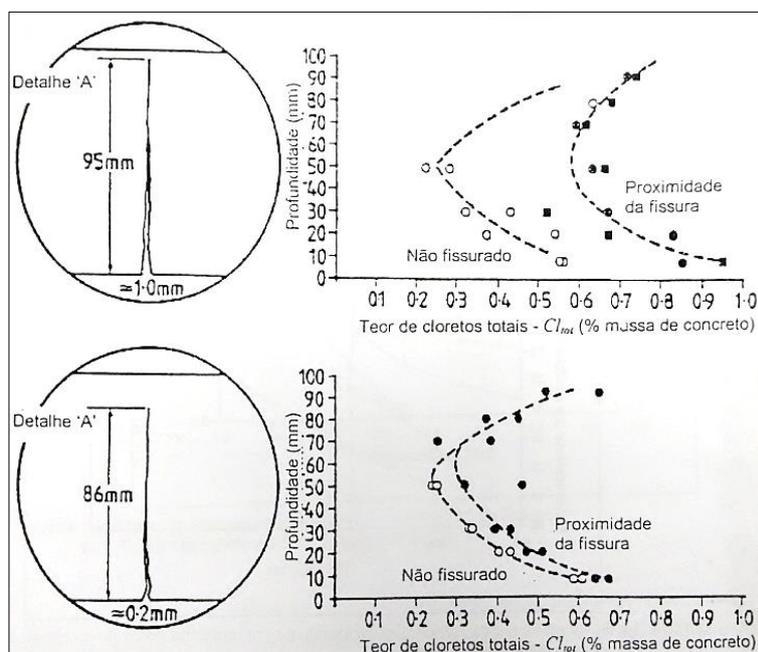


Figura 4.14 - Penetração de cloretos no concreto fissurado.

(Mangat, 1987; apud Meira 2004)

4.4.7 Grau de Carbonatação

Para Tuutti (1982), o processo de carbonatação presente no interior da massa cimentícia, pode liberar íons cloreto fixados na pasta endurecida, provocando uma elevação do teor desses íons livres, facilitando o aumento de sua concentração o que poderá causar a despassivação da armadura.

A combinação destes dois mecanismos de agressão ao concreto pode aumentar a intensidade da ação corrosiva do aço, sendo que esta é a causa de muitos problemas severos de corrosão da armadura do concreto. (Bakker, 1988; apud Guimarães, 2000).

4.4.8 Porosidade

A movimentação, através dos mecanismos de transporte (absorção capilar, difusão iônica, permeabilidade e migração iônica), dos íons cloreto e de outras substâncias nocivas ou não no interior do concreto está intrinsecamente relacionada com a estrutura porosa da pasta de cimento endurecida. Neste sentido a interconexão dos poros, que determina a porosidade aberta, e a distribuição do tamanho dos poros constituem-se fatores importantes na questão da vida útil das estruturas de concreto armado.

A porosidade aberta possibilita o transporte das substâncias e caracteriza a permeabilidade da pasta; por sua vez, o tamanho dos poros interfere na velocidade de transporte (Casudo, 1997).

Segundo Isaía (2000), a presença de poros após a completa hidratação dos compostos cimentícios deve-se ao fato de que os produtos de hidratação formados ocupam menor volume que a soma dos respectivos volumes absolutos do cimento anidro e água.

Para este autor a porosidade e a distribuição do tamanho dos poros são os determinantes da permeabilidade, sendo que somente os poros situados acima de 50 nm e 100 nm contribuem significativamente para o transporte de massa através do concreto.

Para Mehta e Monteiro (1994) a porosidade total não é o mais importante e sim a distribuição do tamanho dos poros, pois essa irá controlar efetivamente a resistência, a permeabilidade e as variações de volume da pasta de cimento endurecida.

Esses autores observaram também que a distribuição do tamanho dos poros é afetada pela relação a/c e pelo grau de hidratação (idade) do cimento. E os poros maiores (> 50 nm)

influem na resistência à compressão e permeabilidade, enquanto que os poros pequenos (< 50 nm) influem na retração por secagem e molhagem.

Para Guimarães et al (2012), a determinação da relação entre o volume de poros com diâmetro maior ou igual ao diâmetro crítico (D_{crit}) e o volume total de poros que resulta na percentagem de poros mais interconectados é mais importante do que o volume total de poros, eis que apenas os poros mais interligados influirão na qualidade do concreto. Quanto menor esta relação, mais refinada é a rede de poros e maior a resistência ao ataque de agentes agressivos.

A porosidade é considerada uma importante referência para definir a durabilidade do concreto, tal conceito é compactuado por várias normas e estudos que avaliam a vida útil das estruturas de concreto. Conforme Sakurai (2009), apud Camacho (2014), somente o fator presença de poros não é condição suficiente para se classificar um concreto a luz da durabilidade, tem-se de analisar também a distribuição geométrica e espacial da rede porosa. Materiais podem apresentar a mesma porosidade, no entanto a ligação entre os poros, isto é, sua interconectividade pode ser diferente e a resposta ao ataque de agentes agressivos conseqüentemente apresentar resultados distintos.

Os vazios provocados pela formação de bolhas de ar também participam da formação da rede porosa no interior da massa cimentícia, cujos diâmetros são variáveis, podendo apresentar valores de grandeza de micrometros a nanômetros. (Chatterji, 2004; apud Camacho, 2014).

Essa rede porosa formada por diversos orifícios de diferentes diâmetros tem um grande grau de complexidade, pois é impossível que seus extremos coincidam no sentido longitudinal com o princípio e o término do comprimento de uma peça de concreto, ou seja, há uma inter-relação entre os poros de tal forma que esta rede pode ser confundida como uma “teia”, mas sem a regularidade geométrica e física e cuja dimensão longitudinal pode ser até maior que o comprimento da peça.

A Tabela 4.6 mostra a classificação dos poros do concreto, segundo vários autores, de acordo com o tamanho (diâmetro).

Tabela 4.6 - Classificação dos poros na pasta de cimento endurecida.
(Traduzida de Camacho, 2014)

IUPAC		S. Mindess (2002)		P. Metha (2001)	
Nome	Tamanho	Nome	Tamanho	Nome	Tamanho
Microporos	< 2 nm	Microporos “intercapa”	< 0,5 nm	Espaço interpartículas entre as capas de C-S-H	1 - 3 nm
		Microporos	0,5 - 2,5 nm		
Mesoporos	2 - 50 nm	Capilares pequenos (gel)	2,5 - 10 nm	Poros capilares (a/c baixa)	10 - 50 nm
		Capilares medianos	10 - 50 nm	Poros capilares (a/c alta)	3 - 5 µm
Macroporos	> 50 nm	Capilares grandes	50 nm - 10 µm	Ar incorporado	5 - 1000 µm
		Ar incorporado	> 10 µm		

Na Tabela 4.6 a denominação “microporos” ou também denominados de poros de gel, relacionam os espaços inter-laminares do gel C-S-H. Representam aproximadamente 28% da porosidade total e devido às suas pequenas dimensões não influem na durabilidade do concreto, outrossim podem influir pela presença de água em seu interior na estabilidade volumétrica do conjunto, gerando inconvenientes na retração e fluência do concreto (Mehta e Monteiro, 1992).

Os poros capilares, que na Tabela 4.6 define como “mesoporos” e “macroporos”, representam os espaços não preenchidos pela pasta endurecida do cimento podendo conter água que não reagiu no processo de hidratação do cimento. Logo o volume destes poros está relacionado com a relação água/cimento do concreto e o grau de hidratação do cimento (Camacho, 2014). Ainda de acordo com a Tabela 4.6, os poros capilares com tamanhos maiores que 50 nm, são conhecidos como “macroporos”, sendo este os maiores responsáveis pela entrada dos agressores dissolvidos em fluidos, por força capilar e tensão superficial no concreto. Influem assim, na permeabilidade do concreto e conseqüentemente na durabilidade.

Conforme Camacho (2014), a porosidade do concreto é função do tipo de cimento, da dosagem do concreto, da relação água/cimento, do processo de compactação, utilização de aditivos, grau de compacidade da massa, método de cura e idade.

Na Figura 4.15 pode-se observar a distribuição dos poros na pasta de cimento (Mehta e Manmohan, 1980). Os pontos de mudança brusca nas curvas indicam o diâmetro crítico para pastas com diferente relação a/c.

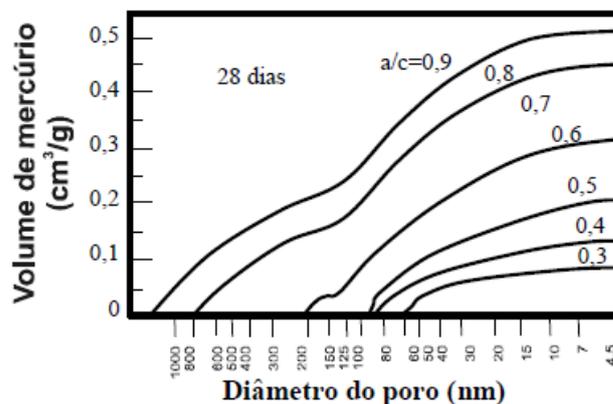


Figura 4.15 - Distribuição dos poros na pasta de cimento (Mehta e Manmohan, 1980).

Na Figura 4.15 verifica-se que o diâmetro crítico é o mesmo para pasta de cimento com relação a/c variando de 0,9 a 0,6 porém, o percentual de volume de poros com diâmetro maior que o diâmetro crítico diminui da relação a/c 0,9 para 0,6. O volume de poros maiores que o diâmetro crítico é da ordem de 15% do volume total de vazios para pasta de cimento com relação a/c de 0,6. Sendo assim, o percentual de poros maiores que o diâmetro crítico para pasta de cimento com relação a/c de 0,5 deve ser menor que 15% do volume total de vazios.

4.4.9 Tipo de Superfície Exposta

O tipo de superfície e sua condição de exposição ao ataque de íons cloreto é outro fator cujos resultados irão influenciar na durabilidade das estruturas de concreto.

Exemplificando tal assertiva, recorre-se aos estudos de Guimarães et al (1999) que analisaram os efeitos da posição da superfície do concreto em relação à superfície de concretagem.

Estes autores compararam o desempenho de superfícies externas de concreto e de testemunhos retirados do interior de corpos de prova, quanto ao ataque de gás carbônico e

íons cloreto. Utilizaram quatro traços de concreto com diferentes relações a/c e várias consistências.

A Figura 4.16 ilustra a obtenção das amostras obtidas e o fatiamento em três unidades para a análise a partir das faces verticais e horizontais. A denominação das amostras são VT, VF, HL VC e HC sendo, respectivamente, superfície de topo, fundo, laterais e internas, a indicação de “V” e “H” nessa denominação das amostras refere-se à direção da extração das amostras, sendo o “V” relacionado à extração vertical e o “H” à extração horizontal.

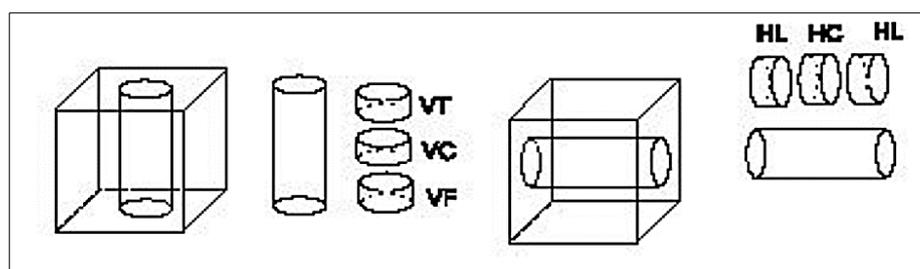


Figura 4.16 - Posição da extração dos corpos de prova. (Guimarães et al, 1999).

Para todas as amostras foram realizados ensaios de penetração acelerada de cloretos por diferença de potencial (migração) e de carbonatação em câmara com 100% de CO₂.

Ao analisar os dados obtidos, os autores verificaram que as superfícies externas laterais e de fundo apresentaram melhores desempenhos ao ataque dos agentes agressivos em relação ao topo e as superfícies internas extraídas dos corpos de prova.

A Tabela 4.7 demonstra os resultados obtidos por Guimarães et al (1999).

Tabela 4.7 - Ensaio de penetração de íons cloreto, média dos resultados aos 28 dias de idade. (Guimarães et al, 1999).

TRAÇO	1:6:0,55	1:5:0,55	1:4:0,55	1:4:0,44
	CP (C)	CP (C)	CP (C)	CP (C)
VT	2885,5	3473,0	*	2626,0
VC	2897,0	3299,5	3158,0	2776,5
VF	2233,0	2532,0	2748,5	1533,0
HL	2481,5	2580,0	3021,5	1937,0
HC	2845,0	3366,0	3763,5	2653,0

Na Tabela 4.7 as expressões: *CP* indica a carga passante (Coulombs); *VT* indica face de topo; *VC* indica as faces internas; *VF* indica a face de fundo, todas com extração vertical; *HL* indica a face lateral e *HC* indica a face interna, todas com extração horizontal.

Os dados da Tabela 4.7 confirmam também de que a maior resistência aos agentes agressivos foi obtida pelas amostras com menor relação *a/c*.

Guimarães (2000) realizou pesquisa, onde ficou evidenciada a diferença de comportamento do concreto frente ao ataque de íons cloreto devido à diferença dos tipos de superfície em relação à superfície de concretagem, no cais do Terminal de Containers (TECON) no porto do Rio Grande (RS), Brasil.

Nestes estudos elaborados por este pesquisador foram analisados dois pontos de estacas pranchas do cais, denominados de ES e ESF os quais representavam as superfícies de topo e de fundo, respectivamente, em relação à superfície de concretagem. A superfície de fundo apresentou um melhor comportamento à penetração de íons cloreto do que a superfície de topo, embora ambas estivessem expostas ao mesmo micro-ambiente.

4.4.10 Efeito da zona de transição

A zona de transição é geralmente considerada como o terceiro constituinte morfológicamente influente nas propriedades importantes do concreto. Conceitualmente é a fronteira entre o agregado e a matriz da pasta de cimento. Pode ser composta das fases similares à matriz da pasta de cimento, mas possui propriedades de microestrutura, morfologia e densidade diferentes. A espessura da zona de transição situa-se na faixa de 10 e 50 μm (Zhang, 2014). Devido à sua porosidade, a zona de transição tem um papel importante na resistência mecânica e nas propriedades de transporte de materiais à base de cimento. O coeficiente de migração de cloreto da zona de transição é cerca de 1,5 a 2,8 vezes do que aquele da matriz cimentícia (Yang et al (2002); apud Zhang, 2014).

Também tem sido relatado que materiais pozolânicos podem influenciar a microestrutura da zona de transição proporcionando melhoria nas propriedades de transporte de agentes agressivos ao concreto, isso devido à reação entre a pozolana e o hidróxido de cálcio que forma grande parte da zona de transição (Larbi, 1991; apud Zhang, 2014).

4.4.11 Grau de Saturação (GS)

Por definição grau de saturação (GS) do concreto é a relação entre o teor de umidade e absorção máxima em percentual, tem grande relação sobre a difusão dos cloretos na pasta de cimento, sendo que deve ser levado em conta na previsão de vida útil das estruturas de concreto armado. (Guimarães e Helene, 2001).

Camacho (2014) definiu GS como um parâmetro utilizado para expressar a umidade no concreto.

Pesquisa realizada por Guimarães (2000) em amostras de pastas de cimento, levando em conta a primeira lei de Fick mostrou uma grande influência do GS sobre a difusão de íons cloreto.

Posteriormente, Guimarães e Helene (2001), realizaram alterações na metodologia deste ensaio, com a utilização de argamassa e agregado miúdo, procedendo a análise pela segunda Lei de Fick e obtendo resultados que demonstraram uma grande influência do GS no mecanismo da difusão.

Uma abordagem mais completa sobre o grau de saturação e sua influência na difusão de íons cloreto, será dada no capítulo seguinte deste trabalho.

5. O GRAU DE SATURAÇÃO (GS) DO CONCRETO E SUA INFLUÊNCIA NA DIFUSÃO DE ÍONS CLORETO

5.1 INTRODUÇÃO

O Grau de Saturação (GS) é definido como o percentual do teor de umidade no concreto em relação à absorção máxima de água.

O grau de saturação pode ser obtido pela expressão abaixo (5.1)

$$GS = \frac{A_d}{A_{m\acute{a}x}} \cdot 100 \quad (5.1)$$

Onde:

GS = indica o grau de saturação em percentual,

A_d = absorção diária da amostra (5.2)

$A_{m\acute{a}x}$ = indica a absorção máxima.

$$A_d = \frac{M_d - M_s}{M_s} \cdot 100 \quad (5.2)$$

Onde:

M_d = indica a massa da amostra no momento da pesagem (com umidade),

M_s = indica a massa seca da amostra a 105 °C.

Em síntese o GS é uma medida relacionada com o teor de umidade do concreto. Essa umidade tem início em sua camada mais externa, evoluindo para seu interior. Conforme ocorrem variações climáticas, dá-se início a um processo de molhagem e secagem do concreto, ou seja, há uma variação do grau de saturação.

Pela camada externa do concreto, penetram os agentes que o atacam, como o cloreto, por exemplo. Uma vez no interior do concreto, o cloreto tende a difundir-se até atingir a barra de

ação, despassivando-a. E o grau de saturação deste concreto, como foi demonstrado por diversos autores, é relevante neste processo de deterioração do concreto.

5.2 ESTUDOS REALIZADOS SOBRE O GS E SUA INFLUÊNCIA NA DIFUSÃO

5.2.1 Estudos de Hedenbland (1995)

Hedenbland (1995) demonstrou teoricamente a influência do teor de umidade na difusão de cloretos, mostrando uma maior influência do grau de hidratação do cimento que do GS. Provavelmente o grau de hidratação foi um pouco maior nos grupos com maior GS e mesmo assim esses apresentaram coeficientes de difusão bem maiores, mostrando uma grande influência do GS. Este autor já alertava que além do GS as precipitações de alguns elementos nos poros da pasta de cimento poderiam diminuir o coeficiente de difusão dos cloretos.

5.2.2 Estudos de Martys (1999)

Martys (1999) simulou, utilizando um programa computacional, a difusão de íons em poros médios (rede interligada) cheios com dois fluídos, sendo um predominantemente molhável e o outro não molhável como por exemplo, a água e o ar, correlacionando o GS da rede de poros mais interligada simulada, com o GS da pasta de cimento endurecida, considerando o volume total de poros.

Os resultados obtidos por este autor apresentaram uma maior influência do GS que os resultados da pesquisa de Guimarães (2000). No entanto, na pasta de cimento, temos a influência dos poros menores que o diâmetro crítico na difusão de íons. Essa influência é relativamente pequena quando a pasta de cimento está saturada. No entanto, quando há pouca umidade na rede interligada, a influência dos poros pequenos deve ser considerável.

Como exemplo, em pasta endurecida com relação a/c de 0,5 que, segundo Mehta (1994), possui aproximadamente 15% de volumes de poros mais interligados para GS de 90% que equivale aos poros interligados possuírem aproximadamente 33% de água do volume total de vazios (5% de água em 15 % de volume de vazios). Para este valor Martys (1999) obteve uma relação entre o coeficiente de difusão da pasta não saturada e a pasta saturada ($D_{ef}/D_{máx}$) de 0,15, enquanto que nos ensaios de Guimarães (2000), este obteve 0,32.

A Figura 5.1 apresenta gráfico de Martys que mostra a relação entre $D_{ef}/D_{máx}$ e o GS.

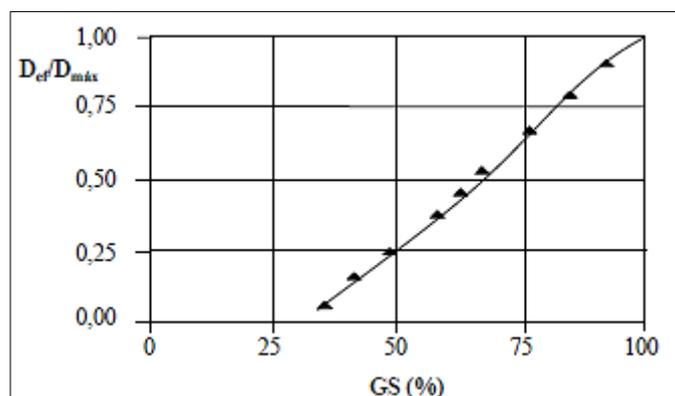


Figura 5.1 - Relação entre coeficiente de difusão da pasta não saturada e da pasta saturada $D_{ef}/D_{máx}$ (Martys, 1999; apud Guimarães, 2000).

5.2.3 Estudos de Guimarães (2000)

Guimarães (2000) realizou pesquisas em corpos de prova elaborados com cimento Portland de alta resistência inicial (ARI) para determinação do GS em pastas de cimento utilizando os critérios da 1ª Lei de Fick.

Ao verificar perfis de penetração de íons cloreto em obras situadas em ambiente marítimo, de idade superior a 20 anos, com os modelos deterministas baseados exclusivamente na Lei de Fick, Guimarães (1997) observou grande diferença entre a profundidade que seria prevista para frente de ataque e a existente na estrutura analisada em zona de maré, zona de respingo ou zona de névoa.

Posteriormente, Guimarães (2000) constatou que em superfícies possuindo alto teor de íons cloreto (2% em relação à massa de cimento) tanto em época de chuva intensa (inverno) como em época de estiagem (verão) e considerando fatores como a variação da resistência à compressão, variação sazonal da temperatura, tipo de cimento e relação a/c, havia uma grande diferença entre a profundidade de ataque prevista por métodos deterministas e a profundidade efetiva obtida por perfis de penetração de cloretos em cais marítimo no extremo sul do Brasil. Nesta pesquisa, o autor moldou 50 corpos de prova (CP) com 30 mm de diâmetro e 45 mm de comprimento, em moldes plásticos e 5 CPs com 50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, para ensaios de caracterização.

Para a contaminação com cloretos dos CPs, Guimarães depositou sobre o topo destes uma camada de calda de cimento com 5% de NaCl e após a estabilidade para os GS desejados, foram elaborados os perfis de cloretos. Foram obtidos GS de aproximadamente 55%, 75%, 90% e 100%.

Com os resultados obtidos, Guimarães (2000) verificou que realmente o GS é importante na estimativa do coeficiente de difusão de íons cloreto do concreto. Este autor sugere que, no entanto, há necessidade de se descrever o comportamento da água no interior da massa endurecida a fim de se analisar a rede de poros. Quando a conexão desses poros se estabelece havendo água acumulada, haverá transporte de massas, proporcionando o fluxo de agentes nocivos ao concreto, entre eles os íons cloreto.

A Figura 5.2 mostra os resultados dos ensaios referentes a essas pesquisas de Guimarães, (2000).

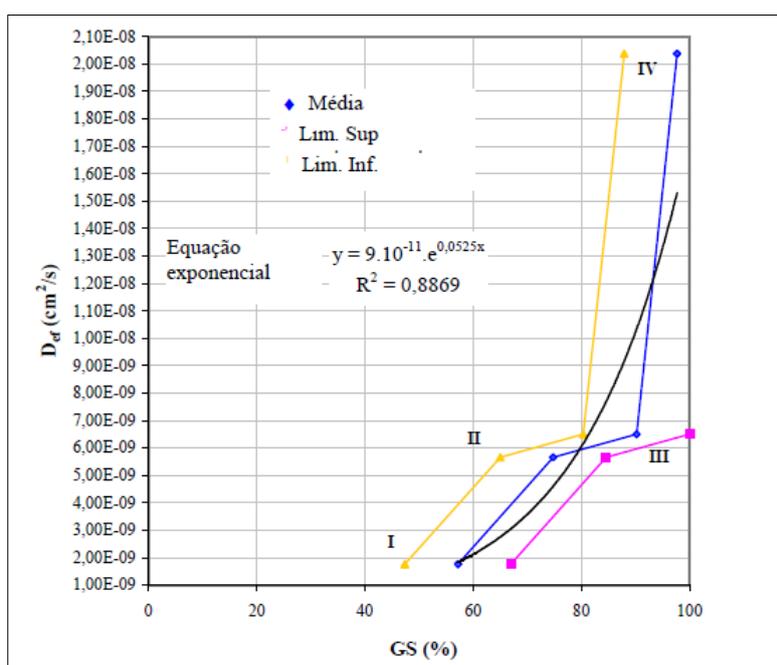


Figura 5.2 - Valores médios do coeficiente de difusão efetivo em função do GS e o intervalo de confiança na média do GS (confiança de 95%).

(Guimarães, 2000).

Na Figura 5.2 visualizam-se os valores médios de GS, a curva exponencial e o intervalo de confiança na média (confiança de 95%). A curva designada por “limite superior” refere-se ao limite superior do intervalo de confiança e a curva designada por “limite inferior” refere-se ao limite inferior do intervalo de confiança.

Verifica-se também nessa Figura 5.2 que entre os pontos IV e III a seção transversal de difusão dos íons diminui rapidamente, devendo-se à diminuição do GS isto é, diminui mais acentuadamente a água na rede de poros com diâmetros maiores que o diâmetro crítico (D_{crit}). Para os pontos III e II, com GS entre 85% e 75%, o coeficiente de difusão já começa a decrescer de forma menor, devido ao início da perda de água nos poros menores que o diâmetro crítico e isto deve ocorrer até começar a diminuir a água adsorvida nas paredes dos poros maiores que D_{crit} . (entre os pontos II e I).

Para Guimarães (2000) ao conhecer o comportamento da água na rede de poros da pasta de cimento endurecida se entenderá melhor sua atuação no processo de transporte de massa pelo interior desta rede porosa, sendo o diâmetro crítico desta rede porosa um parâmetro muito importante. O diâmetro crítico é a menor dimensão de poro a partir da qual se estabelece uma rede de poros conectados que permite o transporte de massa através desta rede interiorana do concreto. A Figura 5.3 representa o comportamento da rede porosa com diferentes graus de saturação do concreto com relação a/c de 0,5.

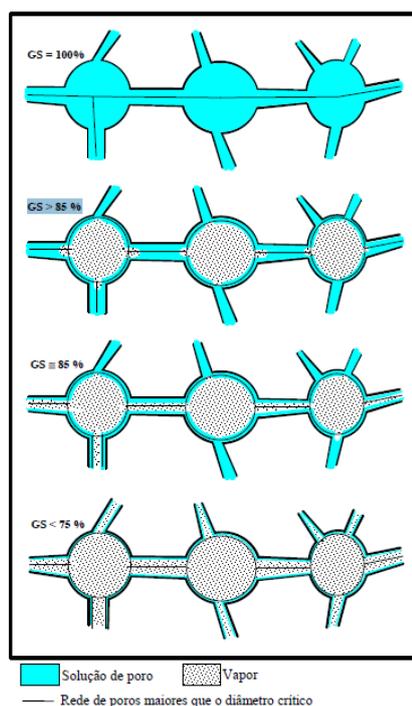


Figura 5.3 - Redes de poros da pasta de cimento endurecida com diferentes valores de GS.

(Guimarães, 2000).

Conclusões de Guimarães conforme a Figura 5.3:

- Na pasta de cimento endurecida saturada (GS=100%) todos os poros acima do diâmetro crítico estão cheios de água, facilitando a difusão de íons. A seção transversal destes poros é a seção transversal da difusão.
- Diminuindo o GS de 100% até aproximadamente 85% deve diminuir mais acentuadamente a água na rede de poros com diâmetros maiores que o diâmetro crítico. A rede de poros interligada (diâmetro dos poros > diâmetro crítico) terá apenas água adsorvida. Logo a seção transversal de difusão dos íons pode diminuir muito. Nesse caso, os íons também têm que percorrer distâncias maiores, pois precisam circundar o poro para ultrapassá-lo. Para pequenas espessuras de água (0,9 nm) é de se esperar que os elementos precipitados, como o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , tornam-se obstáculos que dificultam a passagem dos íons cloretos, os quais possuem diâmetro de 0,36 nm.
- Para GS menor que 85% o coeficiente de difusão deve diminuir com menos intensidade, provavelmente devido ao início da perda de água nos poros menores que o diâmetro crítico, poros esses com menor influência no transporte de massa.
- Mehta e Manmohan (1980) mostram que o diâmetro crítico para a pasta com relação a/c de 0,5 (Figura 4.16 do item 4.4.8) é de aproximadamente 80 nm, e a condensação em poros desse tamanho ocorre com UR maior que 95% (Quénard e Sallée, 1991). Portanto, diminuindo a UR de 95% esses poros tendem a ficar cheios com vapor de água e uma camada de água adsorvida em suas paredes com uma espessura de aproximadamente 0,2 nm, 0,45 nm e 0,9 nm para UR de 10%, 50% e 95%, respectivamente, conforme Figura. 5.4 (Quénard e Sallée,1991).

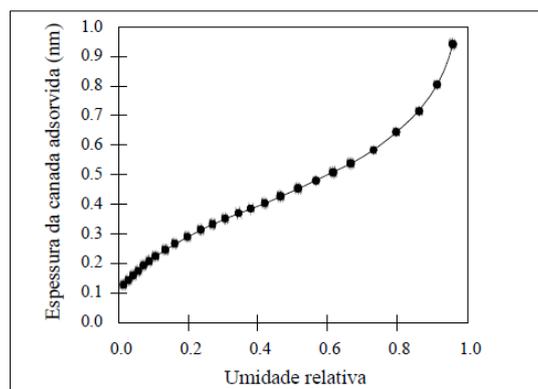


Figura 5.4 - Espessura da camada de água adsorvida nas paredes dos poros em função da Umidade Relativa (UR). (Quénard e Sallée, 1991).

- Os ensaios descritos por Mehta et al (1992) parecem estar de acordo com os resultados obtidos nesse ensaio de Guimarães. Mehta et al (1992) realizaram ensaios correlacionando o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão, mostrando que, quando o vapor se deslocava no mesmo sentido dos íons cloreto o coeficiente de difusão foi bem maior que no caso contrário. Observa-se isto na Figura 5.5 quando o vapor se desloca no mesmo sentido dos íons cloreto as primeiras camadas por onde esses íons penetram possuem um teor de umidade maior do que quando o vapor é em sentido contrário.

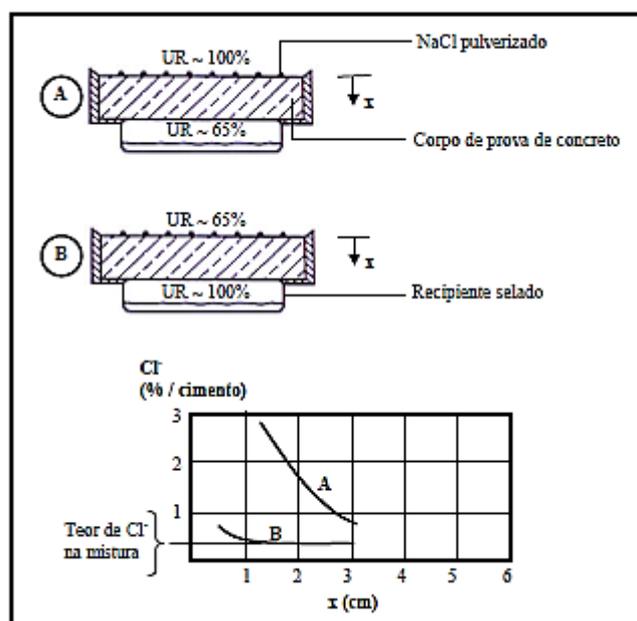


Figura 5.5 - Ensaio correlacionando o sentido do vapor da água com o coeficiente de difusão. (Mehta et al 1992).

Nos estudos de Guimarães (2000), nesta pesquisa, foi considerado, para a determinação do coeficiente de difusão, fluxo de íons cloreto em regime permanente.

Em pesquisa posterior, para facilitar a determinação do coeficiente de difusão utilizou a segunda Lei de Fick, ou seja, em regime não permanente, foi mantido constante o teor de íons cloreto na superfície dos CPs durante o ensaio, modificando a metodologia de ensaio como será explicada no Capítulo 6.

Concluindo esta síntese da pesquisa de Guimarães (2000) pode-se dizer que, entre outras conclusões, esse autor deduziu que a difusão de íons cloreto é diretamente proporcional ao GS e este deve ser considerado nos modelos de vida útil das estruturas de concreto armado em ambiente marítimo.

5.2.4 Estudos de Climent et al (2002)

Climent et al (2002) realizaram estudos com o objetivo de medir o coeficiente de difusão de cloretos em concretos não saturados com controle sobre a quantidade de água.

O procedimento adotado consistiu em submeter amostras de concreto à contaminação com os produtos de combustão de PVC, que contêm principalmente cloreto de hidrogênio gasoso.

Segundo os autores o experimento permitiu estudar a influência do grau de saturação de água de concreto pelo mecanismo da difusão de íons cloreto evitando as contribuições de outros diferentes mecanismos de transporte. Os perfis de concentração de cloretos obtidos em intervalos de tempo selecionados foram ajustados para uma solução particular da segunda Lei de Fick.

Quanto à relação esperada entre os cloretos, o coeficiente de difusão e o grau de saturação de água no concreto, os autores ressaltam que se deve levar em conta que as espécies iônicas são transportadas pela fase líquida que existe no interior da rede de poros do concreto. Se o transporte de água é contido e na ausência de outros campos de força, os cloretos só podem difundir-se através da solução de poro, este movimento é muito restrito, logo acaba não existindo um fluxo contínuo de água.

Afirmam Climent et al (2002) que estudos anteriores, sobre o transporte de água gasosa através do concreto, têm mostrado que este líquido de percolação por via contínua geralmente existe para concreto em equilíbrio com a umidade relativa (UR) superior a cerca de 70%. Ou seja, o coeficiente de difusão deve ser insignificante abaixo de um determinado teor crítico de umidade ou UR crítica de mesmo valor, sendo assim é razoável que coeficiente de difusão dos os íons cloreto é fortemente dependente da UR da atmosfera em equilíbrio com o concreto, especialmente para valores próximos a 70%.

Para esta pesquisa os autores confeccionaram amostras de concreto cilíndrico, de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro, com dois traços diferentes, consumo de cimento de 350 kg/m³ para os dois tipos e relação água cimento de 0,5 e 0,6. Os cimentos utilizados foram diferentes, nas amostras com relação a/c de 0,5 foi utilizado cimento Portland composto de adições de material calcário em sua fabricação, na ordem de 6 a 20%, com resistência de 32,5 MPa. Para o concreto com relação 0,6 os autores utilizaram o mesmo tipo, porém, com resistência de 42,5 MPa e com maior resistência inicial em relação ao cimento utilizado nas outras amostras. Estas misturas são designadas como H-25 e H-35, respectivamente.

As relações mútuas entre o grau de saturação do concreto, a resistividade elétrica, e a umidade relativa da atmosfera, são apresentadas na Figura 5.6.

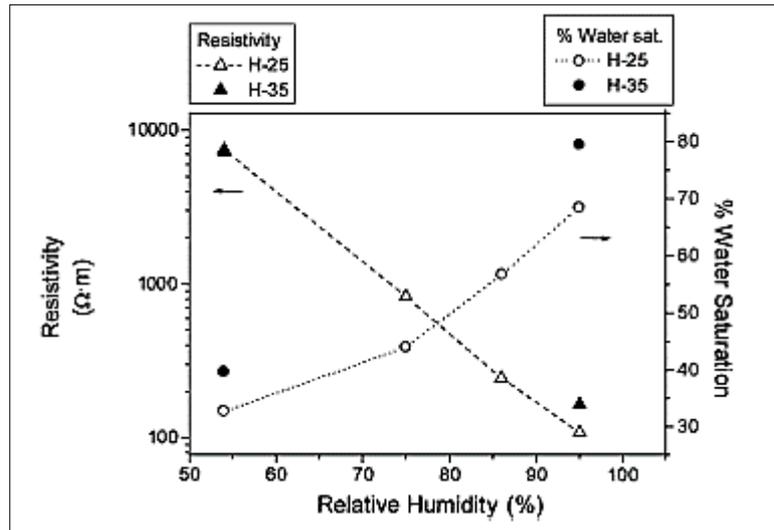


Figura 5.6 – Variação da resistividade elétrica e o grau de saturação com a umidade relativa (UR) do ar. (Climent et al, 2002).

Analisando a Figura 5.6 verifica-se que o GS varia dentro do intervalo de 30% a 80% para os concretos testados. Pode ser observado também que para a mesma UR (54% e maior que 95%), o grau de saturação depende da porosidade de concreto sendo mais elevado para o concreto menos poroso (H-35). A resistividade do concreto também mostrou uma forte dependência da atmosfera. A resistividade diminui cerca de duas ordens de grandeza quando o grau de saturação aumenta de 30% para 70%.

O gráfico elaborado por estes autores e representado na Figura 5.7 demonstra claramente a relação entre o coeficiente de difusão e o grau de saturação dos concretos pesquisados.

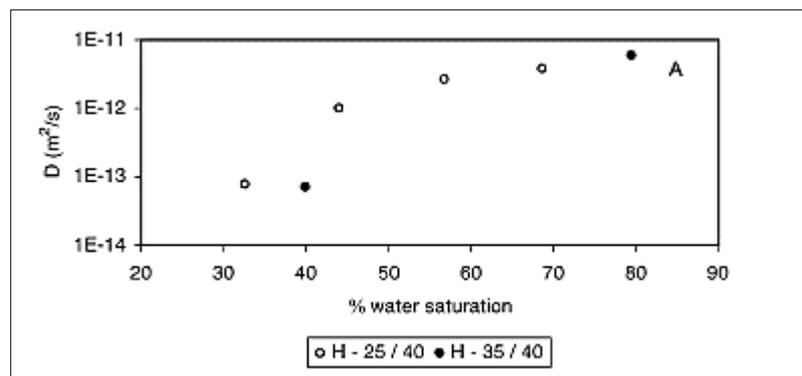


Figura 5.7 - Relação entre o coeficiente de difusão de cloretos e o grau de saturação dos concretos testados com 40 mg/cm² de PVC (Climent et al, 2002).

As estimativas do coeficiente de difusão (D) de cloretos, apresentadas na Figura 5.7, mostram uma forte dependência do grau de saturação (GS) do concreto. “D” diminui cerca de duas ordens de grandeza quando a porcentagem de saturação de água diminui de 70% a 30% aproximadamente. A variação do coeficiente de difusão não é alta na faixa entre 70% e 45% de GS, tendo para menores graus de saturação de água, a diminuição da difusividade.

A variação do coeficiente de difusão com o grau de saturação do concreto e, portanto, com umidade relativa da atmosfera pode ser considerado como esperado, segundo esses autores. Para graus de saturação abaixo de aproximadamente 45%, ou seja, a atmosfera de UR inferior a 75%, o valor do coeficiente de difusão cai para valores na ordem de 7×10^{-14} m²/s. Isto é devido à provável descontinuidade da fase aquosa dentro da rede de poros do concreto.

A Figura 5.8 expõe os gráficos com perfis de penetração de cloretos ao longo da profundidade para cada UR de equilíbrio com os GS determinados pelo experimento desses autores. Para ilustração dos dados obtidos por esses autores neste trabalho, são apresentados apenas os perfis relacionados aos concretos testados do tipo H-25, cuja relação água/cimento é de 0,6.

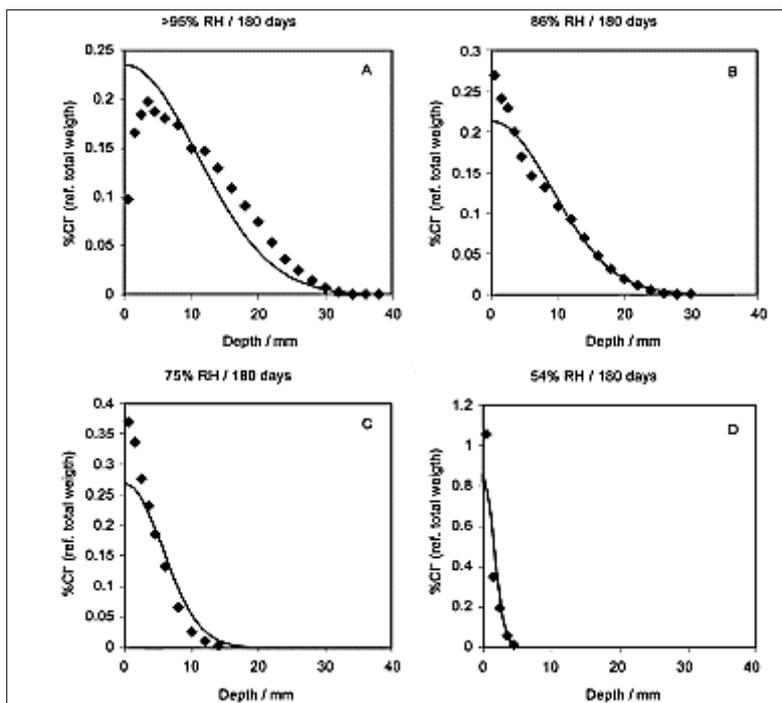


Figura 5.8 – Perfis de penetração de íons cloretos submetidos à contaminação de gases pela combustão de PVC, com taxa de 40 mg/cm² e 180 dias de difusão.

(Climent et al 2002).

Concluindo, Climent et al (2002) demonstraram assim que a penetração de cloretos por difusão em concretos não saturados é dependente desse grau de saturação e que deve estar em equilíbrio com a umidade relativa atmosférica. Além disso, a resistividade elétrica do concreto com teores de umidade bem caracterizados demonstra ser um bom indicador para avaliar as propriedades da difusão de íons cloreto através do concreto não saturado.

5.2.5 Estudos de Nielsen e Geiker (2003)

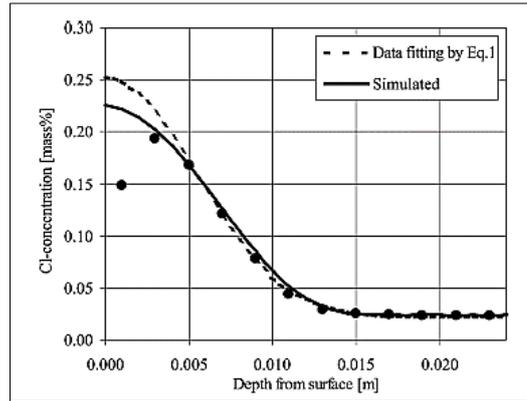
Para Nielsen e Geiker (2003), há outros autores como Saetta et al (1993), por exemplo, que propuseram uma equação para o efeito da umidade relativa sobre a taxa de difusão iônica em materiais cimentícios. No entanto, para Nielsen e Geiker, o coeficiente de difusão deve ser dependente da quantidade de umidade disponível para a substância que está se difundindo. Portanto, um modelo tendo em conta este parâmetro deve ser elaborado para estimativas mais precisas. Tal abordagem é proposta no trabalho destes autores. Afirmam ainda esses autores, que no interior da pasta de cimento o mecanismo de difusão somente pode ocorrer através do sistema de poros da pasta.

No experimento de Nielsen e Geiker foram utilizadas amostras de argamassa com relação a/c de 0,5 e utilizado cimento Portland tipo de alta resistência inicial e consumo de cimento da ordem de 440 kg/m³.

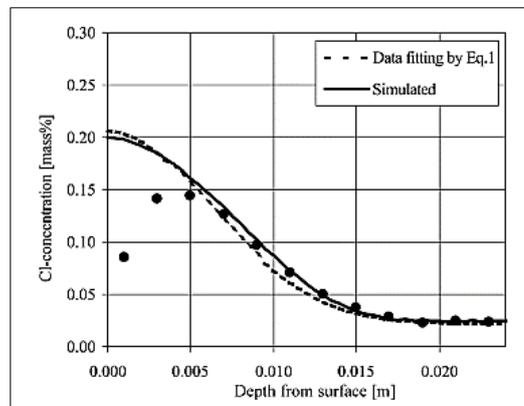
Em amostras parcialmente saturadas, condicionadas para 65% e 85% de umidade relativa (UR), a contaminação por cloretos foi obtida por imersão das amostras numa solução de 26% em massa de NaCl durante 2 hs, seguido por secagem da superfície com um secador de cabelo (evitando aquecimento excessivo) até que as amostras atingiram a massa antes da exposição ao cloreto. Perfis de cloretos foram determinados quatro dias após a imersão e revelaram uma profundidade de penetração de 5 mm aproximadamente. Após a contaminação as amostras foram condicionadas por 60 dias.

Também foram contaminadas duas amostras saturadas que originalmente foram condicionadas a 85% de umidade relativa e, posteriormente, saturadas a vácuo e ficando ainda durante três dias sob água natural antes de serem submersas numa solução de 3% em massa de NaCl durante 30 dias.

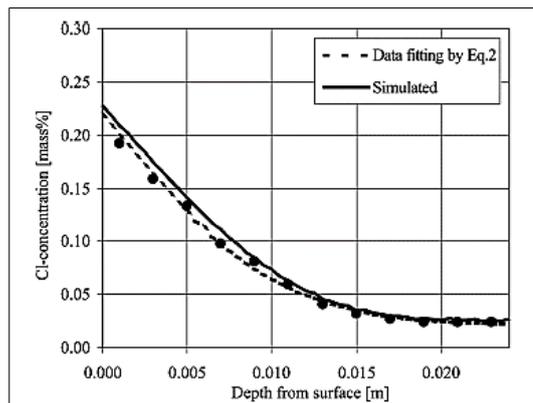
Os perfis de cloreto obtidos por Nielsen e Geiker (2003) nas três situações são apresentados na Figura 5.9 (a;b;c).



a)



b)



c)

Figura 5.9 - Perfis de cloretos obtidos das amostras de argamassa de concreto. a) amostras com 60 dias de contaminação, com GS de 53,8% para 65% de UR; b) amostras com 60 dias de contaminação, com GS de 59,4% para 85% de UR; c) amostras com 30 dias de contaminação em solução de NaCl, com GS de 100%. (Nielsen e Geiker, 2003).

Como resultados Nielsen e Geiker (2003) obtiveram coeficientes de difusão estimados de $12,9 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$, $3,8 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ e $2,7 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ para GS de 100%, 59,4% e 53,8%, respectivamente. Portanto obtiveram uma redução do coeficiente de difusão de 79% para uma variação do GS de 100% para 53,8%.

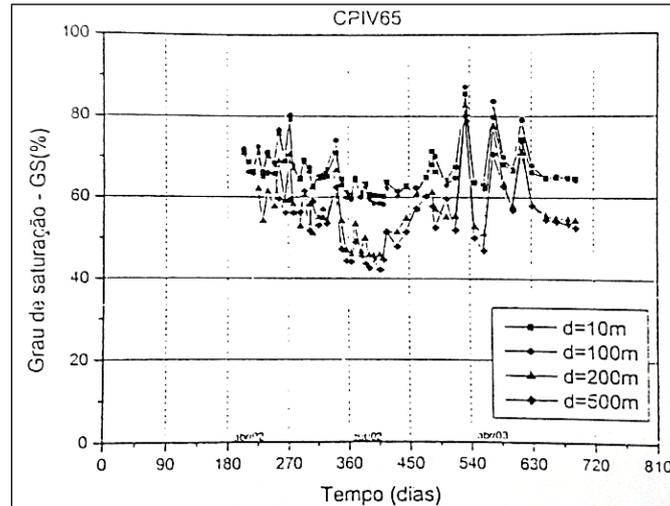
Concluindo este estudo, Nielsen e Geiker (2003) demonstram a concordância entre os valores medidos e os valores simulados, através de modelos, para os coeficientes de difusão em argamassas de cimento de alta resistência inicial, no sentido de que a abordagem foi baseada na suposição de que a difusão em material poroso é dependente do teor de umidade e considerando a composição e o grau de hidratação real do material cimentício. Todos os modelos mostraram a influência do GS sobre a difusão de íons cloreto.

5.2.6 Estudos de Meira (2004)

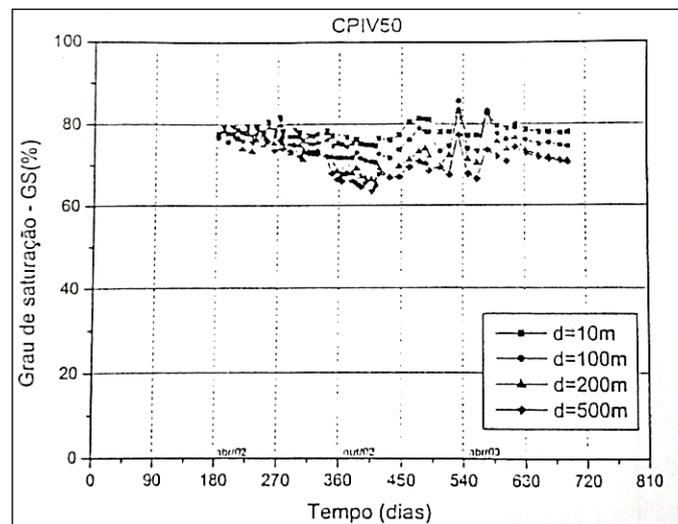
Meira (2004) estudou o grau de saturação do concreto através do monitoramento de CPs em diversos postos de exposição, com diversos traços de concretos, e verificou também a relação do GS na superfície e na região interior do CP.

A metodologia utilizada por esse autor consistiu de monitorar por cerca de 630 dias os locais de exposição situados a 10, 100, 200 e 500 metros de distância do mar, a partir de estruturas expostas 120 dias antes do início do monitoramento.

A Figura 5.10 mostra dois dos gráficos obtidos por Meira (2004) através do monitoramento em concreto elaborado com cimento CP-IV e relação água/cimento de 0,50 e 0,65.



a)



b)

Figura 5.10 – Medida do Grau de Saturação (GS) médio ao longo do tempo: a) para concreto com 0,65 de relação a/c; b) para concreto com 0,5 de relação a/c.

(Meira, 2004).

Segundo a análise de Meira, os resultados mostraram uma tendência dos concretos com menor relação a/c obter valores maiores de GS. Conforme, este autor, ocorre uma flutuação mais intensa nos teores de água para os concretos mais porosos quando estes ganham ou perdem umidade do meio, entretanto em termos médios os valores de GS são mais baixos para os concretos com relação a/c maior, e isto se explica, pois secam mais rápido e em maior

profundidade em sua interação com o meio. Há pontos com picos de umidade, principalmente naqueles com relação a/c 0,65 resultantes de medidas de dias chuvosos.

Paralelamente a este monitoramento, houve todo acompanhamento das condições meteorológicas para poder comparar com os dias mais ou menos secos ou mais ou menos chuvosos e percebeu o autor que mesmo havendo uma pequena variação, foi possível perceber os efeitos dos dias chuvosos nas medidas do GS. Para os concretos com menor relação a/c esses efeitos foram menores. Devendo-se isso à estrutura da rede porosa do concreto, pois concretos com um melhor refinamento de poros (menor relação a/c) tem a tendência de menor capacidade de transferência de umidade com o meio.

Observou ainda, esse autor, uma suave tendência geral de diminuição dos valores de GS com o afastamento do mar, sendo que esse comportamento se justifica pelo afastamento gradual da fonte de umidade.

5.2.7 Estudos de Souza (2005)

Souza (2005) desenvolveu um modelo probabilístico sobre o comportamento do GS da pasta de cimento endurecida para previsão de vida útil situadas em ambiente marítimo em relação ao período de iniciação do processo corrosivo induzido por cloretos, considerando como fator relevante em tal fenômeno a variabilidade do GS, a partir da utilização da 2ª Lei de Fick.

Para elaborar o modelo, a autora fez medições diárias durante um ano, com o objetivo de conhecer o comportamento do GS do concreto durante as quatro estações do ano. Realizando um ensaio similar ao proposto por Guimarães (2000), onde o mesmo consiste em realizar medições diárias do teor de umidade em testemunhos retirados dos CPs confeccionados.

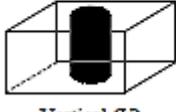
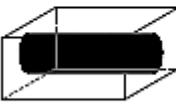
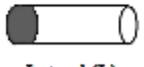
No referido estudo, o modelo probabilístico desenvolvido pela autora mostrou-se coerente e a variação do micro-ambiente no qual foi inserida as amostras resultaram em uma diferença nas médias de GS, sendo que as maiores médias foram registradas no inverno.

Portanto, é de extrema importância considerar o GS nos modelos de previsão de vida útil e que o uso de seus valores médios sazonais é satisfatório em tal análise.

A metodologia adotada por Souza (2005) teve a proposta de realizar o estudo de cinco diferentes composições de concreto sendo: três traços de igual consistência e variando a relação a/c, e três traços de igual relação a/c e variando a consistência, sendo um dos traços comum às duas famílias de concreto. Todos os traços possuem teor de argamassa seca de 52%

(concreto bem argamassado). As taxas de consumo de cimento variaram de 308 kg/m³ a 419 kg/m³ com relação a/c variando de 0,45 a 0,63.

Foram extraídos dos CPs, cilindros com 10cm de diâmetro e esses cilindros de concreto foram fatiados de modo que dessem origem a testemunhos com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 4 cm de espessura. A Figura 5.11 mostra de forma esquemática este procedimento e suas variações adotadas no experimento de Souza (2005).

Direção da extração do cilindro *	Testemunhos fatiados *
 Vertical (V)	 Topo (T)
	 Centro (C)
	 Fundo (F)
 Horizontal (H)	 Centro (C)
	 Lateral (L)

* em relação à superfície de concretagem do CP

Figura 5.11 - Preparação dos testemunhos: extração e fatiamento dos cilindros.

(Souza, 2005).

Para serem expostos conforme os procedimentos do experimento, um suporte de madeira foi projetado visando garantir que todos os testemunhos, especificamente as faces não protegidas, ficassem expostos às intempéries e fixos em sua posição. Os mesmos foram fixados em placas de isopor para manter a temperatura do concreto similar à da superfície analisada.

A Figura 5.12 mostra todos os testemunhos já corretamente posicionados para o andamento do processo da pesquisa.



Figura 5.12 - Suporte projetado para os testemunhos ensaiados. (Souza, 2005)

Seguindo a metodologia adotada, durante um ano foi feita a coleta de dados da umidade presente nas amostras. Com os dados obtidos foi feito um adequado tratamento estatístico caracterizando, assim o comportamento do GS.

A Figura 5.13 mostra alguns dos gráficos elaborados para a mostra dos resultados com relação à variação do GS por estação.

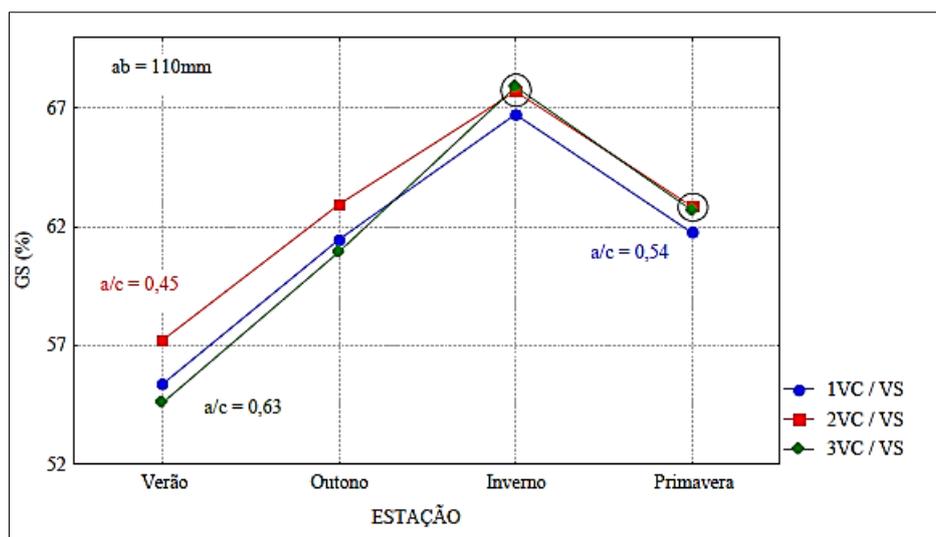


Figura 5.13 - Gráfico das médias sazonais do GS.
(Souza, 2005).

Na Figura 5.13 as indicações dos testemunhos é a seguinte: VC representa o testemunho colocado com a face exposta na vertical (Figura 5.11) e VS representa a face do testemunho voltada para o sul.

Analisando o gráfico apresentado na Figura 5.13, a autora observa que o concreto com menor relação a/c (0,45) apresentou médias mais elevadas de GS em relação ao concreto com relação a/c intermediária (0,54) durante todo o ano. Já o concreto com maior relação a/c (traço 3) não manteve um comportamento estável, apresentando médias inferiores (em relação aos demais concretos) no verão e no outono, e médias semelhantes nas demais estações em relação ao traço de menor relação a/c.

Souza (2005) comparou ainda os resultados da profundidade de ataque de cloretos fornecidos pelo modelo, o qual considera um coeficiente de difusão corrigido (coeficiente de difusão obtido em laboratório e fatores de redução), e a variabilidade do GS para uma estrutura inserida em área salina e verificou que o mesmo apresentou níveis de resposta similar da penetração de cloretos medida *in situ*.

Na sequência de seu estudo, conclui a autora que tanto a análise determinística quanto a análise probabilística, mostraram que os valores obtidos para a penetração de cloretos a partir da 2ª Lei de Fick são conservadores em relação aos valores de penetração de cloretos medidas *in situ* e, portanto, a favor da segurança.

Por fim, concluindo essa síntese do estudo desenvolvido por (Souza, 2005), a autora estabelece que é muito importante considerar o GS nos modelos de previsão da vida útil das estruturas de concreto e o uso de seus valores médios sazonais mostra-se satisfatório em tal análise, não havendo necessidade de considerá-lo como variável aleatória.

5.2.8 Estudos de Bretanha et al (2005)

Além dos ambientes, onde estão inseridas as estruturas de concreto, os micros ambientes são fatores determinantes para formar as condições necessárias da entrada de agentes deletérios ao concreto armado e protendido.

Os micros ambientes marítimos podem mudar sazonalmente quanto ao tipo de região devido à variação da maré e à variação da altura de respingo (Guimarães 2000).

Dados sobre a variação da maré são facilmente adquiridos para algumas estruturas onde há dispositivo para medi-la, permitindo definir as regiões submersas, região de respingo de névoa e a região de maré.

Bretanha et al (2005) desenvolveu método para determinação da altura de respingo da água do mar em estruturas em uso e com essa medição definir as zonas de respingo e de névoa em estrutura existente no sul do Brasil. (Cais do TECON, localizado no porto do Rio Grande - RS).

A metodologia desenvolvida consistiu da medição diária, pelo período de um ano, da altura da zona de respingo em paramento do cais sendo criado um equipamento experimental para determinação destas alturas.

As zonas de maré e submersa foram coletadas em banco de dados dos marégrafos operados pela Marinha do Brasil.

As Figuras 5.14 e 5.15 mostram gráficos obtidos pelas medições, executadas pelos autores, dos respingos e os dados do marégrafo da Marinha na estrutura estudada.

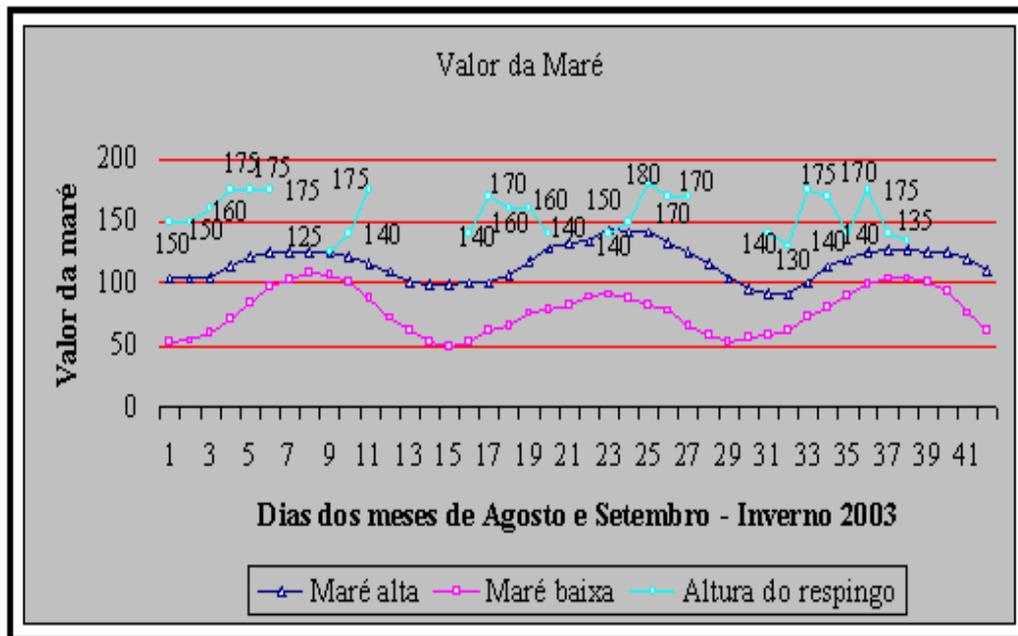


Figura 5.14 – Dados coletados durante a estação do inverno em 2003.

(Bretanha et al, 2005)

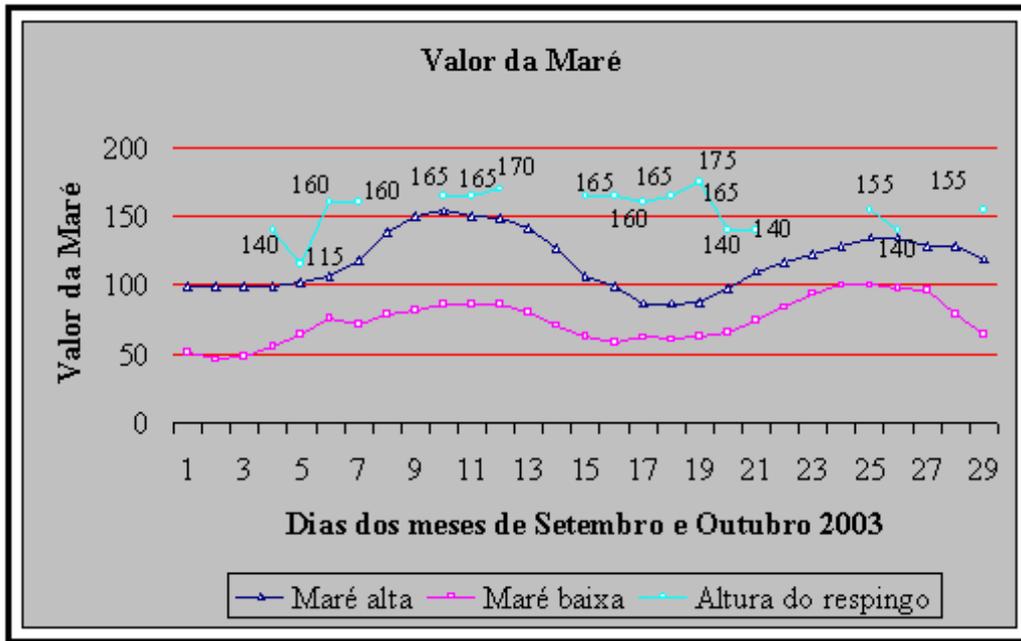


Figura 5.15 – Dados coletados durante a estação da primavera em 2003.
(Bretanha et al, 2005)

Já na Figura 5.16 estão apresentadas as medições das alturas dos respingos acima da maré alta.

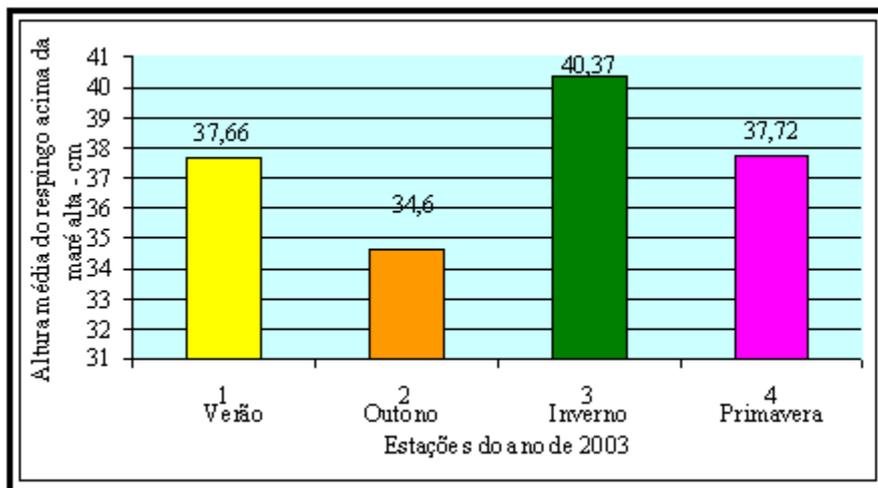


Figura 5.16 - Altura média atingida pelo respingo acima da maré alta nas estações do ano.
(Bretanha et al, 2005).

Dentre as conclusões obtidas por Bretanha et al, (2005) destaca-se as seguintes:

- A metodologia adotada para medir da altura de respingo desenvolvido nesta pesquisa, mostrou-se viável quando aplicado em um cais marítimo.
- No inverno a zona de respingo tem uma altura média maior que a da primavera e verão sendo porém, mais altas que no outono.

5.2.9 Estudos de Peraça (2009)

Peraça (2009) relacionou todos os dados medidos, inicialmente diários por um ano, de Souza (2005) e posteriormente em médias semanais por mais de três anos, para o GS em amostras de diversos traços de concreto colocadas em várias posições. (conforme Figura 5.12, item 5.2.7). Com estes dados a autora desenvolveu modelos matemáticos para o valor do GS que estimem o seu valor através de variáveis ambientais que influenciam na sua variação.

A metodologia adotada consistiu em analisar, inicialmente, todas as variáveis do banco de dados relacionadas com o GS, as quais foram: pressão atmosférica, temperatura do ar seco, temperatura máxima, temperatura mínima, taxa de evaporação interna, taxa de precipitação, umidade relativa, insolação, visibilidade, nebulosidade e taxa de evaporação externa.

Nesta análise das variáveis e com todos os valores de GS apurados nas medições durante os quatro anos estes foram então, submetidos a um tratamento estatístico para poder compilar e buscar relações entre esses dados, como por exemplo, a média por estação, média anual, média por par de testemunhos, gráficos para comparação entre o GS de famílias distintas, etc. Segundo a autora na ciência da estatística existe um instrumento denominado de Correlação Simples, também chamada de coeficiente de correlação, que indica a força e a direção do relacionamento linear entre duas variáveis aleatórias. No uso estatístico geral, correlação se refere à medida da relação entre duas variáveis, embora correlação não implique causalidade. No sentido geral, buscam-se vários coeficientes medindo o grau de correlação, adaptados à natureza dos dados. (Steel e Torrie, 1988; apud Peraça, 2009).

A Tabela 5.1 mostra as correlações obtidas entre o GS e as variáveis ambientais relacionadas nas medições de campo promovidas por Souza (2005). Através das correlações calculadas e apresentadas nesta tabela, foram descartadas algumas variáveis, direcionando os modelos lineares para as variáveis que apresentaram maior coeficiente de correlação.

Tabela 5.1 - Dados meteorológicos correlacionados com o GS de dois pares de testemunhos. (Peraça, 2009).

CORRELAÇÕES LINEARES ENTRE O GS DA FAMÍLIA DE CONCRETO 12 (w/c = 0,54) E AS VARIÁVEIS AMBIENTAIS	CORRELAÇÕES	2004	2005	2006	2007
	CORREL ENTRE GS E P.ATM	0,49	0,43	0,28	0,59
	CORREL ENTRE GS E TEMP. AR SECO	-0,87	-0,73	-0,59	-0,75
	CORREL ENTRE GS E TEMP. MÁXIMA	-0,90	-0,78	-0,61	-0,80
	CORREL ENTRE GS E TEMP. MÍNIMA	-0,80	-0,65	-0,55	-0,69
	CORREL ENTRE GS E UMIDADE RELATIVA	0,31	0,70	0,55	0,60
	CORREL ENTRE GS E TAXA DE PRECIPITAÇÃO	0,38	0,51	0,13	0,40
	CORREL ENTRE GS E TAXA DE EVAPORAÇÃO - PICHÊ	-0,81	-0,77	-0,61	-0,75
	CORREL ENTRE GS E TEMP. AR ÚMIDO	-0,85	-0,63	-0,54	-0,71
	CORREL ENTRE GS E HORAS DE INSOLAÇÃO	-0,38	-0,72	-0,54	-0,58
	CORREL ENTRE GS E NEBULOSIDADE	0,29	0,55	0,31	0,37
	CORREL ENTRE GS E VISIBILIDADE	-0,23	-0,56	-0,51	-0,67
	CORREL ENTRE GS E TAXA DE EVAPORAÇÃO EXTERNA	-0,49	-0,32	-0,49	-0,45

Na análise da Tabela 5.1 conclui a autora que a melhor correlação linear percebida está entre o GS e a temperatura máxima (TM), com uma média anual de -0,80 o que significa que quanto maior a temperatura, menor o GS e quanto menor a temperatura, maior o GS, além da umidade relativa atmosférica.

Na finalização de seu trabalho, Peraça (2009) sublinha algumas conclusões:

- A utilização de modelos matemáticos permitem reduzir ou evitar custos de mão de obra e materiais para medir manualmente os valores do GS diretamente nas estruturas de concreto.
- Dentre todas as variáveis ambientais analisadas a temperatura máxima (TM), é por si só, satisfatória para a obtenção dos resultados procurados dentro dos limites da pesquisa.

Propõe, ainda, a autora uma sequência de cálculos a partir dos modelos matemáticos obtidos para no fim se obter o coeficiente de estimativa da vida útil da estrutura de concreto.

Sendo o cálculo desse coeficiente efetuado considerando-se o GS, visto que esse possui influência na sua determinação. Sendo assim, o tempo de vida útil estimado será mais preciso

em relação aos cálculos que não consideram a influência do grau de saturação como fator importante na durabilidade do concreto.

5.2.10 Estudos de Gil (2009)

Gil (2009), afirmou em seus estudos sobre a influência da umidade presente no interior dos concretos na difusividade dos íons cloreto, que as espécies iônicas são transportadas ou se movem através da fase líquida existente na rede micro-porosa do concreto.

De acordo com o autor, esse fluxo de agentes pelo interior da massa porosa do concreto estará muito restrito, se não existe um caminho líquido contínuo, ou seja, se não houver condições de percolação da fase líquida. Este fluxo contínuo será possível para concretos em equilíbrio com uma umidade relativa superior a 70%, mas esse valor pode ser modificado mediante o grau de porosidade do concreto.

Gil (2009) realizou seus estudos utilizando três tipos de concreto confeccionados com cimento Portland adicionado de 6 a 20% de material carbonático, com relação a/c de 0,60; 0,50 e 0,38 e variando o GS das amostras, desde 100% a 18%. O teor de cimento foi da ordem de 350 kg/m³ a 450 kg/m³.

A Tabela 5.2 apresenta os traços dosados por Gil (2009), em sua pesquisa, e denominados de H1, H2 e H3.

Tabela 5.2 – Dosagens dos concretos H1, H2 e H3. (Traduzido de Gil, 2009)

Materiais	Unidade	Concreto H1	Concreto H2	Concreto H3
Cimento	kg/m ³	350	350	450
Areia	kg/m ³	630,3	662,8	628
Agregado graúdo 1	kg/m ³	465,5	489,5	523
Agregado graúdo 2	kg/m ³	679	714	637
Água destilada	kg/m ³	210	175	171
Relação a/c	-	0,6	0,5	0,38
Plastificante	% ref. cimento	0,4	1,4	1,5

A Figura 5.17 mostra a relação entre o GS e a umidade relativa do ar para cada tipo de concreto.

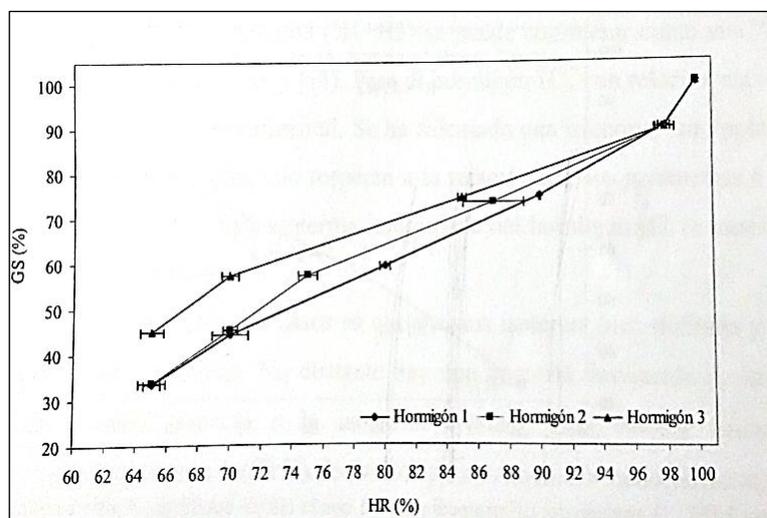


Figura 5.17 – Variação do GS com a umidade relativa de equilíbrio para os três tipos de concretos ensaiados. (Gil, 2009).

Para finalizar este resumo do trabalho de Gil (2009) sobre a variação do GS e a influência na difusão de cloretos, abaixo estão algumas conclusões gerais deste autor:

- Para os três concretos pesquisados para GS situados na faixa de 45% a 100% as umidades relativas de equilíbrio estão no intervalo entre 64% e 100% e para um mesmo GS a umidade relativa de equilíbrio cresce ao aumentar a porosidade do concreto.
- À medida que diminui o GS, desde 100% até 33% o coeficiente de difusão decresce pelo menos duas ordens de grandeza, ou seja, desde valores próximos a $10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ a $10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$.
- Os coeficientes de difusão apresentaram resultados maiores, para um mesmo GS, para os concretos mais porosos.
- De forma geral os coeficientes de difusão decrescem ao diminuir o grau de saturação do concreto.

5.2.11 Estudos de Rodrigues (2009)

Rodrigues (2009) realizou estudos para verificar a variação do grau de saturação e a influência dessa variação no transporte de íons cloreto, pelo interior da massa endurecida do concreto, através do mecanismo da difusão.

Este autor utilizou em seu desenvolvimento experimental amostras de concreto confeccionadas com cimento Portland, tipo CP V - ARI - RS (ABNT - NBR 5733/1997) e constou de cinco concretos com variações da relação a/c, consistência e consumo de cimento.

A relação a/c variou de 0,48 a 0,66 e teores de cimento de 297 kg/m³ a 419 kg/m³.

A Tabela 5.3 mostra os traços dos concretos elaborados por Rodrigues (2009).

Tabela 5.3 – Traços, abatimento, massa específica e consumo de cimento dos concretos analisados. (Rodrigues, 2009)

Concreto	Traço (c : a : b : a/c)	Abatimento (cm)	Massa esp. fresca (kg/m ³)	Consumo de cimento (g/m ³)
Traço H1 (1:5:0,54)	1 : 2,12 : 2,88 : 0,55	9,5	2320	355
Traço H2 (1:4:0,45)	1 : 1,60 : 2,40 : 0,48	10,0	2326	419
Traço H3 (1:6:0,63)	1 : 2,64 : 3,36 : 0,66	9,5	2285	297
Traço H4 (1:4:0,54)	1 : 1,60 : 2,40 : 0,55	22,5	2308	416
Traço H5 (1:6:0,54)	1 : 2,64 : 3,36 : 0,57	1,8	2340	304

A Tabela 5.4 apresenta as resistências à compressão aos 28 dias e aos 60 dias dos concretos estudados por Rodrigues (2009).

Tabela 5.4 – Resistência à compressão dos concretos. (Rodrigues, 2009)

Traço	Resistência média 28 dias (MPa)	Resistência 60 dias (MPa)
H1	39,19	46,33
H2	42,54	50,08
H3	29,40	37,16
H4	35,71	47,91
H5	36,28	45,55

Além da determinação dos coeficientes de difusão para todos os GS das amostras, o autor mediu e analisou os resultados de GS em diversas estações do ano e diversos posicionamentos geográficos, a fim de verificar as variáveis climáticas e de posição solar e ventos relacionando com o GS e os efeitos sobre a difusão.

Neste experimento, diferente de Guimarães (2000) que utilizou amostras confeccionadas de argamassa para obter modelos da influência do GS sobre a difusão de cloretos, Rodrigues (2009) utilizou argamassa peneirada, isto é, com o concreto ainda fresco foi passado na peneira 9,5 mm e GS variando de 50% a 100%. Para a determinação dos perfis de cloretos e coeficiente de difusão das amostras foi utilizada a metodologia elaborada por Guimarães (2005).

As Figuras 5.18 e 5.19 mostram, através de gráfico, os resultados obtidos por Rodrigues (2009) para a relação GS e coeficiente de difusão (D).

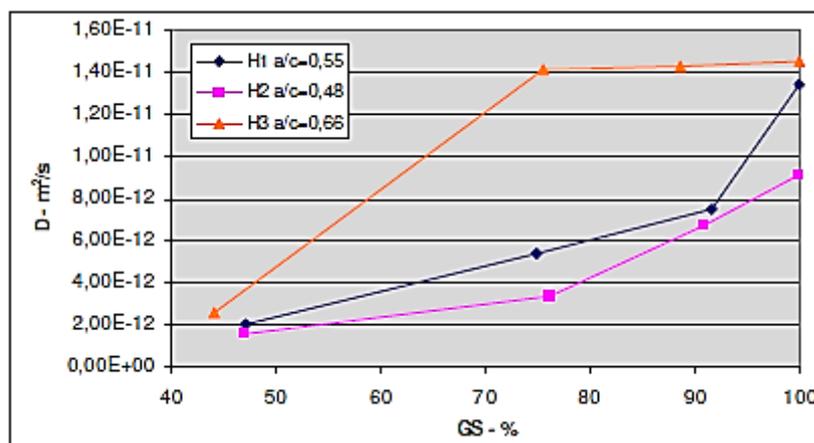


Figura 5.18 - Coeficiente de difusão (D)x GS para concretos com diferentes relações a/c e abatimento = 100 ± 10mm. (Rodrigues, 2009).

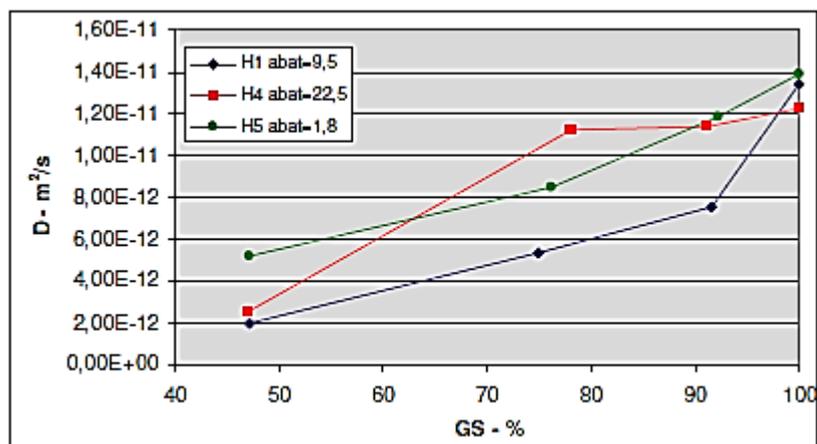


Figura 5.19 - Coeficiente de difusão (D) x GS para concretos com diferentes consistências e $a/c = 0,55$ (Rodrigues, 2009).

Na análise de seus resultados obtidos e demonstrados nas Figuras 5.18 e 5.19, Rodrigues (2009) destaca as seguintes conclusões:

- O concreto H3, na comparação com H1 e H2 que possuem consistências semelhantes, sendo aquele que apresenta o maior percentual de poros, possui o maior valor de coeficiente de difusão na faixa de GS variando de 50% a 100%.
- Já o concreto com traço H2, com menor relação a/c , obteve os menores coeficientes de difusão para iguais valores de GS.
- O concreto para traço tipo H1, de abatimento mediano em relação aos concretos com traços H4 e H5 de igual relação a/c , foi o que apresentou os menores coeficientes de difusão entre os três, com exceção para $GS = 100\%$.
- O concreto mais resistente aos 60 dias, traço H4, em relação ao concreto de traços tipo H1 e H5, teve o pior desempenho entre o grupo, principalmente na faixa de GS variando entre 70% e 90%.
- De forma geral, em relação ao grau de saturação do concreto, verificou que os concretos de melhor qualidade apresentam maiores GS em relação aos piores concretos dentro de um mesmo ambiente. E quanto ao coeficiente de difusão (D), foram percebidos valores maiores quando analisados concretos com relações a/c mais elevadas.

5.2.12 Estudos de Zhang et al (2014)

Zhang et al (2014) criou uma nova metodologia computacional para a simulação da distribuição de umidade, formando imagens da microestrutura de materiais cimentício em 3D. Estes modelos simularam o processo de hidratação e formação gradual da microestrutura da pasta de cimento.

Para estes autores todas as manifestações científicas até aqui deram sua contribuição no sentido de caracterizar a estrutura porosa dos materiais a base de cimento, utilizando uma série de técnicas, tais como microscópio óptico, microscópio eletrônico de varredura (MEV), porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) e micro-tomografia computadorizada, todas foram e ainda são amplamente aplicadas. Dentre essas técnicas, a utilização do raio-x por micro-tomografia computadorizada é uma técnica não destrutiva que pode ser utilizada para captar a microestrutura em 3D de materiais à base de cimento com elevadas resoluções. Essa técnica tem sido aplicada com sucesso para a investigação de permeabilidade da água e difusividade iônica em materiais cimentícios saturados e não saturados.

Consistindo a metodologia no estudo das interações líquido-gás e líquido-gás-sólido na escala de poro.

O material utilizado foi cimento Portland e pasta de cimento com uma relação a/c de 0,5. As amostras foram preparadas em tubos de plástico com 250 μm , utilizando uma seringa para injetar a pasta. As amostras foram armazenadas sob condição de cura padrão e digitalizadas, posteriormente com 1, 7 e 28 dias de idade. A análise se deu através de imagens obtidas por alta resolução de raios-x através de micro-tomografia computadorizada.

O modelo proposto foi desenvolvido em quatro etapas, para que através da simulação em softwares apropriados pudesse estimar as propriedades de transporte em materiais cimentícios não saturados e saturados.

Na primeira etapa, uma mistura homogênea de fases de água e de vapor com determinadas relações de volume (grau de saturação de água) foi distribuído aleatoriamente nas estruturas de poros, em 3D, de materiais à base de cimento, que são gerados por computador e obtidos a partir de alta resolução de raios-x por micro-tomografia computadorizada.

Na segunda etapa, os autores simulam os sistemas vapor-água e água/vapor-sólido para estabelecer a distribuição de equilíbrio de água e fases de vapor (umidade) nos materiais à base de cimento. O equilíbrio da distribuição de fases de água e de vapor foi considerado como condição inicial para as simulações de transporte iônico/vapor.

Na terceira etapa, são identificados os poros interligados e os poros isolados saturados de água a fim de quantificar a conectividade dos poros cheios de água em várias condições de quantidade da saturação. Por outro lado, a conectividade de vapor nos poros foi estimada de modo semelhante.

Por último, foi simulada a difusão de fluido tendo como resultado, a distribuição de concentração de estado estacionário e a velocidade de distribuição obtendo, também o coeficiente de difusão iônica e a permeabilidade em função do grau de saturação.

A Figura 5.20, ilustra um exemplo das simulações obtidas pelos autores através de desenvolvimento computacional com raios-x de alta resolução, obtidos pela microtomografia computadorizada em uma microestrutura de uma pasta de cimento com sete dias de idade.

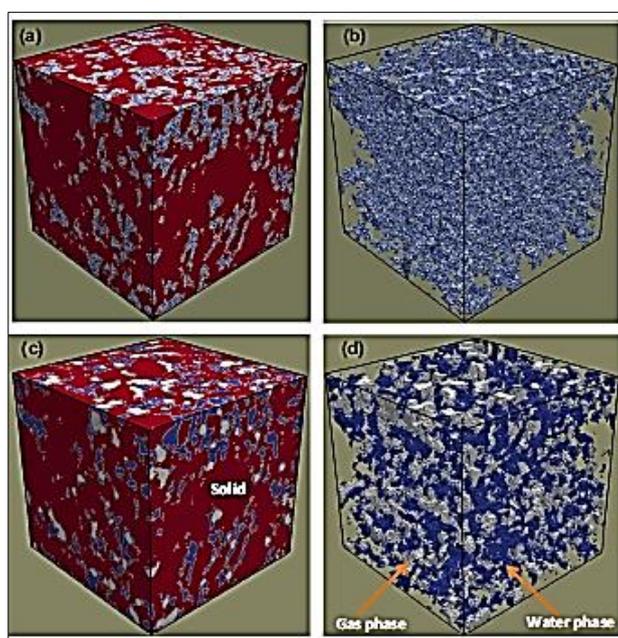


Figura 5.20 - Distribuição inicial e equilíbrio de umidade na microestrutura e rede de poros do cimento endurecido com grau de saturação de água de 50%: a e b) distribuição inicial; c e d) distribuição de equilíbrio 3D simulado de umidade (isto é, mistura de água e vapor) obtido por raio-x de alta resolução.

(Zhang et al, 2014).

Na Figura 5.20 a cor vermelha indica a região da fase sólida composta de grãos de cimento anidro e hidratos de cimento, a cor azul e cinza claro as regiões que representam fases de água e gás, respectivamente.

Pode ser observado que a água no estado líquido cobre a superfície da fase sólida e tende a encher os poros com tamanho menor em termos de água condensada. Em contraste com a água no estado líquido, o gás foi encontrado para ocupar a região central de poros maiores e muitos aglomerados da fase gasosa foram formados, que na verdade atuam como obstáculos para o transporte de íons e fornecer caminhos possíveis para o transporte de gás, por exemplo, dióxido de carbono e oxigênio, em materiais parcialmente saturados à base de cimento.

A Figura 5.21 ilustra outra simulação destes autores comparando através da imagem em 3D a microestrutura da pasta cimentícia com um dia e com sete dias de idade.

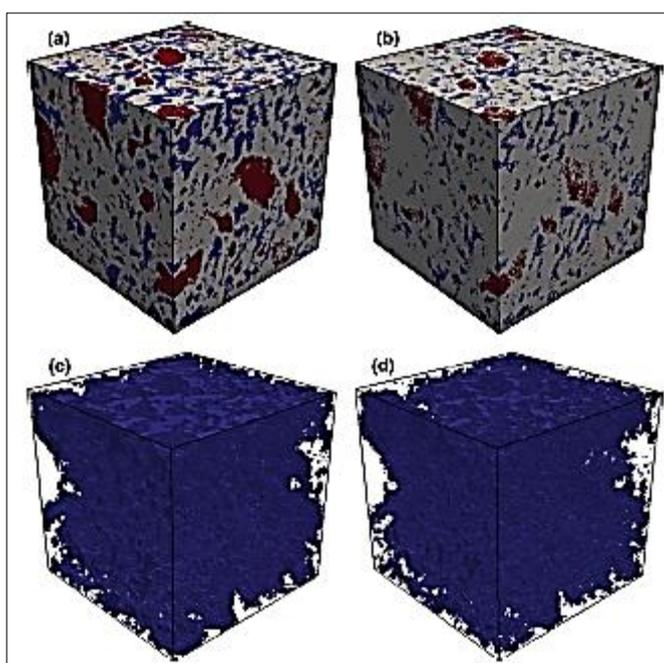


Figura 5.21 - Micro-tomografia computadorizada da pasta de cimento: a) microestrutura de um dia de idade; b) microestrutura de sete dias de idade; c) estrutura de poro segmentada de um dia de idade; d) estrutura de poro segmentada de 7 dias de idade.

(Zhang et al, 2014).

Na Figura 5.21 as cores representam: vermelha, os grãos de cimento anidro, cinza claro os produtos hidratados e azul os poros capilares. (Zhang et al, 2014).

5.3 CONCLUSÕES SOBRE O GRAU DE SATURAÇÃO E SUA INFLUÊNCIA NAS RELAÇÕES MICROESTRUTURAIS DO CONCRETO

Pelo visto na seção anterior (5.2), observa-se as seguintes questões:

- Pelas referências bibliográficas apresentadas, verifica-se a incessante busca, pelo meio científico, de estudar sobre as questões relacionadas à microestrutura dos materiais cimentícios. Nos últimos tempos, várias experiências foram realizadas para medir as propriedades de transporte de materiais saturados e não saturados à base de cimento. Os estudos envolveram detalhes de materiais, espécimes, condição de cura, condições de umidade, condições ambientais, condições climáticas, etc. além de métodos de ensaios. Todas essas investigações experimentais foram realizadas à luz de soluções empíricas, analíticas ou modelos numéricos propostos e desenvolvidos. Nesses estudos o principal objetivo comum foi de buscar entender as questões de movimentação de substâncias incorporadas ou que venham a entrar no interior dos materiais cimentícios, a fim de prevenir a entrada ou formação de agentes agressivos aos concretos, afetando sua vida útil;
- O transporte de massa, através de materiais à base de cimento não saturados, é um processo complexo que inclui vários mecanismos físico-químicos;
- Existem relações entre o grau de saturação dos materiais cimentícios e os mecanismos de transporte, em especial a difusão, sendo este um meio de transporte de substâncias iônicas agressivas como os cloretos no interior da rede porosa interconectada;
- As condições climáticas notadamente a temperatura máxima e a umidade relativa do ar respondem pelo maior ou menor grau de umidade no interior dos materiais porosos;
- O volume determinado de poros numa dada estrutura micrométrica não é o parâmetro mais importante e sim a conexão entre eles, a rede porosa interligada é a responsável pelo fluxo de substâncias aquosas ou gasosas.
- As dimensões dos poros interligados influem na variação do coeficiente de difusão com a umidade;

- O nível de saturação de água não é o único fator principal para a conectividade, a geometria da rede porosa (tortuosidade) também é um fator importante, pois pode dificultar ou facilitar o fluxo da solução aquosa;
- Em materiais à base de cimento parcialmente saturados, a água condensada cobre a superfície dos sólidos e tende a encher os poros de dimensões menores. Em contraste, a fase gasosa ocupa a região central de poros maiores e a água condensada encontra-se adsorvida nas paredes desses poros;
- Devido à sua maior porosidade, a existência da zona de transição aumenta a difusão;
- A difusividade é altamente dependente do GS independentemente dos espécimes testados de cimento pasta, argamassa ou concreto;
- Durante a secagem (zonas marítimas sujeitas às variações de marés), a água em grandes poros capilares começa a se mover para fora da massa cimentícia e a fase gasosa tende a ocupar a parte central dos poros. Assim, o canal de transporte para as espécies iônicas torna-se mais tortuoso e a penetração dos íons passa a ser mais lenta.

6. DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL

6.1 EXECUÇÃO DAS AMOSTRAS DE CONCRETO

6.1.1. Confeção

Este trabalho faz parte de um projeto em conjunto com a Universidad Politécnica de Madrid, Espanha, através da Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos e a Universidade Federal do Rio Grande -FURG-, da qual foi gerada a Tese de Doutorado de Jesús Manuel Bernal Camacho (2014) e essa Dissertação de Mestrado.

As amostras empregadas nesta pesquisa foram confeccionadas no Laboratório do Departamento de Materiais de Construção da Universidade espanhola, acima citada, além dos ensaios de caracterização do concreto. Os ensaios realizados e descritos no item abaixo (6.1.2) foram executados por Camacho (2014).

Foram confeccionadas 3 (três) misturas diferentes de concreto, sendo uma dosagem padrão e outras duas utilizando adições de sílica ativa e escória de alto forno como substituição parcial do cimento.

Para a elaboração dos traços foram utilizados os métodos de dosagem de Peña y Bolomey e as amostras com adições seguiram as recomendações da EHE-2008 (Instrucción de Hormigón Estructural). A produção do concreto, dimensões dos corpos de prova e o processo de cura por água foram realizados segundo a Norma UNE-EN-12390-2001 (Camacho, 2014).

As amostras foram confeccionadas em dois tamanhos ($\phi = 15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ e $\phi = 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$). As amostras maiores foram utilizadas para os ensaios de caracterização mecânica do concreto e as menores amostras utilizadas para os ensaios relativos à penetração dos íons cloreto.

Na identificação das amostras além dos tipos por concreto, M1, M2, M3, a referência, por exemplo, M1-1A, significa que esta amostra é do tipo M1 e 1A, relaciona o corpo de prova 1 e fatia A (superior), eis que os corpos de prova foram fatiados em 3 camadas, A, B e C, desprezando-se os topos, (hachuriados), conforme Figura 6.1.

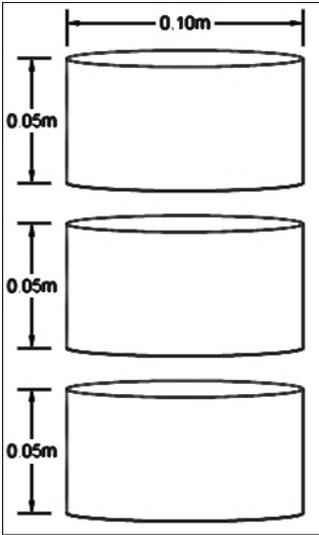
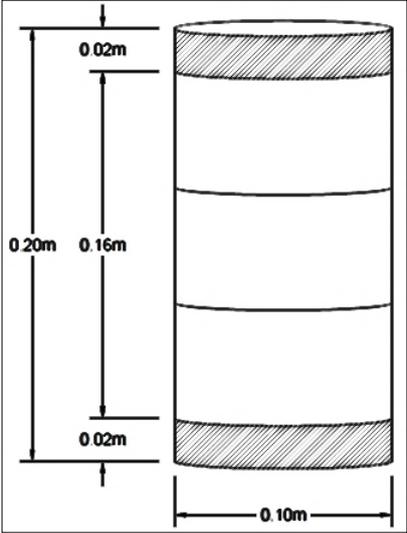


Figura 6.1 - Detalhamento dos cortes em fatias das amostras de concreto. (Camacho, 2014).

A Figura 6.2, 6.3 e 6.4 mostram os CPs recortados e a identificação utilizada:



Figura 6.2 - Cortes efetuados nos CPs, tipo M1, em fatias de 50 mm. (Camacho, 2014).



Figura 6.3 - Cortes efetuados nos CPs, tipo M2, em fatias de 50 mm. (Camacho, 2014).



Figura 6.4 - Cortes efetuados nos CPs em fatias de 50 mm, tipo M3. (Camacho, 2014).

6.1.2 Ensaaios Iniciais

As amostras de concreto foram submetidas a diversos ensaios de caracterização mecânica, tais como:

- Abatimento do cone (concreto fresco) (UNE-EN 12350-2, 2006),
- Resistência à compressão (UNE-EN 12390-3:2003),
- Módulo de elasticidade (UNE 83316:1996)

As propriedades higroscópicas do concreto foram estudadas através dos seguintes ensaios:

- De propriedades de absorção higroscópica (UNE-EM ISO 12571),
- Velocidade de absorção (ASTM C-1585-04) e
- Penetração de água sobre pressão (UNE-EM 12390-08)

Os resultados desses ensaios elaborados por Camacho (2014) estão no Anexo A dessa dissertação.

6.1.3 Materiais Utilizados

6.1.3.1 Cimento

O cimento empregado no concreto foi do tipo CEM I 52,5 R (UNE-EM 197-1, 2000), classificação da Norma Européia como sendo cimento Portland de Alta Resistência Inicial, Resistente a Sulfatos (Camacho, 2014).

A Tabela 6.1 mostra as características físicas, químicas e mecânicas do cimento utilizado.

Tabela 6.1 - Características do cimento utilizado no concreto.
(Traduzido de Camacho, 2014)

Características químicas (%)		Resultados	Norma EN/UNE
Perda por calcinação/perda por fogo		2,09	< 5
Resíduo insolúvel		0,3	< 5
Sulfatos (SO ₃)		3,38	< 4
Cloretos		0,03	< 0,10
Características físicas e mecânicas			
Água de consistência normal	%	30,2	
Início de pega	min	185	> 45
Fim de pega	min	245	< 720
Expansão Le Chatelier	mm	0,5	< 10
Superfície específica (Blaine)	cm ² /g	4200	
Resistência mecânica a compressão 1 dia	MPa	23,5	
Resistência mecânica a compressão 2 dias	MPa	36	>30
Resistência mecânica a compressão 7 dias	MPa	50,3	
Resistência mecânica a compressão 28 dias	MPa	62,4	>52,5
Granulometria (% que passa)			
Peneira 1 micra		8,6	
Peneira 8 micras		35,8	
Peneira 16 micras		57,3	
Peneira 32 micras		85,3	
Peneira 64 micras		99,3	
Peneira 96 micras		100	
Diâmetro médio (micras)		13,1	
Composição química (%)			
SiO ₂		19,2	
Al ₂ O ₃		6,07	
Fe ₂ O ₃		1,7	
CaO		63,41	
MgO		2,56	
K ₂ O		0,82	
Na ₂ O		0,33	

6.1.3.2 Sílica Ativa

A Sílica Ativa foi utilizada como substituição de 10% da quantidade total de cimento, sendo considerado um coeficiente de $K=2$, na substituição por cimento. As amostras de concreto que foram confeccionadas com sílica ativa foram denominadas de M2. Assim como o cimento, a sílica ativa utilizada é de fabricação espanhola e de acordo com o fabricante possui uma superfície específica de $20.000 \text{ cm}^2/\text{g}$ e densidade relativa de $2,2 \text{ kg}/\text{dm}^3$, de acordo com Norma UNE-EN 13263-1 (UNE-EN 13263-1, 2006). (Camacho, 2014).

As características químicas são apresentadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Composição química da sílica ativa.

(Traduzido de Camacho, 2014)

Composição química (%)	
SiO ₂	95,37
Al ₂ O ₃	0,34
Fe ₂ O ₃	0,16
CaO	0,08
SO ₃	0,15
MgO	0,04
K ₂ O	0,30
Na ₂ O	0,18
Cl ⁻	-
TiO ₂	-

6.1.3.3 Escória de Alto Forno

A Escória de Alto Forno foi utilizada como substituição de 20% da quantidade total de cimento, sendo considerado um coeficiente de $K=1$, na substituição por cimento. As amostras de concreto que foram confeccionadas com escória de alto forno foram denominadas de M3. Assim como o cimento, a escória de alto forno utilizada é de fabricação espanhola e suas características atende a prescrição da Norma UNE-EN 15167-1 (UNE-EN 15167-1, 2008). (Camacho, 2014). As características químicas e granulometria estão na Tabela 6.3 e Tabela 6.4, respectivamente.

Tabela 6.3 - Composição química da escória de alto forno.
(Tradução de Camacho, 2014)

Composição química (%)	
SiO ₂	37,00
Al ₂ O ₃	11,84
Fe ₂ O ₃	0,60
CaO	43,50
SO ₃	6,35
MgO	0,00
K ₂ O	0,45
Na ₂ O	0,18
Cl	0,01
TiO ₂	0,43
Ca + Mg/Si	1,35

Tabela 6.4 - Composição granulométrica da escória de alto forno.
(Traduzido de Camacho, 2014)

Granulometria; passa (%)	
Peneira de 1,0 micras	5,51
Peneira de 1,5 micras	7,20
Peneira de 2,0 micras	9,38
Peneira de 3,0 micras	13,74
Peneira de 4,0 micras	17,41
Peneira de 6,0 micras	24,15
Peneira de 8,0 micras	30,88
Peneira de 12,0 micras	44,48
Peneira de 16,0 micras	56,86
Peneira de 24,0 micras	75,77
Peneira de 32,0 micras	87,46
Peneira de 48,0 micras	97,60
Peneira de 64,0 micras	99,85
Peneira de 96,0 micras	100,00
Peneira de 128,0 micras	100,00
Peneira de 196,0 micras	100,00
Diâmetro médio (micras)	13,71

6.1.3.4 Agregado miúdo e graúdo

Os agregados empregados no concreto consistiram de areia e pedra britada com duas granulometrias. A análise granulométrica dos agregados foi realizada de acordo com a Norma UNE-EN 933-1 (UNE-EN 933-,1998). O diâmetro máximo do agregado graúdo obtido foi de 16 mm e 2,66 o módulo de finura da areia. (Camacho, 2014).

Na Tabela 6.5 são apresentados os valores da análise granulométrica e na Figura 6.5 as curvas obtidas nos ensaios de granulometria.

Tabela 6.5 - Resultados dos ensaios de granulometria dos agregados.
(Traduzido de Camacho, 2014).

Análise Granulométrica						
Peneira (mm)	Brita 1		Brita 0		Areia	
	retido	passa	retido	passa	retido	passa
32,00	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00
16,00	0,78	99,22	0,00	100,00	0,00	100,00
8,00	90,30	9,70	5,35	94,65	0,00	100,00
4,00	100,00	0,00	82,65	17,35	0,17	99,83
2,00	100,00	0,00	98,02	1,98	2033	97,67
1,00	100,00	0,00	98,88	1,12	17,18	82,82
0,50	100,00	0,00	99,10	0,90	80,97	39,03
0,25	100,00	0,00	99,46	0,54	87,47	12,53
0,125	100,00	0,00	100,00	0,00	97,42	2,58
0,063	100,00	0,00	100,00	0,00	98,46	1,54
0,032	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00	0,00

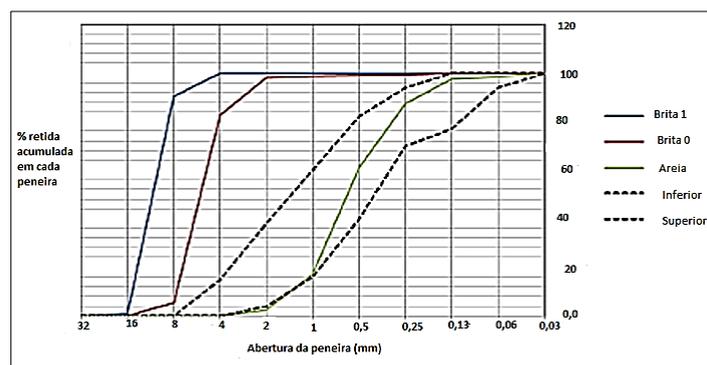


Figura 6.5 – Curvas granulométricas dos agregados. (Traduzido de Camacho, 2014).

Na Figura 6.6 a amostragem dos materiais empregados na elaboração dos concretos.



Figura 6.6 - Materiais empregados na confecção do concreto das amostras.

(Traduzido de Camacho, 2014).

6.1.4 Dosagem do concreto

O concreto foi dosado para uma consistência com um abatimento do cone de Abrams de 6 a 9 cm, relação água/aglomerante de 0,40 a 0,45, resistência à compressão > 50 MPa. Com as adições de sílica ativa (10%) e escória (20%) de alto forno como substituição ao cimento a relação água/aglomerante foi calculada, para os concretos, tipo M2 e M3 pela expressão:

$$a/c = a/(C + kF) \quad (6.1)$$

Onde:

a/c = relação água/aglomerante;

a = quantidade de água (l);

C = quantidade em massa de cimento (kg);

K = coeficiente de eficácia do material de adição;

F = quantidade de adição em percentual da massa de cimento.

A dosagem de cada tipo de concreto é mostrada na Tabela 6.6.

Tabela 6.6- Dosagem dos concretos utilizados no desenvolvimento experimental.
(Camacho, 2014)

Materiais	Unidade	M1	M2	M3
		CP	CPSA	CPEAF
Cimento Portland (c)	kg/m ³	400	320	320
Sílica Ativa (10% e K=2)	kg/m ³	0	40	0
Escória de alto forno (20% e K=1)	kg/m ³	0	0	80
Água	kg/m ³	160	180	180
Areia	kg/m ³	846	861,08	846
Brita 0	kg/m ³	432	463,76	432
Brita 1	kg/m ³	538	551,97	538
SP (%) * superplastificante	%	1,5	1,5	1,1
Relação água/aglomerante**	-	0,4	0,45	0,45

(*): % referente ao peso do material cimentício.
(**): M1=a/c, M2 e M3= a/(c+KF), onde F=adição

A Figura 6.7 demonstra as resistências à compressão obtidas nos três tipos de concreto.

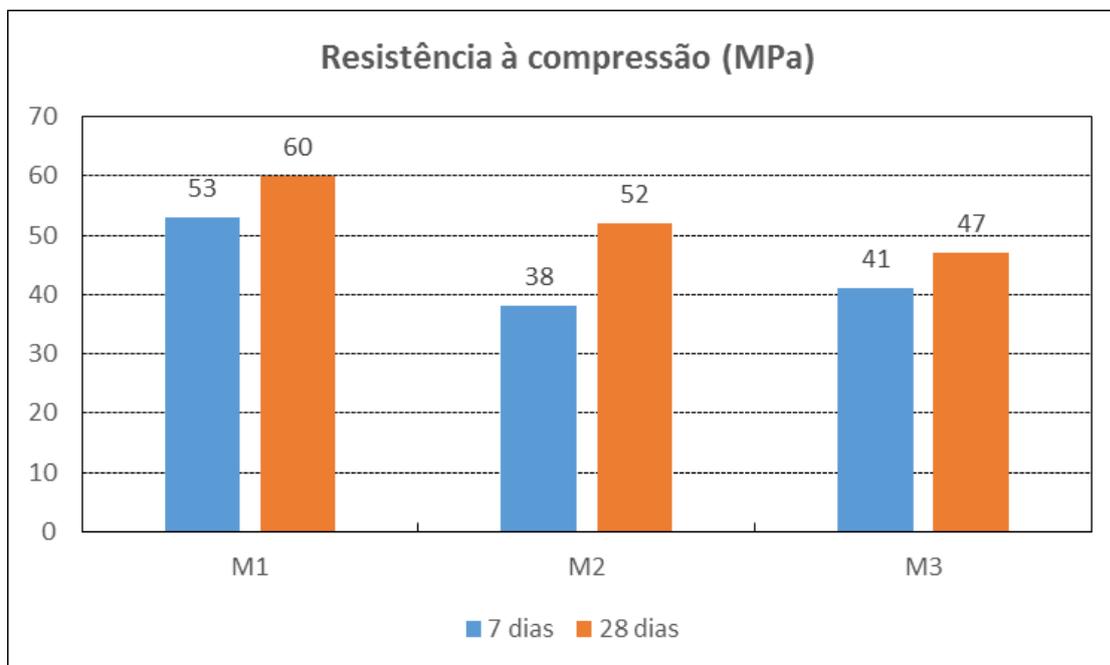


Figura 6.7 - Resistências à compressão dos concretos. (Camacho, 2014).

6.2 METODOLOGIA

6.2.1 Introdução

Todos os ensaios descritos a partir deste item foram desenvolvidos no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Universidade do Rio Grande (FURG) para a elaboração dessa dissertação, com as amostras confeccionadas na Espanha conforme descrito nas seções anteriores.

6.2.2 Equilíbrio das amostras para diferentes graus de saturação

Consiste em estabelecer distintos graus de saturação (100% e aproximadamente 80%, 65% e 45%) nas amostras de concreto com dimensões de $\varnothing = 100$ mm e 50 mm de altura. O grau de saturação foi determinado com o emprego da seguinte fórmula:

$$GS = 100 \frac{m_{GS} - m_{seco}}{m_{seco}} \cdot \frac{100}{A} \quad (6.2)$$

Onde:

GS = grau de saturação a determinar (%);

m_{GS} = massa da amostra para o GS estabelecido (g);

m_{seco} = massa da amostra seca (g);

A = absorção de água da amostra depois de imersão e fervura. (%). (ASTM C 642 e ABNT NBR 9778/2005).

Para estabelecer os distintos graus de saturação foi necessário saturar as amostras de concreto, submergindo-as em água destilada, em ambiente com controle de temperatura ($23 \pm 2^\circ\text{C}$), verificando a constância de massa, quando a diferença entre massas de cada amostra apresentou diferença menor do que 0,5% entre pesagem de 24 h, colocou-se as amostras em recipiente para promover a fervura em água destilada durante 5 horas, obtendo assim um GS

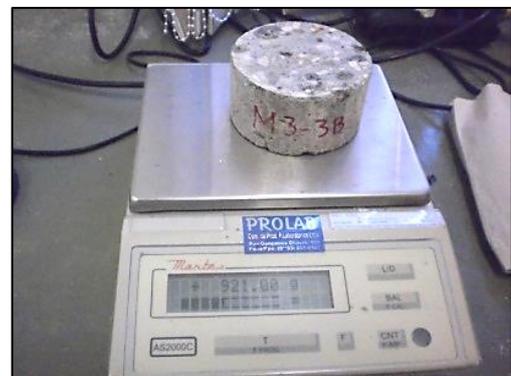
de 100%. As amostras com GS de 100% permaneceram depositadas no recipiente com água destilada após a fervura até serem contaminadas.

Os demais GS se obteve secando as amostras em estufa (50°C) até alcançar a massa correspondente. Uma vez determinado os GS de aproximadamente 80%, 60% e 45%, as amostras foram ensacadas em 3 (três) sacos plásticos onde cada exemplar foi hermeticamente vedado através de guilhotina térmica, colocando-se novamente em estufa (50°C) por tempo mínimo de três dias ou pelo mesmo tempo que ficaram na estufa anteriormente para alcançar o peso correspondente ao grau de saturação. Este último procedimento tem a finalidade de equilibrar a distribuição de água no interior das amostras de concreto.

Na Figura 6.8 são detalhados todos os procedimentos iniciais efetuados para a obtenção do GS para cada amostra. E na Figura 6.9, os procedimentos pós-fervura.



a)



b)



c)



d)

Figura 6.8 - Procedimentos iniciais realizados para estabelecer os diferentes graus de saturação das amostras de concreto: a) Saturação das amostras; b) Pesagem para verificar constância de massa antes de ferver; c) Controle de temperatura no ambiente; d) Amostras de concreto fervidas durante 5 horas. (Fonte: Autor)



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 6.9 - Procedimentos pós-fervura para estabelecer os diferentes graus de saturação das amostras de concreto: a) Secagem em estufa (50°C); b) Fechamento hermético; c) Controle de massa pós-ensacadas; d) Distribuição homogênea da água no interior do concreto na estufa (50°C); e) Estabilização pós-estufa com controle de temperatura (23°C). (Fonte: Autor)

6.2.3 Contaminação com NaCl e armazenamento das amostras

Após o período de estabilização, onde se considera equilíbrio da distribuição de água no interior da rede porosa das amostras de concreto, foi realizada a contaminação através da colocação de 10 gramas de NaCl moído em peneira com malha cuja abertura é de 0,149 mm.

A contaminação foi realizada sobre uma das faces planas da amostra deixando-se cerca de 10 mm de espaço entre o sal e a borda, com o objetivo de evitar escorrimento do agente contaminante que poderia alterar a penetração de cloreto de forma unidirecional. Para fixar o sal na face da amostra se colocou uma fita adesiva sobre o NaCl.

Para manter o GS adquirido para cada amostra, estas foram novamente ensacadas com os mesmos procedimentos citados no item anterior e armazenadas em caixas plásticas fechadas com controle da umidade relativa. Para as amostras com GS de 100% foi empregada somente água destilada, para as demais amostras com GS de 80%, 60% e 45% foi utilizada uma mistura de água com glicerol para manter uma umidade relativa de 93%, 73% e 67%, respectivamente. O objetivo de se manter as amostras neste ambiente foi de diminuir a diferença de umidade entre o ambiente externo e o interno dificultando a perda de água das amostras ensacadas.

A equação de Forney&Brands (1992) mostra o critério utilizado para estabelecer as umidades relativas mediante solução glicerol-água. A equação (6.3) define a massa específica da solução glicerol-água necessária para produzir uma determinada umidade relativa.

$$SG = [-0,189 (RH) + 19,9] \quad (6.3)$$

Onde:

SG = massa específica da solução glicerol-água;

RH = umidade relativa necessária (%).

A relação de glicerol-água necessária para produzir a massa específica pode ser estimada pela equação (6.4), mediante o gráfico apresentado na Figura 6.10.

$$G_w = 383 (SG) - 383 \quad (6.4)$$

Onde: G_w = porcentagem de glicerol por peso de solução (%).

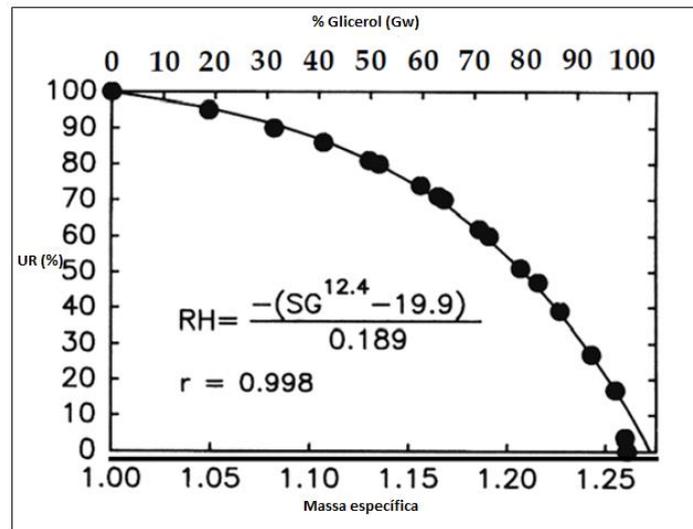


Figura 6.10 - Relação da massa específica e o conteúdo de glicerol da solução glicerol-água e umidades relativas em equilíbrio a 24 °C. Os pontos representam dados reais obtidos por Braun and Braun (Braun & Braun, 1958) e a linha representa um modelo derivado do emprego dos dados experimentais.

O cálculo do volume do glicerol e água necessários para preparar a solução pode ser calculado empregando a equação (6.5) e a equação (6.6), respectivamente.

$$G_v = (G_w W_T) / (100 \times 1,262) \tag{6.5}$$

Onde:

G_v = volume de glicerol (ml);

W_t = massa total da solução (g).

O valor de 1,262 g/ml corresponde a densidade do glicerol puro a 25°C.

O cálculo do volume necessário de água é dado pela equação (6.6).

$$H_v = [(100 - G_w) W_T] / (100 \times 1,0) \tag{6.6}$$

Onde:

H_v = volume de água (ml).

O valor de 1,0 g/ml corresponde à densidade da água.

A Figura 6.11, a seguir, mostra a sequência dos procedimentos para a colocação do contaminante NaCl.



a)



b)



c)



d)



e)

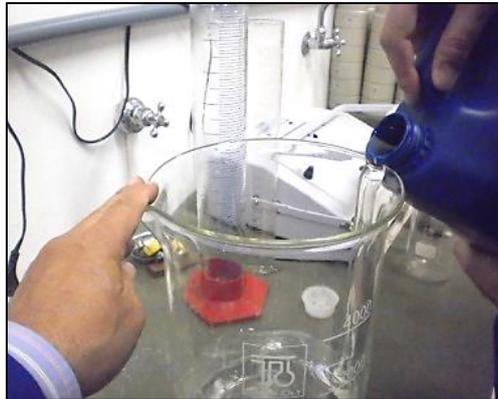


f)

Figura 6.11 - Contaminação das amostras de concreto: a) Moagem do NaCl através de pilão; b) Colocação do NaCl moído na peneira; c) Passando na peneira malha 0,149 mm; d) Colocação do NaCl, 10 g; e) Fixação da fita protetora; f) Amostra contaminada e vedada.

(Fonte: Autor)

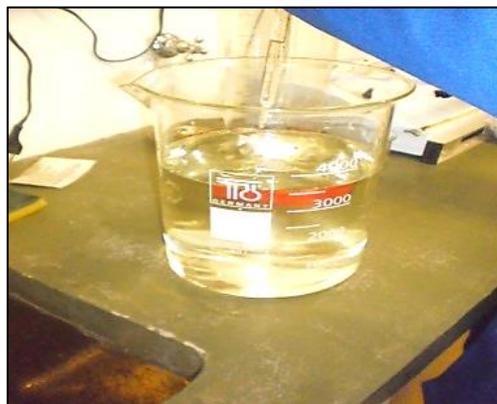
A Figura 6.12 mostra a preparação da solução água e glicerol para o ambiente onde serão armazenadas as amostras, conforme as equações (6.6) e (6.5).



a)



b)



c)

Figura 6.12 - Preparação da solução água destilada e glicerol: a) Colocação do glicerol; b) Colocação da água; c) Homogeneização da solução. (Fonte: Autor).

A Figura 6.13 mostra o recipiente, com a solução água destilada e glicerol, onde as amostras contaminadas foram armazenadas, com o detalhe dos suportes para evitar que não haja contato dessas com a solução úmida. As amostras foram armazenadas de acordo com o grau de saturação. Os recipientes fechados ficaram em ambiente com temperatura controlada. ($23 \pm 2^\circ\text{C}$).



a)



b)



c)



d)

Figura 6.13 - Armazenamento das amostras contaminadas: a) Recipiente para armazenamento com a solução água glicerol e suportes para os CPs; b) Colocação das amostras sobre os suportes; c) Todas as amostras no recipiente; d) Caixas fechadas com as amostras para cada GS determinado. (Fonte: Autor)

6.2.4 Extração

Depois de efetivado o tempo de contaminação das amostras em concreto, se realizou a extração dos perfis de penetração de cloreto para cada amostra e seu respectivo GS. As amostras foram retiradas das caixas removendo-se a fita juntamente com o excesso de NaCl que permaneceu sobre a face contaminada. A amostra é pesada para determinação do GS final, junto com a pesagem do CP antes de contaminar e determina-se, assim, o GS médio durante o ensaio. Durante o período que os CPs ficam contaminados foram feitas pesagens de verificação da massa.

A seguir a superfície contaminada é limpa através de lixamento, retirando-se o material contaminante excedente com uma escova de aço e como procedimento final de limpeza a aplicação de jato de ar comprimido para que na superfície e em alguns poros visíveis não fique nenhum excesso de NaCl. A finalidade desta limpeza é de evitar-se que por ocasião da extração das camadas, a concentração de cloreto na camada inicial tenha um valor fora da curva dos demais pontos de teor de cloreto, causado por um resíduo superficial de NaCl.

No passo seguinte a amostra é colocada no equipamento especialmente projetado para este trabalho para que se efetue a extração de material pulverizado. A extração consistiu de 10 camadas de aproximadamente 2 mm, sendo que a espessura foi controlada através de paquímetro realizando medições em três pontos ao longo do diâmetro da amostra para se obter a profundidade média da camada.

Entre cada camada extraída o CP era limpo com jato de ar comprimido para a retirada total do material pulverulento, para que a próxima camada não contivesse resquícios de material da camada anterior.

O material extraído é armazenado em sacos plásticos com fechamento hermético para que seja posteriormente obtida a configuração do perfil de penetração de cloretos através de ensaio químico (potenciometria utilizando eletrodo de prata/cloreto de prata).

A Figura 6.14 mostra os procedimentos de preparação da amostra para a extração de concreto contaminado com os cloretos.



a)



b)



c)



d)

Figura 6.14 - Procedimentos de preparação para a extração do concreto contaminado. a) Retirada da fita protetora do NaCl; b) Lixamento; c) Escovação; d) Aplicação de jato de ar comprimido. (Fonte: Autor).

A Figura 6.15 mostra as ferramentas e materiais utilizados para a extração de concreto das amostras contaminadas.



a)



b)



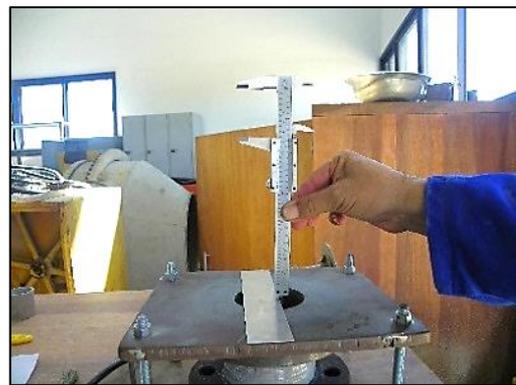
c)

Figura 6.15 - a) Materiais e ferramentas utilizadas; b) Equipamento projetado para fixação dos CPs na extração; c) Furadeira com broca especial para concreto. (Fonte: Autor)

A Figura 6.16 mostra todos os procedimentos de extração do concreto contaminado.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 6.16 - Procedimentos de extração do concreto contaminado: a) Processo de extração; b) Controle de espessura das camadas; c) Retirada do concreto em pó por camada; d) Concreto contaminado em pó de uma determinada camada; e) Ensacamento hermético do concreto em pó por camada de 1 a 10. (Fonte: Autor).

A partir dessas amostras de material extraído foram executados ensaios químicos (potenciometria utilizando eletrodo de prata/cloreto de prata) para obtenção da quantidade de cloretos por camada e elaboração dos perfis de penetração de cloretos. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Química dos Materiais da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

Inicialmente o material de cada amostra é colocado em recipiente de vidro, homogeneizado manualmente e retirado de 0,5 gramas a 1,0 grama para ser ensaiado, o restante é acondicionado nos mesmos sacos plásticos ficando esse material como reserva. O material a ensaiar depois de pesado é seco em estufa a $100 \pm 5^\circ\text{C}$.

Após a secagem o material é colocado em solução de ácido nítrico (HNO_3) que irá desfazer a combinação entre o aglomerante e os cloretos através do ataque ao aglomerante e consequentemente liberando os cloretos. Essa solução de ácido e concreto é fervida posteriormente e esfriada em repouso com o recipiente colocado em água fria. Após, cada amostra deve ter seu pH regulado em torno de 2 a 3 e para isto deve ser adicionado à solução hidróxido de cálcio (NaOH). Deve se adicionar também à solução 1,0 ml de NaCl para que o ensaio tenha eficácia, pois a amostra original pode ter uma concentração muito pequena de cloretos.

Para a medição potenciométrica (potenciometria) que possibilitará obter a concentração de cloretos nas amostras foi utilizado um aparelho denominado de potenciômetro, que determina a composição de uma solução mediante o potencial que aparece entre dois eletrodos utilizando eletrodo de prata/cloreto de prata.

A partir daí se procede o ensaio com as leituras do potenciômetro até apresentar picos de medição, neste instante o ensaio é encerrado com mais três medições de confirmação. Com os dados obtidos, através de formulação matemática, obtém-se as concentrações de cloretos. À título de ilustração, no Apêndice dessa Dissertação estão planilhas com os dados do ensaio e o cálculo do teor de cloretos de alguns corpos de prova.

A Figura 6.17 a seguir mostra os procedimentos deste ensaio químico.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 6.17 - Ensaio de potenciometria para obtenção do teor de cloretos por camada: a) Material proveniente das extrações, separado por camadas; b) Adição de HNO_3 na solução; c) Homogeneização do material; d) Colocação de Hidróxido de cálcio para regular o pH da solução; e) Colocação de KCl para completar a solução no tubo que contém o eletrodo de prata do equipamento; f) Equipamento elétrico utilizado (potenciômetro). (Fonte: Autor)

6.2.5 Ensaio de Porosidade

6.2.5.1. Introdução

A caracterização da microestrutura porosa pode ser obtida por diversos tipos de ensaios normatizados. Para esta pesquisa os ensaios de porosometria se deram pelo método denominado de Porosometria por Intrusão de Mercúrio (PIM).

O ensaio PIM tem a finalidade de caracterizar os materiais porosos como o concreto, determinando o volume e distribuição do tamanho dos poros desde 2,5 nm até 100 µm. Foi aplicado pela primeira aos materiais cimentícios em 1961 por Edel`man, Sominski & Kopchikova (Camacho, 2014).

O ensaio tipo PIM tem sido utilizado por muitos pesquisadores para avaliar a qualidade do concreto através dos parâmetros da distribuição e o tamanho dos poros. O diâmetro crítico (D_{crit}) da rede de poros e a percentagem da rede interligada de poros em relação ao volume total de poros são parâmetros fornecidos por este ensaio.

O diâmetro crítico (D_{crit}) da rede de poros é um importante parâmetro fornecido por este ensaio, que pode ser definido como o menor diâmetro de poro que forma a rede mais interligada de vazios, isto é, a rede de poros na qual os agentes agressivos podem penetrar mais facilmente.

A técnica utilizada no ensaio baseia-se na propriedade do mercúrio de não ser um líquido que adentre em um sólido poroso por capilaridade, pois dentre os diversos líquidos possui valores mais altos de tensão superficial e do seu ângulo de contato, havendo assim que se exercer uma força para que penetre na rede porosa do sólido.

Os dados do PIM são obtidos através da fórmula matemática idealizada por Washburn (Gil, 2009), que define a entrada, em um sólido poroso, de um líquido que não tenha a característica da capilaridade. A expressão (6.7) define o valor do diâmetro:

$$D = \frac{-4\gamma\cos\theta}{p} \quad (6.7)$$

Onde:

D = diâmetro do poro (m);

p = pressão necessária para a penetração do líquido dentro do poro em N/m^2 ;

γ = tensão superficial do líquido em N/m ;

θ = ângulo de contato entre o líquido e a superfície do sólido.

Para a porosidade total do material em análise, utiliza-se a fórmula (6.8) a seguir:

$$P_t = \frac{V_p}{V_m} 100 \quad (6.8)$$

Onde:

P_t = porosidade total (%);

V_p = volume de poros em mm³;

V_m = volume do material em mm³.

6.2.5.2. Metodologia Aplicada

Foram realizados ensaios PIM em duas amostras de cada mistura de concreto desta pesquisa, isto é, concreto tipo M1 (sem adições), M2 (adição de sílica ativa) e M3 (adição de escória de alto forno).

Estes ensaios foram realizados no Laboratório do Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil da Universidade do Vale dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

A preparação das amostras foi executada no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), Brasil. Que consistiu da execução dos cortes nos CPs, onde foram fatiados na espessura de, aproximadamente, 10 mm, marcação para os cortes em cubos com aproximadamente 10 mm de aresta. Os cortes foram realizados tentando a retirada de parte da argamassa do concreto, evitando retirar partes do agregado gráudo ou a menor quantidade possível desse agregado, pois estes interferem no resultado final.

Após, as amostras foram encaminhadas ao Laboratório da Unisinos, onde se realizaram os procedimentos para a execução do PIM e o ensaio propriamente dito.

A Figura 6.18 a seguir ilustra os procedimentos de corte das amostras:



a)



b)



c)



d)

Figura 6.18 - a) Marcação no CP para o corte em fatia de 10 mm; b) Fatia de 10 mm de um dos CPs; c) Marcação no CP de zona livre de agregado graúdo para a obtenção das amostras; d) Corte longitudinal para extrair uma amostra de 10 mm de aresta. (Fonte: Autor)

7. RESULTADOS E ANÁLISES

7.1 TEOR DE CLORETOS

7.1.1 Resultados

A partir dos resultados obtidos nos ensaios realizados no desenvolvimento experimental deste trabalho e descritos no Capítulo anterior (6), foram elaborados gráficos da concentração de cloretos para cada tipo de concreto.

Foram elaborados gráficos formando os perfis de penetração de cloretos para duas amostras de cada tipo de concreto, sendo que se houvesse necessidade por alguma discrepância de valores entre as duas amostras, seriam elaborados gráficos dos perfis de cloreto para uma terceira amostra.

Os resultados apresentados não foram discrepantes entre uma e outra amostra e sendo assim neste trabalho são apresentados os gráficos de duas amostras para cada tipo de concreto e para todos os GS (médio) apurados. Os dados que originaram estes gráficos estão no Apêndice desta Dissertação.

As Figuras 7.1; 7.2 e 7.3 apresentam estes gráficos para cada tipo de concreto (M1, M2, M3) desta pesquisa, a partir da página seguinte:

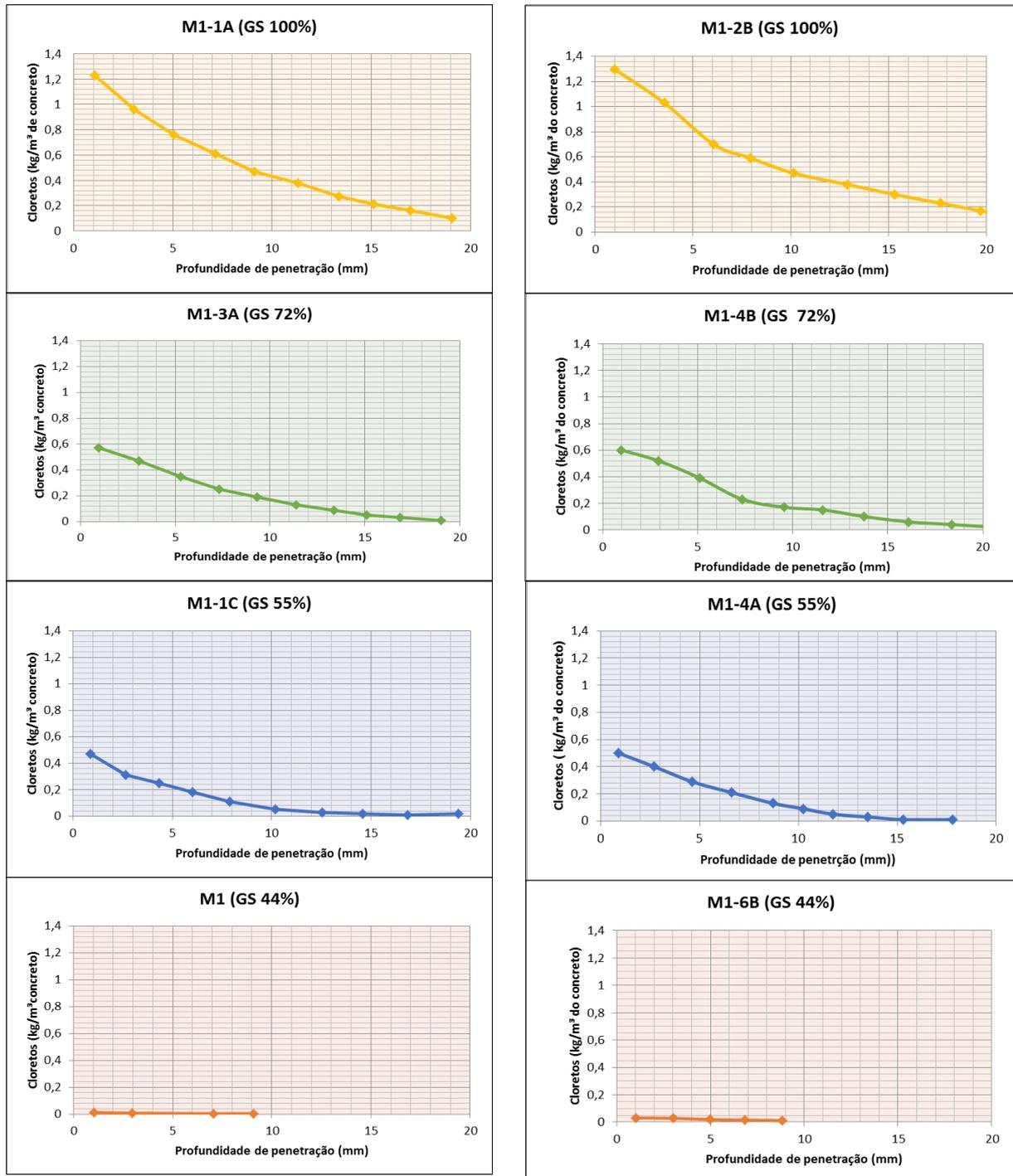


Figura 7.1 - Gráficos de concentração de cloretos (kg/m³ do concreto) pela profundidade de penetração (mm) para o concreto tipo M1.

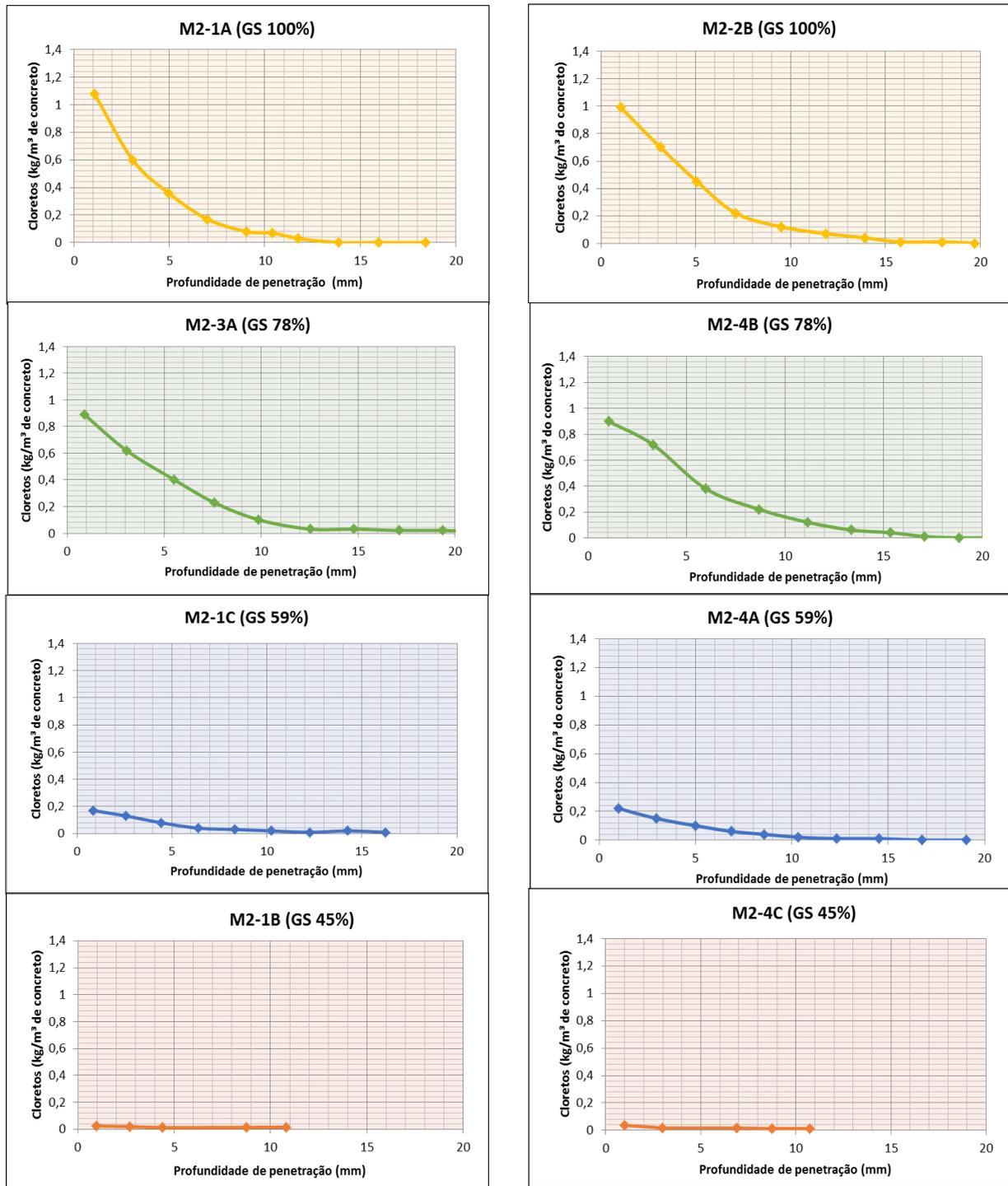


Figura 7.2 - Gráficos de concentração de cloretos (kg/m³ do concreto) pela profundidade de penetração (mm) para o concreto tipo M2.

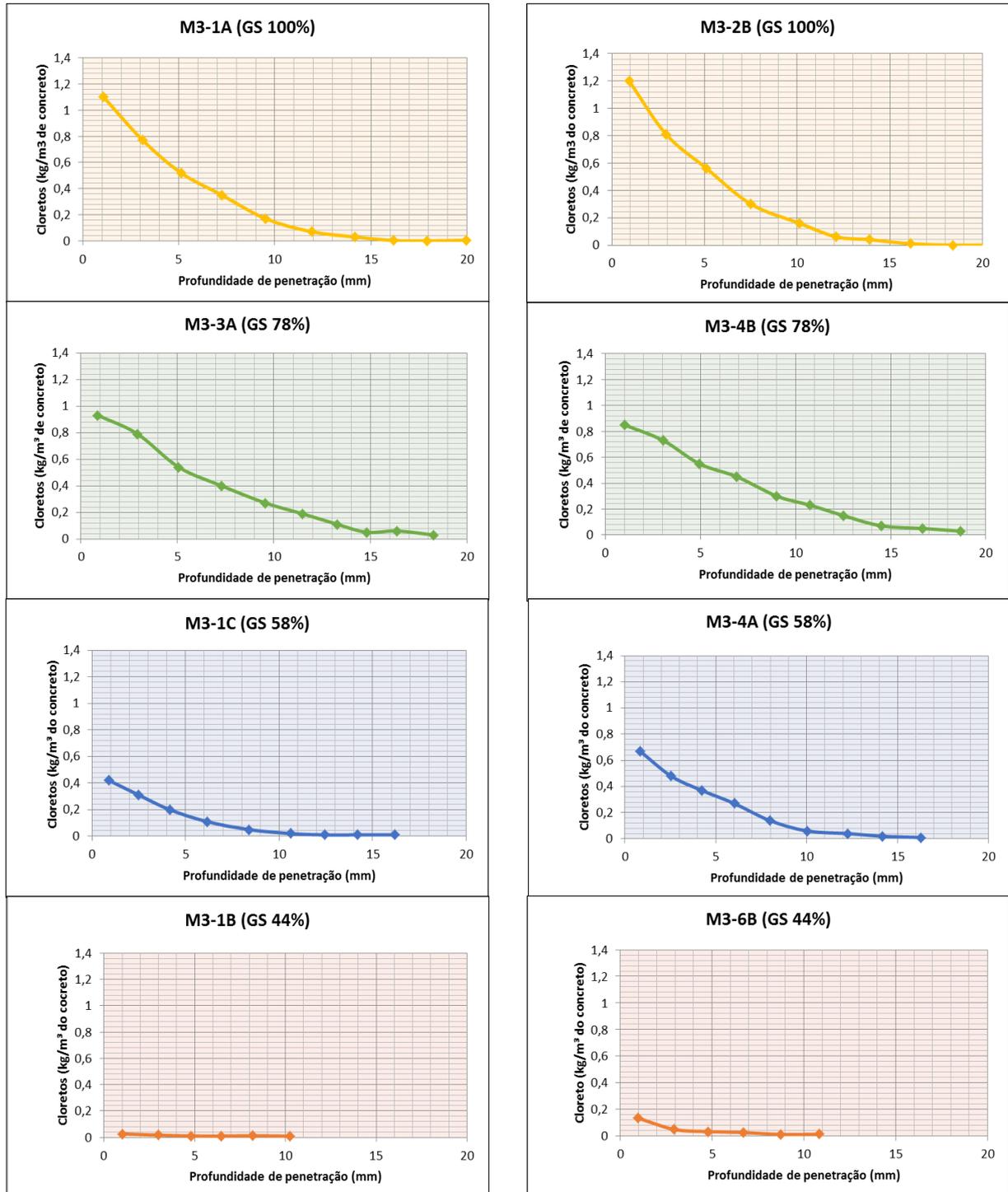


Figura 7.3 - Gráficos de concentração de cloretos (kg/m³ do concreto) pela profundidade de penetração (mm) para o concreto tipo M3.

7.1.2 Análise

Nas Figuras 7.1 7.2 e 7.3 observam-se os gráficos com os perfis do teor de cloretos obtidos nas amostras de cada tipo de concreto (M1, M2, M3) para os diversos graus de saturação apurados. A influência do grau de saturação (GS) no teor e na de penetração dos cloretos é bem visível em todos os três tipos de concreto.

Os concretos M1, M2 e M3, tiveram para GS igual a 100% os maiores valores de teor e de penetração dos cloretos. E em todos para GS menores de 45% os teores são muitos baixos de cloretos, inclusive não atingindo as últimas camadas do ensaio.

No aspecto geral, do quesito teor e penetração, o melhor desempenho é do concreto M2, seguido do M3 e sendo o M1 o pior desempenho.

O concreto M1 entre GS de 100% e 72% a concentração cai pela metade, em M2 e M3 este decréscimo é de 15 a 20%, sendo que nesta faixa M2 e M3 estão muito parecidos, porém na faixa abaixo, próximo de 60%, o M2 apresenta-se mais resistente à penetração dos cloretos.

Na faixa entre, aproximadamente, 80 e 60% a redução é maior nos concretos M2 e M3 do que no M1.

Estes resultados obtidos vêm ao encontro dos estudos existentes e apresentados neste trabalho, por exemplo, o gráfico e esquema ilustrativo de Guimarães (2000) expostos no item 5.2.3 através das Figuras 5.3 e 5.4 onde mostra que no concreto saturado a penetração de cloretos é facilitada, e ao reduzir o GS até próximo de 80% a redução do teor de cloretos é maior.

No entanto, para essa pesquisa apresentou uma redução menor nos dois concretos M2 e M3, sendo contrário ao encontrado na bibliografia, isso pode ser relacionado ao fato de que M1, M2 e M3 são concretos com aglomerantes diferentes. No caso de Rodrigues (2009) e Guimarães (2005) analisaram cinco traços de um mesmo concreto, ou seja concreto de mesma família, onde Rodrigues (2009) utilizou o cimento ARI para todas as amostras, variando apenas consistência, relação a/c e consumo de cimento e Guimarães (2005) fez o mesmo utilizando o cimento pozolânico CP IV-32. Nesta pesquisa houve variação do tipo de aglomerante ao ser substituído o cimento por sílica ativa (concreto M2) e escória de alto forno (concreto M3), logo são diferentes entre eles.

7.2 COEFICIENTE DE DIFUSÃO (D)

7.2.1 Resultados

A tabela 7.1 mostra os valores calculados para coeficiente de difusão (D) e grau de saturação médio para cada amostra, além do Cs e da relação D/Dmáx.

Tabela 7.1 - Valores de Coeficientes de Difusão e GS médio apurados.

Concreto	Amostra	Tempo de contaminação (dd)	Cs (%/m conc.)	D ($\cdot 10^{-6} \text{mm}^2/\text{s}$)	Dmédio ($\cdot 10^{-6} \text{mm}^2/\text{s}$)	D/Dmáx	GSmédio (%)
M1	M1-1A	28	1,27	21,90	23,90	1	100
	M1-2B	34	1,12	25,89			
	M1-3A	61	0,62	7,14	8,73	0,36514	71,4
	M1-4B	70	0,76	10,31			
	M1-4A	103	0,54	3,08	2,56	0,10714	54,6
	M1-1C	110	0,49	2,04			
	M1-1B	140	0,010	0,79	0,79	0,03285	43,2
	M1-6B	212	0,03	0,78			
M2	M2-1A	28	1,29	4,12	3,75	1	100
	M2-2B	34	1,36	3,38			
	M2-3A	61	1,00	3,55	3,00	0,79867	77,9
	M2-4B	70	0,93	2,44			
	M2-4A	90	0,050	0,50	0,81	0,21600	58,2
	M2-1C	148	0,18	1,12			
	M2-1B	188	0,02	0,24	0,19	0,04933	45,1
	M2-4C	212	0,04	0,13			
M3	M3-1A	29	1,26	8,08	8,53	1	100
	M3-2B	35	1,48	8,97			
	M3-3A	61	1,03	6,34	5,88	0,68974	77,9
	M3-4B	70	0,97	5,42			
	M3-4A	104	0,73	2,11	1,74	0,20411	57,6
	M3-1C	110	0,49	1,37			
	M3-1B	182	0,02	0,19	0,20	0,02287	44,2
	M3-6B	211	0,17	0,20			

Na Tabela 7.1 Cs é a concentração inicial de cloretos; D o coeficiente de difusão obtido para cada amostra; Dmédio a média dos valores do coeficiente de difusão de cada amostra; D/Dmáx a relação entre o coeficiente de difusão médio de cada GS e o coeficiente de difusão para GS igual a 100%; GSmédio o grau de saturação médio obtido.

Para obtenção do coeficiente de difusão foi utilizado a solução da 2ª Lei de Fick considerando Cs e D constante, sendo utilizada a equação (3.5) para cada perfil de cloreto obtido. Com duas incógnitas Cs e D e utilizado o método da regressão do mínimo erro quadrado.

Com os dados da Tabela 7.1 obteve-se o gráfico relacionando o coeficiente de difusão (Dmédio) e o grau de saturação (GSmédio) e outro gráfico relacionando D com o coeficiente de difusão máximo (para GS de 100%, Dmáx), sendo que este gráfico torna-se um Modelo a ser utilizado para este tipo de concreto analisado nesta pesquisa. A Figura 7.4 abaixo mostra o gráfico Dméd x GS e a Figura 7.5 o gráfico D/Dmáx x GS.

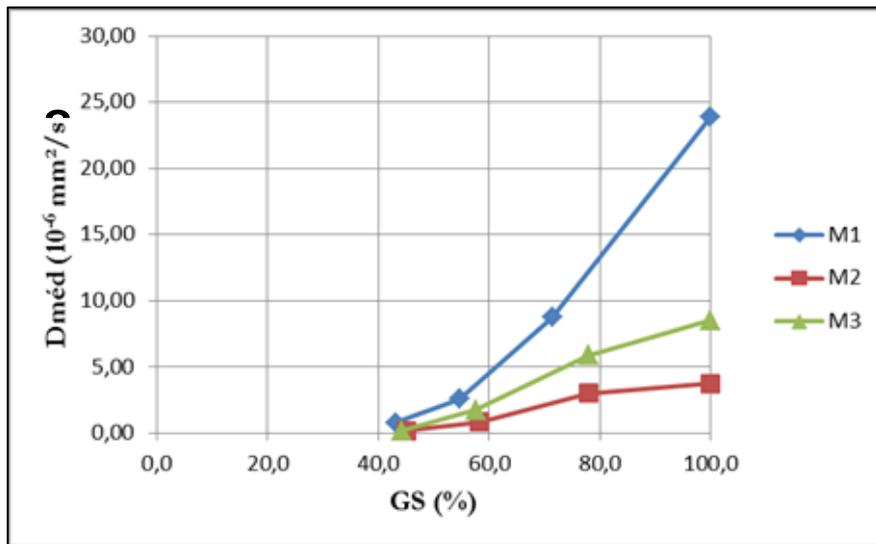


Figura 7.4 - Gráfico relacionando o Coeficiente de difusão médio (Dméd) em função do grau de saturação (GS).

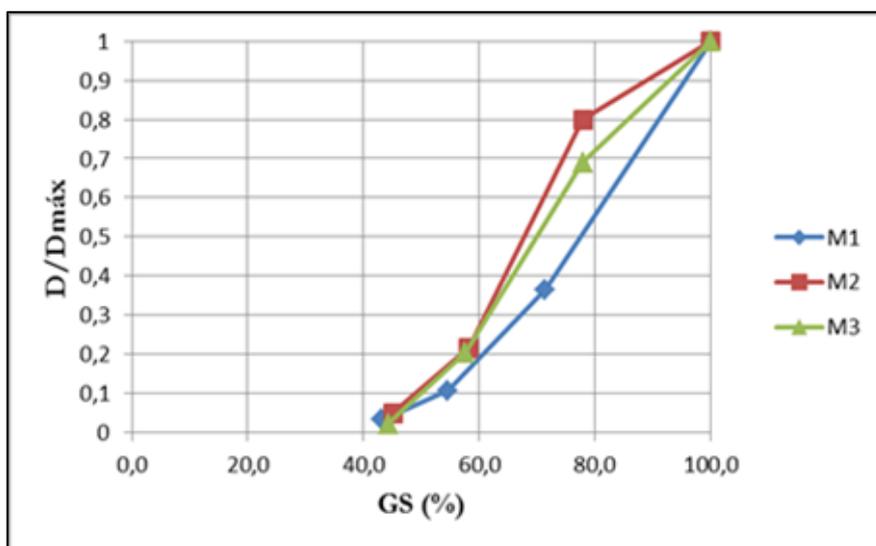


Figura 7.5 - Gráfico relacionando o D/Dmáx. com o grau de saturação (GS).

7.2.2 Análise

Ao analisar os dados obtidos através dos gráficos da Figura 7.4 e 7.5 verifica-se a influência do grau de saturação no coeficiente de difusão em todos os três tipos de concreto.

No gráfico $D_{méd} \times GS$ (b) para a amostra do concreto M1, concreto sem adição, a difusão para GS entre 100% e 80% é bem maior do que as amostras de concreto tipo M2 e M3, sendo que a partir de aproximadamente 60% a diferença diminui até praticamente convergir para GS aproximadamente igual a 45%.

Na comparação entre os concretos tipos M2 e M3, para GS entre 100% e 80% o coeficiente de difusão é um pouco inferior para M2, mas convergem em GS de 60% e 44%.

Verifica-se também que o coeficiente de difusão para valores de GS aproximadamente 40% o coeficiente de difusão tende a zero.

As análises desses gráficos são, praticamente, a mesma daquelas análises dos perfis de cloretos, o que comprova a eficácia dos ensaios realizados.

7.3 POROSOMETRIA (PIM)

7.3.1 Resultados

Um dos parâmetros de análise da qualidade do concreto, através do Ensaio de PIM, são a determinação do diâmetro crítico (D_{crit}) e a porcentagem da rede interligada de poros em relação ao volume total. Entende-se por D_{crit} o menor diâmetro de um poro formador da rede porosa mais conectada. Este sistema capilar formado é o responsável pela facilitação do intercâmbio de água e vapor entre a estrutura interna de poros e o ambiente externo. Para Guimarães et al (2015) a determinação da relação entre o volume de poros com diâmetro maior ou igual ao D_{crit} e o volume total de poros que resulta na porcentagem de poros mais interconectados é mais importante do que o volume total de poros, eis que apenas os poros mais interligados influirão na qualidade do concreto. Quanto menor esta relação, mais refinada é a rede de poros e maior a resistência ao ataque de agentes agressivos.

Mehta et al (1994) também sugere que a distribuição de tamanhos dos poros e não a porosidade capilar total, é o melhor critério para a avaliação das características de vazios capilares maiores do que 50 nm de uma pasta.

Sendo assim, este estudo irá analisar os resultados do ensaio PIM sobre a ótica dos valores apurados do Dcrit. e do percentual de poros mais interligados.

A Figura 7.6 e 7.7 representam, através de gráfico, a distribuição dos valores de percentual de poros mais interligados e os valores do Dcrit, para cada tipo de amostra e a média entre elas, para cada tipo de concreto M1, M2 e M3, respectivamente:

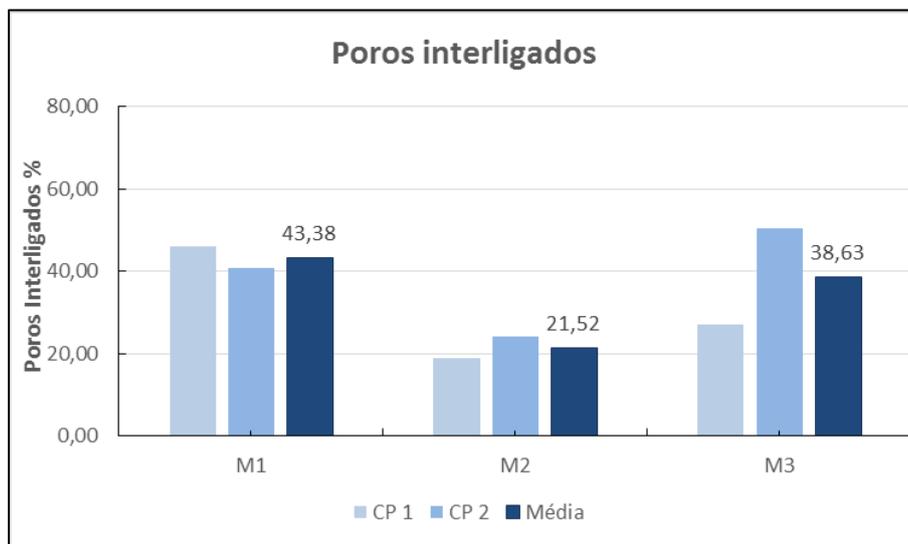


Figura 7.6 - Representação gráfica do percentual do volume de poros interligados para cada tipo de concreto. A representação mais clara é referente aos CPs ensaiados e a representada em cor mais escura relaciona a média dos resultados.

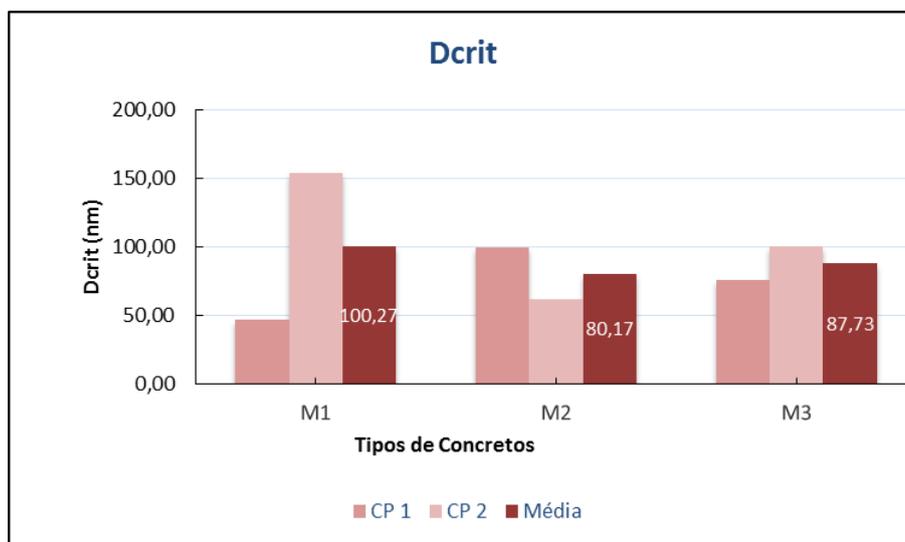


Figura 7.7 - Representação gráfica dos valores de Dcrit para cada tipo de concreto. A representação mais clara é referente aos CPs ensaiados e a representada em cor mais escura relaciona a média dos resultados.

Outro dado retirado do PIM são as faixas dos valores dos diâmetros da rede porosa. A Figura 7.8 a seguir mostra gráfico de distribuição da rede de poros das faixas de diâmetros a partir do D_{crit} . para cada concreto:

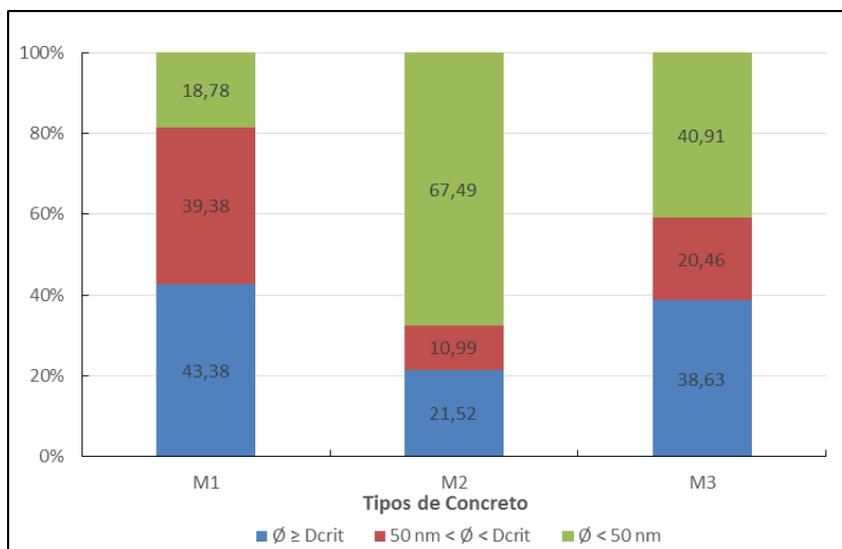


Figura 7.8 - Representação gráfica do percentual das faixas dos diâmetros dos poros para cada tipo de concreto.

7.3.2 Análise

Observa-se, pelo gráfico apresentado na Figura 7.8 que há um refinamento dos poros no concreto M2 em relação aos demais. Verifica-se isto, pois entre o M2 e o M1 o percentual de poros maiores que o D_{crit} é de aproximadamente 50% e com relação ao M3 é de aproximadamente 40%. Na faixa dos poros maiores de 50 nm, mas menores do que D_{crit} o concreto M3 apresenta aproximadamente a metade do percentual desta faixa no M1, o que acaba trazendo ao M3 a melhor condição do que M1.

O concreto M1, que não possui nenhuma adição, apresenta maior percentual de poros mais interligados (Figura 7.6), embora o M3 tenha somente uma pequena diferença, sob este aspecto.

Conforme Mehta (1994) os poros com diâmetro maior que 50 nm influenciam na difusão de cloretos. Neste sentido o M3 apresenta uma rede de poro mais refinada que M1, sendo que o

volume de poros com diâmetro menor que 50 nm é mais que o dobro no concreto M3 em relação ao M1.

A Figura 7.9, através do gráfico que relaciona o percentual de poros mais conectados e o diâmetro crítico (Dcrit) para os três concretos dessa pesquisa, mostra que há uma tendência à linearidade com esta relação, concretos com Dcrit maior, tem o maior percentual de poros conectados. O M1, por exemplo que não possui nenhuma adição tem o pior desempenho para a durabilidade, em relação a esses parâmetros.

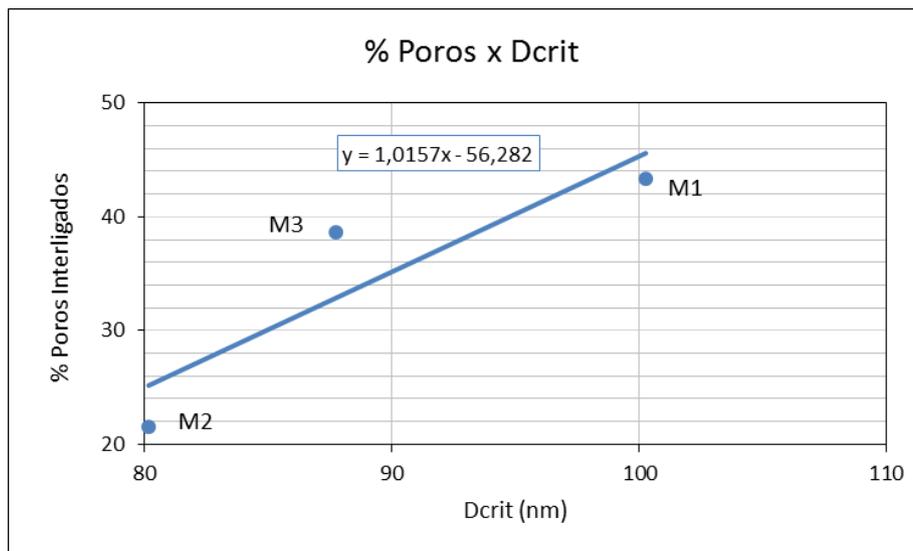


Figura 7.9 - Gráfico com a relação entre o percentual de poros mais conectados e o Dcrit para os concretos M1, M2 e M3.

A Figura 7.10 apresenta gráfico relacionando o percentual de poros mais conectados com a resistência à compressão obtida aos 28 dias de M1, M2 e M3 e na Figura 7.11 a relação da resistência é com o Dcrit.

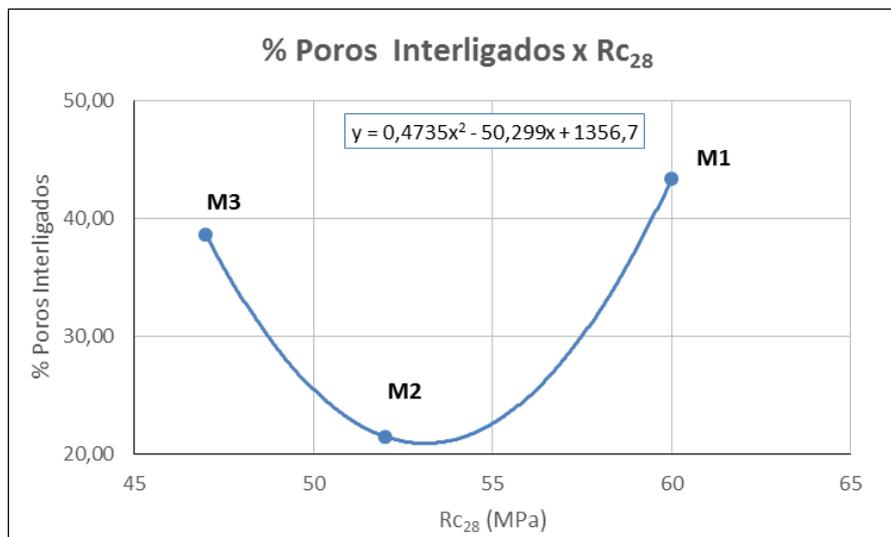


Figura 7.10 - Gráfico com a relação entre o percentual de poros mais conectados e a resistência à compressão aos 28 dias (Rc₂₈) em MPa, para os concretos M1, M2 e M3.

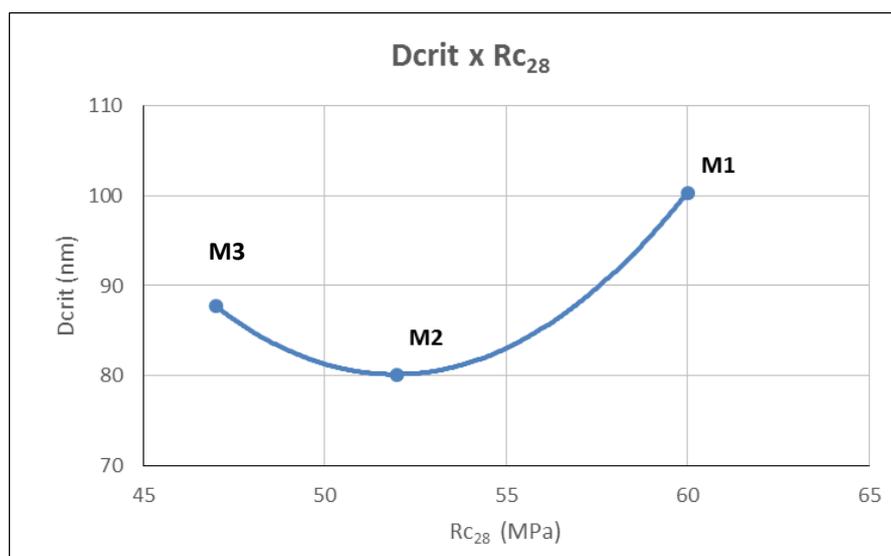


Figura 7.11 - Gráfico com a relação entre o diâmetro crítico (Dcrit) e a resistência à compressão aos 28 dias (Rc₂₈) em MPa, para os concretos M1, M2 e M3.

Analisando os gráficos das Figuras 7.10 e 7.11, verifica-se que a relação entre a resistência à compressão dos concretos e o desempenho para a porosidade (% poros mais conectados e Dcrit), não é diretamente proporcional. O pior concreto no quesito durabilidade (M1) tem a melhor resistência à compressão, ou seja, os concretos tipos M1, M2 e M3 tiveram resistências aos 28 dias de 60,0 MPa, 52 MPa e 47 MPa, respectivamente, neste caso

verificou-se que a relação da resistência à compressão é inversa da durabilidade. Conforme Mehta et al (1994) essa situação pode ser relacionada aos concretos, diferentemente de outros materiais, pois a presença de microfissuras na zona de transição entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, faz com que a relação porosidade e resistência sejam mais complexas para os concretos. E neste caso também pode-se considerar que os concretos entre si são diferentes pois os aglomerantes se diferenciam.

No aspecto da porosidade também se verificou que a ordem decrescente em relação ao desempenho foi a seguinte: M2, M3, M1, este fato vem ao encontro das pesquisas e estudos realizados por outros autores e relacionados no Capítulo 4, item 4.4.1 onde, por exemplo, Olliver e Vichot (2014), afirmam que a utilização de adições leva a diminuição dos poros maiores dos concretos onde irá favorecer os aspectos de durabilidade.

7.4 COMPARAÇÃO COM CONCRETOS EXECUTADOS COM OUTROS TIPOS DE CIMENTOS

7.4.1 Em relação ao Coeficiente de Difusão (D)

Rodrigues (2009) mediu a influência do GS no coeficiente de difusão em concreto com diferentes traços e consistência utilizando o cimento de fabricação brasileira, tipo CP V ARI-RS, (ABNT, NBR 5733/1991) cimento de alta resistência inicial e resistente a sulfatos com 12 % de cinza volante adicionada na sua fabricação e apresentando resistência aos 28 dias de 48 MPa. Foi escolhido o tipo H2 pela similaridade do traço com os concretos desta pesquisa

Guimarães (2005) mediu a influência do GS no coeficiente de difusão em concreto com diferentes traços e consistência, porém, diferentemente de Rodrigues (2009), utilizou o cimento pozolânico tipo CP-IV-32, (ABNT, NBR 5736/1999) com 50% de cinza volante, adicionada em sua fabricação. Foi escolhido o tipo T2 pela similaridade do traço com os concretos desta pesquisa

Na Tabela 7.2, abaixo, estão os valores obtidos por Rodrigues (2009) do coeficiente de difusão (D) para cada GS determinado e os valores de $D/D_{\text{máx}}$, neste caso apenas para o concreto denominado de H2.

Tabela 7.2 - Valores de GS (%), D (mm²/s), D/D_{máx} para traço tipo H2 (Rodrigues, 2009)

Concreto Tipo H2		
GS (%)	D (mm ² /s)	D/D _{máx}
100	9,13 .10 ⁻⁶	1
90,83	6,69 .10 ⁻⁶	0,73
76,15	3,35 .10 ⁻⁶	0,37
46,96	1,55 .10 ⁻⁶	0,17

Na Tabela 7.3, a seguir, estão os valores obtidos por Guimarães (2005) do coeficiente de difusão (D) para cada GS determinado e os valores de D/D_{máx}, neste caso apenas para o concreto denominado de T2.

Tabela 7.3 - Valores de GS (%), D (mm²/s), D/D_{máx} para traço tipo T2 (Guimarães, 2005)

Concreto Tipo T2		
GS (%)	D (mm ² /s)	D/D _{máx}
100	7,2 .10 ⁻⁶	1
85	1,8 .10 ⁻⁶	0,36
73	1,2 .10 ⁻⁶	0,21
49	0,45 .10 ⁻⁶	0,06

A Figura 7.12 apresenta o gráfico relacionando o coeficiente de difusão (D_{médio}) e o grau de saturação (GS_{médio}), onde estão representados os dados do três concretos (M1, M2 e M3) estudados nesta pesquisa e para efeito de comparação os concretos estudados anteriormente por Rodrigues (2009) e Guimarães (2005), denominados de H2 e T2, respectivamente.

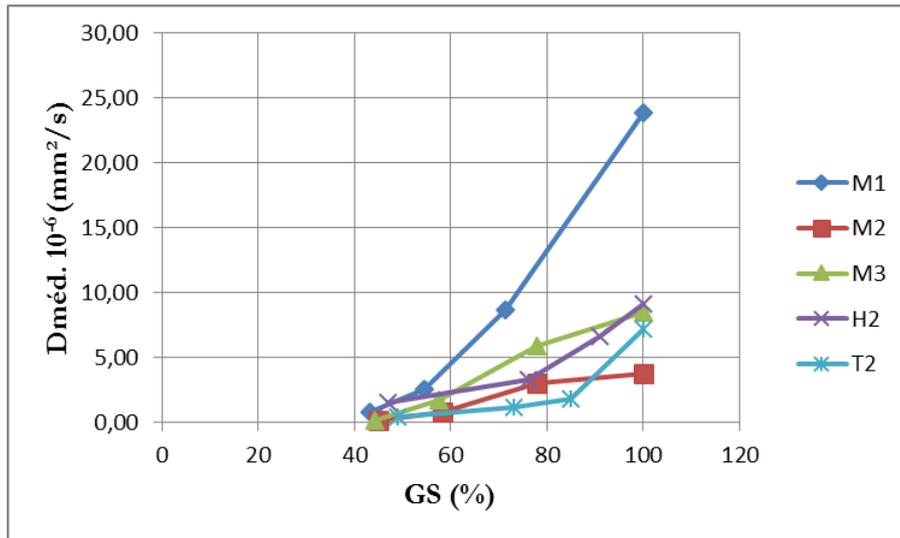


Figura 7.12 – Gráfico $D_{méd}$ x $GS_{méd}$ com os coeficientes de difusão obtidos com concretos desta pesquisa (M1, M2, M3), concreto (T2) de Guimarães (2005) e concreto (H2) de Rodrigues (2009).

A Figura 7.13 mostra o gráfico relacionando o coeficiente de difusão D com o coeficiente de difusão máximo (para GS de 100%, $D_{máx}$), para os concretos analisados nesta pesquisa (M1, M2 e M3), concreto (T2) de Guimarães (2005) e concreto (H2) de Rodrigues (2009), sendo que este gráfico torna-se um Modelo a ser utilizado quando analisados estes tipos de concreto.

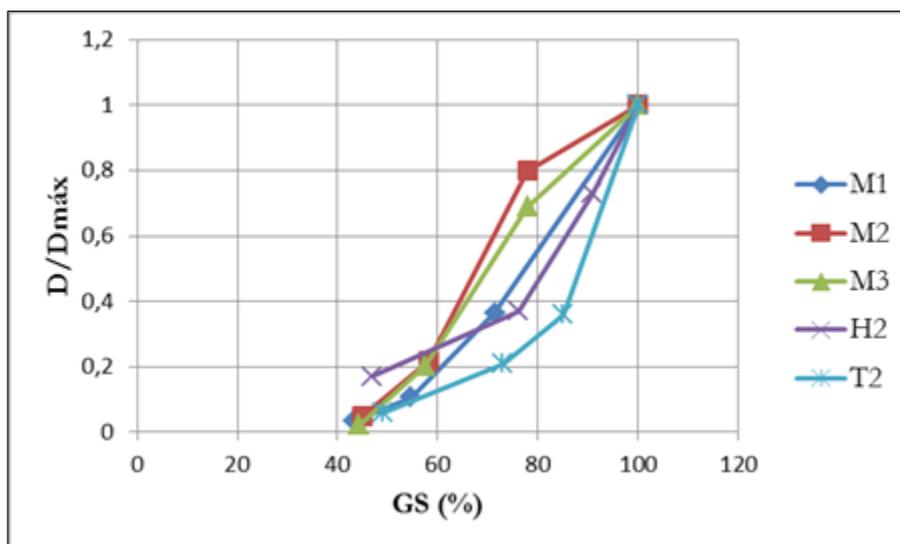


Figura 7.13 - Gráfico relacionando o $D/D_{máx}$ com o grau de saturação (GS), para os concretos analisados nesta pesquisa (M1, M2 e M3), concreto (T2) de Guimarães (2005) e concreto (H2) de Rodrigues (2009).

Na análise dos gráficos das Figuras 7.12 e 7.13 verificou-se que o concreto H2 (aglomerante com 12% cinza volante) teve melhor desempenho que o M1 e um comportamento próximo ao do concreto M3 (aglomerante com 20% de escória), sendo que o cimento H2 tem resistência bem inferior ao M1 e M3. O comportamento similar de H2 e M3 pode ser explicado pela adição de materiais que normalmente incorporam o mesmo benefício ao cimento. O T2 apresentou pior desempenho em relação ao M2, e mesmo assim, na faixa de GS de aproximadamente 100% a 90%, sendo que para valores menores que aproximadamente 90% o T2 apresenta melhor desempenho que todos os outros concretos.

7.4.2 Em relação à Porosometria (PIM)

Em relação aos ensaios de porosometria compara-se os resultados dos concretos estudados nesta pesquisa (M1, M2 e M3) com resultados obtidos pelos estudos desenvolvidos por Guimarães et al (2015), que utilizaram o concreto tipo P2 com o mesmo tipo de cimento e mesmo traço que o tipo T2 estudado em Guimarães (2005) e o concreto tipo H2 sendo este com as mesmas características daquele (H2) utilizado por Rodrigues (2009).

Na Figura 7.14 apresenta gráfico com as faixas dos diâmetros dos poros, em relação ao D_{crit} , para estes concretos.

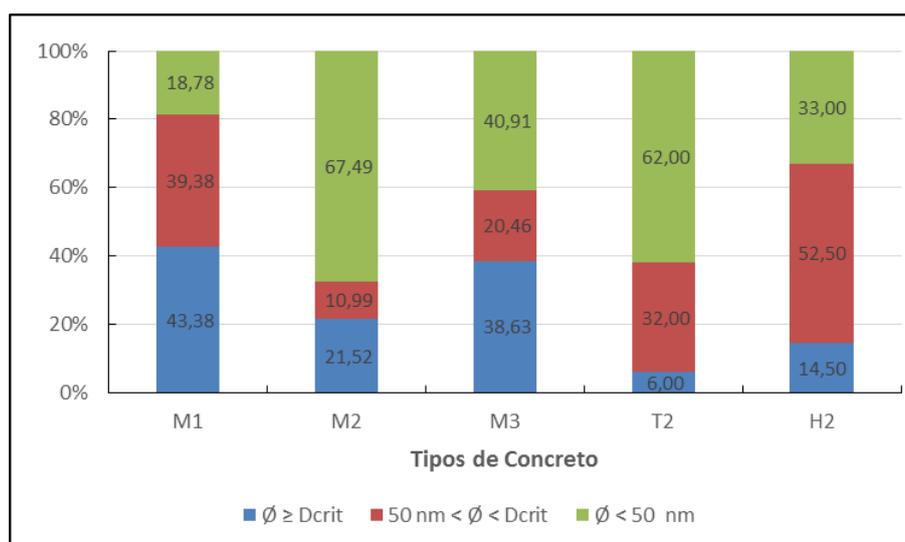


Figura 7.14 - Representação gráfica do percentual das faixas dos diâmetros dos poros para cada tipo de concreto.

Avaliando-se o gráfico da Figura 7.14, verifica-se que há um refinamento maior de poros para o concreto em cimento pozolânico (T2), o que confirma os resultados esperados em função dos valores do coeficiente de difusão para este concreto ser menor que todos os demais, conforme se verifica na Figura 7.12. No entanto, na Figura 7.14, há uma discrepância na relação entre o concreto tipo H2 e M2, já que para valores de coeficiente de difusão o M2 apresentou menores valores em todas as faixas de GS. Esta diferença pode ser explicada pelo fato que as metodologias dos ensaios são diferentes, no caso deste estudo as amostras foram ensaiadas com concreto e no caso anterior somente com argamassa peneirada do concreto.

O gráfico apresentado na Figura 7.15, relaciona o percentual de poros mais conectados com o Dcrit, apresentando os resultados dessa pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009). Os dados da pesquisa de Guimarães (2005) não estão incluídos nesta e nas próximas figuras pois nos ensaios de PIM foram utilizadas escalas de pressão muito baixas o que ocasionou uma pequena diferença nos resultados dos cinco concretos analisados, não mostrando assim, no ensaio de PIM, as diferenças entre esses concretos nos parâmetros de Dcrit e percentual de poros mais conectados o que dificulta a comparação considerando todos os concretos.

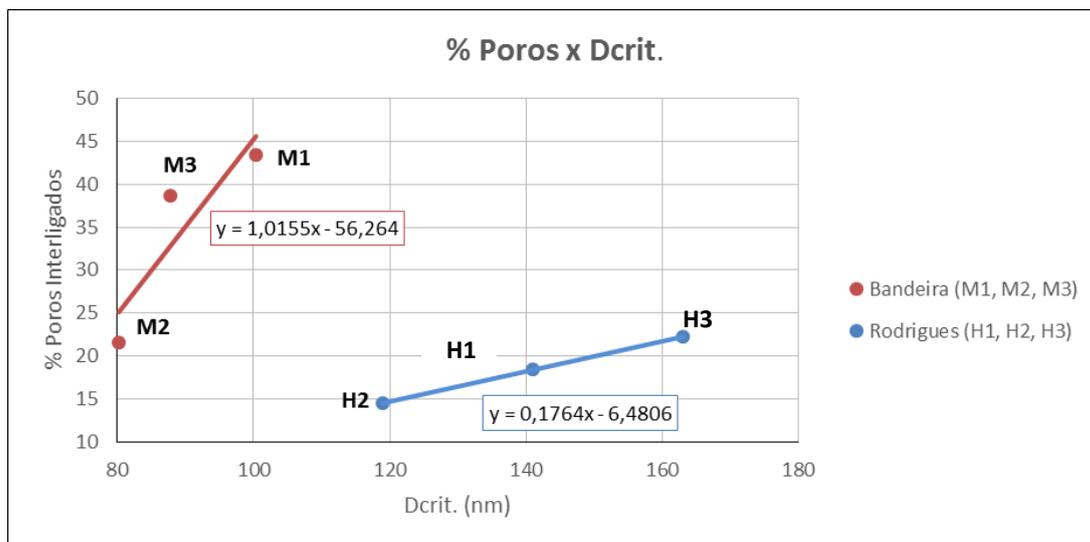


Figura 7.15 - Representação gráfica do percentual de poros em relação ao Dcrit para esta pesquisa e a pesquisa de Rodrigues (2009).

Analisando o gráfico da Figura 7.15 e sabendo-se que o diâmetro crítico é o menor poro a partir do qual se estabelece uma rede de poros que permite o transporte de massa mais intenso no interior do concreto, observa-se que tanto nessa pesquisa, denominada no gráfico de

“Bandeira”, quanto na pesquisa de Rodrigues (2009), a porcentagem de poros conectados é proporcional ao aumento do Dcrit, pois as curvas de tendência no gráfico são lineares.

Há, nesse sentido, um melhor desempenho do concreto elaborado por Rodrigues que teve como aglomerante o cimento tipo ARI que possui 12 % de material pozzolânico em sua composição. No gráfico está somente destacado o concreto tipo H2 da pesquisa de Rodrigues (2009), pois este tem similaridade de traço com aqueles dessa pesquisa (M1, M2, M3).

O gráfico apresentado na Figura 7.16, relaciona o percentual de poros mais conectados com o coeficiente de difusão para o concreto saturado (Dsat), apresentando os resultados desta pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009).

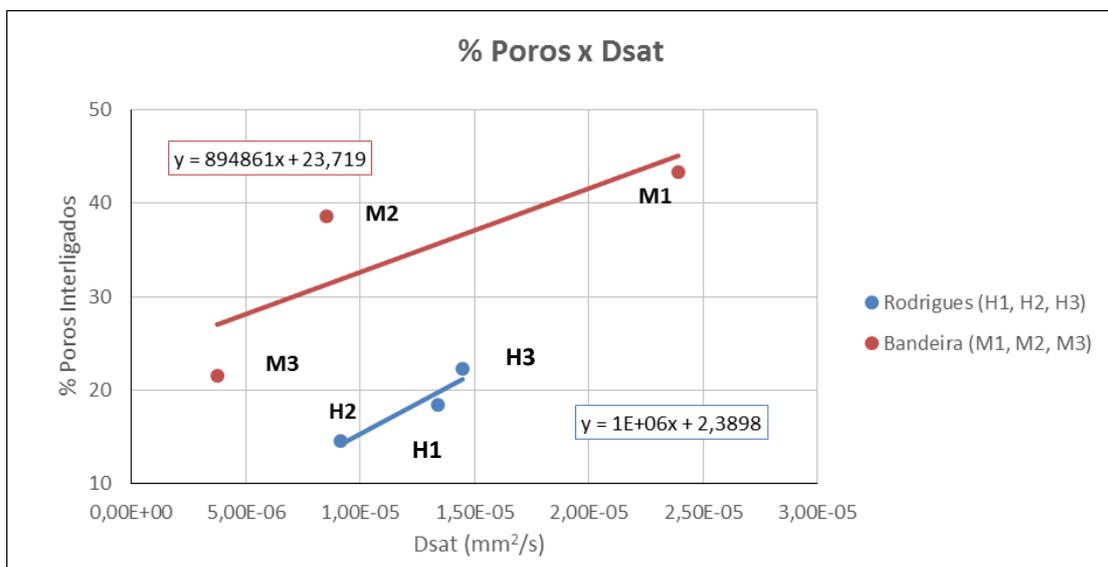


Figura 7.16 - Representação gráfica do percentual de poros em relação ao coeficiente de difusão para o concreto saturado (Dsat) para esta pesquisa e a pesquisa de Rodrigues (2009).

O gráfico apresentado na Figura 7.17, relaciona o Dcrit com o coeficiente de difusão para o concreto saturado (Dsat), apresentando os resultados desta pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009).

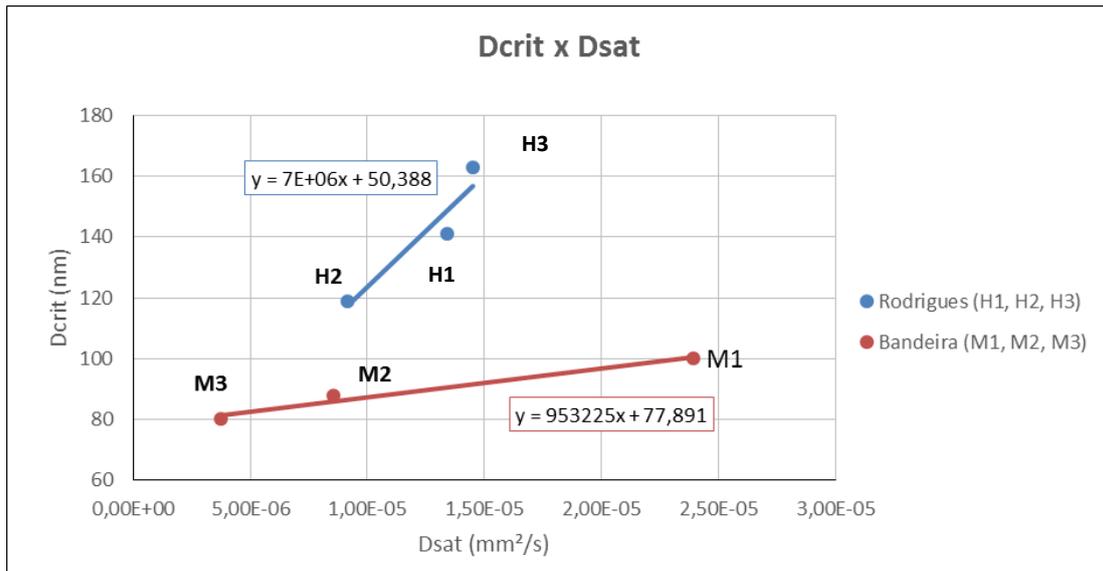


Figura 7.17 - Representação gráfica do Dcrit em relação ao coeficiente de difusão para o concreto saturado (Dsat) para esta pesquisa e a pesquisa de Rodrigues (2009).

Analisando o gráfico da Figura 7.16, as linhas de tendência anexadas apresentam formato bastante parecido, demonstrando que os concretos se comportam de maneira semelhante quando totalmente saturados. O aumento do Dsat ocorre proporcionalmente ao percentual do volume de poros de maneira análoga nos dois concretos.

A Fig. 7.17 apresenta gráfico comparativo entre diâmetro crítico e coeficiente Dsat para os tipos de concretos estudados. No gráfico referente ao concreto executado a partir do emprego de cimento ARI (H2), há um aumento do valor de Dsat proporcional ao Dcrit, ocorrendo o mesmo com os concretos dessa pesquisa.

Na comparação entre os gráficos das três figuras acima, verifica-se que, o M1 tem o maior coeficiente de difusão entre todos com o maior percentual de poros mais interligados embora tenha Dcrit maior do que o H2.

Na relação com a resistência à compressão aos 28 dias e os parâmetros obtidos do PIM, pode-se afirmar que valores maiores de resistência não são suficientes para uma melhor durabilidade, eis que os concretos tipos M1, M2, M3, que tem maior resistência do que aqueles da pesquisa de Rodrigues (2009), tem maiores percentuais de poros interligados, maiores coeficientes de difusão. (M1, com maior resistência entre todos).

As Figuras 7.18 e 7.19 apresentam gráficos que relacionam esses parâmetros, o Dcrit e o percentual de poros mais conectados com a resistência. Verifica-se, no caso dos concretos de Rodrigues (2009) uma certa coerência entre os resultados, pois concretos com menor resistência devem apresentar menores Dcrit e volumes de poros mais interligados, que não é o

caso dos concretos dessa pesquisa. Como foi escrito anteriormente, M1, M2, M3 são concretos com aglomerantes diferentes, enquanto aqueles de Rodrigues (2009), pertencem a uma mesma família, isto é, o aglomerante é o mesmo.

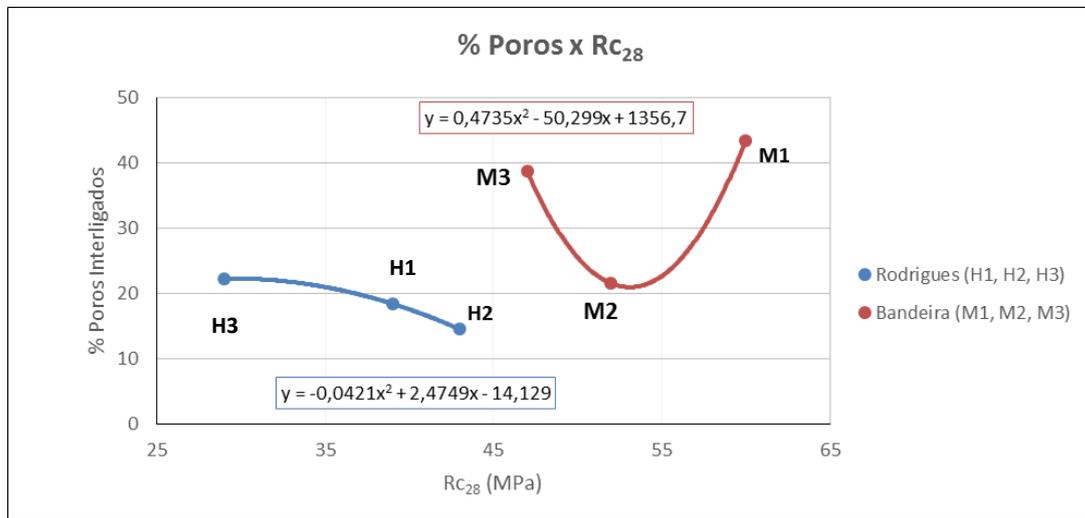


Figura 7.18 - Representação gráfica da relação entre o percentual de poros e a resistência à compressão dos concretos dessa pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009).

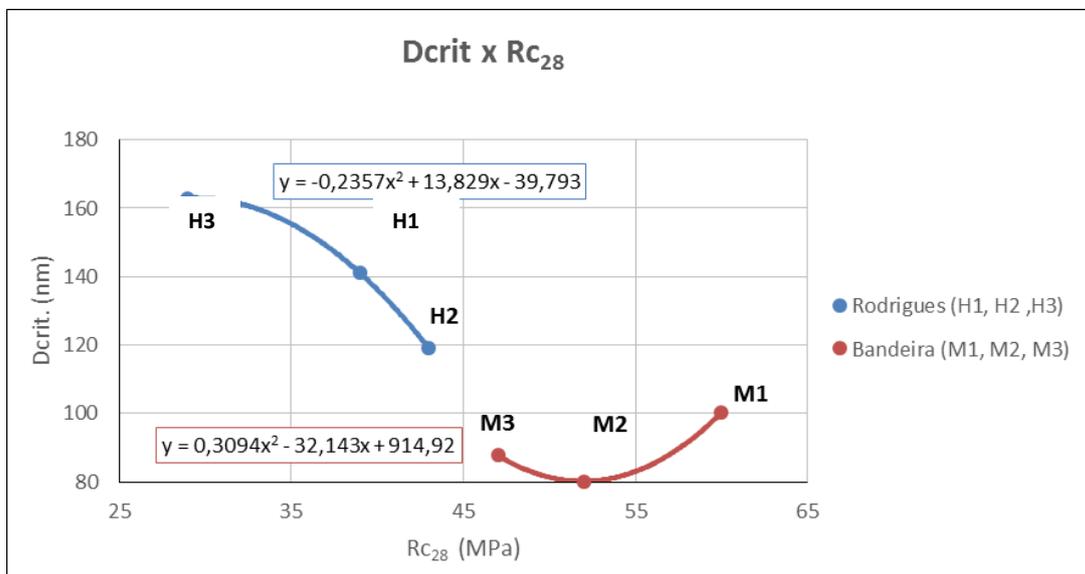


Figura 7.19 - Representação gráfica da relação entre o Dcrit e a resistência à compressão dos concretos dessa pesquisa e da pesquisa de Rodrigues (2009).

8. CONCLUSÕES

Seguindo os objetivos propostos nesta pesquisa, com a diligência a diversos estudos de pesquisadores e interpretação de suas conclusões e por fim demonstrando o desenvolvimento experimental e os resultados obtidos, para o desfecho desse trabalho de dissertação obtém-se as seguintes conclusões:

O método experimental desenvolvido por Guimarães e Helene (2001), que consiste na obtenção do coeficiente de difusão em concretos não saturados com a contaminação dos topos dos corpos de prova utilizando o NaCl finamente moído, mais uma vez se mostrou eficaz pois os resultados obtidos com o comportamento do GS foram coerentes com os resultados auferidos em pesquisas anteriores.

A ampla abordagem deste trabalho à ação de agentes degradantes ao concreto armado e pretendido que despassivam as armaduras ocasionando assim a subtração da vida útil das estruturas que utilizam esses materiais, verifica-se que os íons cloreto são um dos mais nocivos e ações eficazes para minimizar seus efeitos devem ser buscadas para a durabilidade dos elementos de concreto.

Neste aspecto o grau de saturação (GS) é um importante fator na contribuição aos mecanismos de transporte (difusão) para que possam levar os íons cloreto até a armadura passivada e nesta pesquisa, ao exemplo de outras, comprovou-se esse fato.

Os modelos obtidos com os gráficos dos perfis de penetração de cloretos mostram que para todos os concretos pesquisados o GS para valores da ordem de 44% a difusão é praticamente inexistente.

Há uma relação muito estreita entre a facilidade ou dificuldade da entrada de íons cloretos por difusão e a disposição da rede microporosa no interior da massa cimentícia, sendo a conectividade entre os poros e o menor diâmetro dessa rede interconectada ($D_{crít.}$) são elementos importantes que podem definir a melhor ou pior condição para a difusão.

Na comparação dos três tipos de concreto elaborados nessa pesquisa com aqueles realizados por Guimarães (2007), utilizando concreto pozolânico e Rodrigues (2009), que empregou cimento de alta resistência inicial, o melhor desempenho para ambiente marítimo foi o cimento pozolânico, notadamente nas zonas de maré, respingo ou névoa, onde o GS pode apresentar valores menores que 85%. O concreto tipo M2 teve, para esta faixa, o segundo melhor desempenho o que se explica pela sua porosidade mais refinada que os demais, causada pela presença da sílica ativa.

O concreto M3 apresentou comportamento similar ao H2 sendo que Rodrigues (2009) concluiu em seus estudos que esse concreto é inapropriado para ser utilizado em ambiente marítimo, mesmo atendendo as condições da norma brasileira NBR 6118/2014 (ABNT), que em seu item 6.3.3.2 recomenda a utilização de cimento composto com adição de pozolana ou escória, sendo que o cimento utilizado por Rodrigues (2009) tem em sua composição 12% de material pozolânico e o concreto M3 teve 20% de escória adicionada. Logo, a recomendação da Norma Brasileira é incompleta pois a condição recomendada nesse item 6.3.3.2 não é suficiente. Há de se examinar a questão da porosidade. Verifica-se isto analisando a distribuição de poros do concreto H2 e M3 e se deduz que é muito desfavorável em relação ao concreto T2.

Não houve uma relação entre as resistências à compressão dos concretos com seu desempenho para a porosidade, eis que os concretos tipos M1, M2 e M3 tiveram resistências aos 28 dias de 60,0 MPa, 52 MPa e 47 MPa, respectivamente, enquanto que P2 e H2 obtiveram resistências aos 28 dias de 32,85 MPa e 42,54 MPa, respectivamente. Essa situação pode ser relacionada aos concretos, diferentemente de outros materiais, pois a presença de microfissuras na zona de transição entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, faz com que a relação porosidade e resistência sejam mais complexas para os concretos, conforme Metha et al (1994). O concreto tipo M1 mesmo tendo a maior resistência teve a pior distribuição de poros.

Para as faixas de GS iguais ou menores que 90%, isto é, faixas em que normalmente se encontram concretos não saturados, pode-se relacionar os concretos analisados neste trabalho na seguinte ordem decrescente de desempenho:

- O concreto com cimento pozolânico (T2),

- O concreto com cimento espanhol adicionado de 10% de sílica (na composição do traço) (M2),
- o concreto com cimento ARI-RS nacional com 12% de pozolana em sua composição (H2),
- O concreto com adição de 20% de escória de alto forno (na composição do traço) (M3)
- E no pior desempenho o concreto tipo M1 sem adição no traço e que na fabricação do cimento também não possui nenhuma adição.

Nas faixas abaixo de GS igual a 60% todos os concretos tiveram o mesmo comportamento, o que mais uma vez mostra a sua importância na vida útil das estruturas.

Pode-se afirmar que havendo a necessidade da utilização de concretos utilizando cimento de alta resistência inicial notadamente em estruturas sujeitas ao ataque de íons cloreto, tais como regiões marítimas ou em off shore, regiões sujeitas a situações de degelo por sais fundentes, instalações salinas, etc:

- Tem-se de elaborar estudos sobre a colocação adicional de materiais com características pozolânicas ou que trazem um maior empacotamento da rede porosa, que é o caso da sílica ativa, mesmo havendo já alguma quantidade na fabricação do cimento (cimento CP-V-ARI-RS, com 12% de pozolana; ABNT NBR 5733/1991), pois não havendo essa adição complementar, não são recomendados para esses ambientes mesmo atendendo aos requisitos da Norma Brasileira NBR 6118/2014;
- Concreto com cimento tipo ARI-RS, mesmo com maiores resistências à compressão mas sem nenhuma adição não são recomendados para esses locais, sendo o caso do cimento tipo CEM I 52,5 R (AENOR, 2011) que foi utilizado no desenvolvimento experimental desse trabalho. (Concreto tipo M1)

Sendo assim, outros teores das adições utilizadas nesta pesquisa, assim como combinações destas e até outros tipos de adições, devem ser experimentados em futuros trabalhos com cimento de alta resistência inicial para a sua viabilidade em ambientes sujeitos ao ataque dos íons cloreto, sejam para situações de concreto saturado ou não saturado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1- ANDRADE, M. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução e Adaptação de Antônio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.
- 2- ANDRADE, C.; IZQUIERDO, D.; TANNER, P. **EUROCÓDIGO 2. Proposta de Texto Apresentada por Carmen Andrade**, Correspondência Pessoal, julho 1999.
- 3- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), BUILDING. **Manual Americano del Hormingón, 1977. Protection of Metals in Concrete Against Corrosion**, Norma 222R-01. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI 318-2011**.
- 4- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS INTERNATIONAL (ASTM). **Standard Test Method for Specify Gravity, Absorption and Voids in Hardened Concrete**, (ASTM C.642-2006).
- 5- AMORIM, Anderson A. **Durabilidade das estruturas de concreto armado aparentes**. 2010. 180 p. Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).
- 6- ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN (AENOR), **Cementos comunes: deficiones, denominaciones, classificacción y especificaciones de los mismos**, UNE-EN 197-1, 2011. **Execução de estruturas de hormingón - Parte 1: Regras gerais**. EN 206-1:2007.

- 7- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado**, NB-1/1940, NB-1/1978, NBR 6118/1980. **Projeto de Estruturas de Concreto Armado**, NBR 6118/2003 e revisão 2014. **Cimento Portland de Alto Forno**, NBR 5735/1991. **Cimento Portland Pozolânico**, NBR 5736/1999. **Cimento Portland de Alta Resistência Inicial**, NBR-5733/1991. **Cimentos Portland resistentes a sulfatos**, NBR 5737/ 1992. **Concreto de Cimento Portland - Preparo, Controle e Recebimento – Procedimentos**, NBR 12655/2006. **Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade**. NBR 9779/1995.
- 8- BARBOSA, Paulo; PEREIRA, Fernanda; GRULLÓN, Manuel. MEDEIROS, Marcelo. HELENE, Paulo R.L. **Influência de ciclos de molhagem e secagem, da altura e do posicionamento de pilares no teor de íons cloreto presentes no concreto de estrutura com 30 anos de idade**. Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica – SEMENGO. Rio Grande. Universidade Federal do Rio Grande- FURG. 2004.
- 9- BERTOLINI, Luca. **Materiais de construção: patologia, reabilitação e prevenção**. Tradução de Leda M.M. D. Beck. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 414 p.
- 10- BICZOK, Imre. **Corrosion e Proteccion del Hormigon**. Tradução de Emílio J. D’Ocom Asensi. Bilbao – España: Ediciones Urmo, 1972. 715 p.
- 11- BRAUN, James V.; BRAUN, Japneel D. **A Simplified Method of Preparing Solutions of Glycerol and Water for Humidity Control Corrosion**, 1958,14(3), p. 17-18.
- 12- BRETANHA, Sonia S., GUIMARÃES, André T. C. **Método para Definição de Micro-ambientes Marítimos**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto CBC 2005, Setembro 2005, Volume VI - Métodos Construtivos em Concreto. Trabalho 47CBC0288 - p. VI 108-121.
- 13- CAMACHO, Jesús M.B. **Evaluación de Parámetros que Influyen en el Transporte de Cloruros em Hormigón Parcialmente Saturado**. Madri 2014. Tesis Doctoral, Escuela Técnica de Superior de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos da Universidad Politécnica de Madrid. España. 374 p.

- 14- CÁNOVAS, Manuel F. **Hormingón**, 9^a Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos. Madrid 2011.
- 15- CASCUDO, Oswaldo. **O Controle da Corrosão de armaduras em concreto, inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini; Goiânia: Ed. UFG, 1997. 237 p.
- 16- CASTAGNO JR, Roger; GUIMARÃES, André T. C.; HELENE, Paulo R. L. **Penetração de Cloretos em Estruturas com secagem e Molhagem em Zona de Névoa**. Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica – SEMENGO. Rio Grande. Universidade Federal do Rio Grande - FURG. 2004.
- 17- CASTRO, P.; DE RINCON, O. T.; PAZINI, E. J. **Interpretation of chloride profiles from concrete exposed to tropical marine environments**. Cement and Concrete Research, v.31, p. 529-37, 2001.
- 18- CLIMENT, Miguel. A; CARMEN ANDRADE; VERA, Guillem de; LÓPEZ, Jesús F; VIQUEIRA, Estanislao. **A test method for measuring chloride diffusion coefficients through nonsaturated concrete, Part I. The instantaneous plane source diffusion case**, Cement and Concrete Research, 2002, volume 32, p. 1113-1123
- 19- COMITÉ EURO - INTERNATIONAL DU BÉTON. (CEB). **Durability of concrete structures—Design Guide**. Lausanne, Thomas Telford, 1992. **Bulletin D’Information 183**. Thomas Telford, 1993. **Bulletin D’Information, 213/214**.
- 20- CRANK, J. **The Mathematics of Diffusion**. Second ed., Oxford Univ. Press, Oxford, UK, 1975, pp. 11 - 13.
- 21- EHE - INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL, Ministerio de Fomento, Madrid, España, 2008.
- 22- FORNEY, Charles F.; BRANDS, David G. **Control of Humidity in Small Controlled Environment Chambers Using Glycerol-Water Solutions**, Technology & Products Reports – Hort Technology, 2(1), 52-54, 1992.
- 23- GENTIL, V. **Corrosão**. 5^a Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007. 353 p.

- 24- GIL, Carlos A. **Influencia del contenido de humedad del hormigón sobre la difusividad del ión cloruro.** Madrid, 2009, Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias, Departamento de Química-Física Aplicada da Universidad Autónoma de Madrid, España, 251 p.
- 25- GIL, Carlos A.; VILAPLANA Andrea M.; GUIMARÃES, André T. C.; VERA, Guillem de; CLIMENT; Miguel A. **Influencia de la temperatura sobre la difusividad em régimen no estacionario del ión cloruro a través del hormigón.** Anais do 4º Congreso de patología y rehabilitación de edificios. PATORREB – 12 a 14 de abril de 2012, Santiago de Compostela, 2012, ISBN978-84-96712-49-2,pág.184.
- 26- GUIMARÃES, André T. C. **Desempenho do Concreto em Ambiente Marítimo na Região do Extremo Sul do Brasil.** Rio Grande, 1997. 151 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), FURG - Universidade Federal do Rio Grande.
- 27- GUIMARÃES, André T.C. **Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos.** São Paulo, 2000. 241 p. Tese Apresentada para a Obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, PCC/USP – Universidade de São Paulo.
- 28- GUIMARÃES, André T. C. **Grau de saturação: Sua variação com o tipo de concreto e sua influência na difusão e íons cloreto.** São Paulo, 2005. Monografia apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para conclusão de Pós-Doutorado em Engenharia Civil.
- 29- GUIMARÃES, André T.C.; HELENE, Paulo R.L. **Chloride Diffusion and the Influence of the Saturation Degree of the Concrete,** 2002, Proceedings of the Third International RILEM Workshop, 9-10 September 2002, Madrid, Spain, p. 237-256.
- 30- GUIMARÃES, André T.C.; HELENE, Paulo R.L. **Grau de saturação do concreto: um importante fator na difusão de cloretos,** Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº 2, p.55-64, Maio, 2001.

- 31- GUIMARÃES, André T. C., CASTRO, P. e NUNES, Jorge L. O. **Teor de Cloretos Próximos a Superfície do Concreto em Ambientes Marítimos.** In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto, 2007, Bento Gonçalves. São Paulo: IBRACON, 2007. v. 1.
- 32- GUIMARÃES, André T. C.; CLIMENT, Miguel A.; VERA, Guillem de; VICENTE, F. J.; RODRIGUES Felipe T.; ANDRADE, Carmen. **Determination of chloride diffusivity through partially saturated Portland cement concrete by a simplified procedure,** Construction and Building Materials 25, 2011, p.785-790
- 33- GUIMARÃES, André T. C., HELENE, Paulo R. L. **Models of Variation of chloride ion diffusion as a function of changes in the saturation degree (SD) of concrete mixes prepared with pozzolanic cement,** Proceedings of the International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures, 5-6 November 2007, Guimarães, Portugal, p. 63-70.
- 34- GUIMARÃES, André T. C., HELENE, Paulo R. L. **The Moisture Effect on the Diffusion of Chloride Ion in Hydrated Cement Paste. In: Symposium on Marine Corrosion in Tropical Environments,** 2000, Orlando. Marine Corrosion in Tropical Environments - ASTM STP 1399. Chelsea: S. W. Dean, G. H. Delgadillo, J. B. Bushman, Eds., 2000. p. 135-149.
- 35- GUIMARÃES, A. T. C.; TULA, L.; HELENE, P. R. L. **Performance of Surface Concrete Elements.** In: II International Conference on High-Performance Concrete, And Performance And Quality of Concrete Structures, Gramado, 1999.
- 36- GUIMARÃES, André T. C., Vera, Guillem de; Rodrigues, Felipe T.; Gil, Carlos A.; Climent, Manuel A. **Comparison Between Dcrit. Considering the Abrupt Variation and Inflexion in the Concrete Mercury Intrusion Porosometry Curve.** Experimental Techniques v. 39, n° 6 (2015), Society for Experimental Mechanics.
- 37- GUIMARÃES, André T. C., HELENE, Paulo R. L. **Comportamento ao Longo do Tempo de um Perfil de Cloreto formando Pico.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, v. 10, p. 39-45, 2007.

- 38- HEDENBLAND, G. **Influence of moisture and carbonation on the transport of chlorides in concrete – some ideas**. In: Corrosion of Reinforcement – Field and Laboratory Studies for Modelling and Service Life. Lund, february, 1995. Proceedings. Lund, Kyösti Tuutti, 1995. p. 227-237.
- 39- HELENE, Paulo R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. 1^a. Edição. São Paulo: Pini, 1988. 120 p.
- 40- HELENE, Paulo R. L. **Contribuição à Normalização: A Resistência sob Carga Mantida e a Idade de Estimativa da Resistência Característica; Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo, 1994. (Monografias. EPUSP).
- 41- HELENE, Paulo R. L. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e IV Congresso de Controle de Qualidade. Anais. Porto Alegre, 1997. v. 1. p. 1 – 30. 55.
- 42- HELENE, Paulo R. L. **Manual Prático para Reparo e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1^a. Edição. São Paulo: Pini, 1986. 48 p.
- 43- HELENE, Paulo R. L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, 1993, 271 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- 44- ISAIA, Geraldo C. **Pesquisa sobre o cobrimento da armadura das estruturas de concreto**. Santa Maria, 2000. Projeto de pesquisa, UFSM – Universidade Federal de Santa Maria.
- 45- KAZMIERCZAK, Cláudio. S. **Contribuição para análise de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra a carbonatação**. São Paulo, 1995. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- 46- MARTYS, Nicos S. **Diffusion in Partially-Saturated Porous Materials**. Materials and Structures , v.32, p.555-62, 1999.

- 47- MEHTA, Povindar. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. **Performance and Durability of Concrete Systems**. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 9., New Delhi, nov./1992. Proceedings.
- 48- MEHTA, Povindar K. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**, Tradução de Paulo J. M. Monteiro. 1^a Edição. São Paulo: Pini, 1994. 575 p.
- 49- MEHTA, Povindar. K.; MANMOHAN, D. **Pore size distribution and permeability of hardened cement paste**. In: 7th International Congress on the Chemistry of Cement. Paris, 1980. Proceedings. Vol. III.
- 50- MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2^a Edição. São Paulo: IBRACON 2014. 782 p.
- 51- MEIRA, Gibson R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. Florianópolis, 2004. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, programa de pós-graduação em Engenharia Civil.
- 52- NEPOMUCENO, A. A. **Concreto - Ensino, Pesquisa e Realizações**. Vol. 2 p.793-827. IBRACON, São Paulo: Editor Isaía, G.C., 2005.
- 53- NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução de Salvador E. Giammuso. São Paulo: Pini, 1997. 828 p.
- 54- NIELSEN, Erik P.; GEIKER, Mette R. **Chloride diffusion in partially saturated cementitious material**, Cement and Concrete Research, 2003, p. 133-138.
- 55- NUNES, Jorge L. O. **Intensidade de ataques por cloretos ao concreto em relação à distância da água do mar**, Rio Grande (2006). Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande.
- 56- OLLIVIER, Jean-Pierre; VICHOT, Angélique. **Durabilidade do concreto: Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente**. Tradução de Oswaldo Cascudo e Helena Carasek (coordenadores). São Paulo: IBRACON, 2014. 605 p.

- 57-PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EL TARRAS, A. **Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes**. Cement and Concrete Research, USA, Pergamon Press, Lt, v.11, p.395-406, jan. 1981.
- 58-PERAÇA, Maria G. T. **Modelos para Estimativa do Grau de Saturação do Concreto Mediante Variáveis Ambientais que Influenciam na sua Variação**. Dissertação Apresentada para a Obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica na Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2009.
- 59-QUÉNARD, D.; SALLÉE, H. **Le transfert isotherme de la vapeur d'eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment**. Cahiers du CSTB. Livraison 323, Cahier 2525, oct. 1991.
- 60-QUÉNARD, D.; SALLÉE, H. **Water vapour adsorption and transfer in cement-base materials: a network simulation**. Materials and Structure, v.25, p. 515-522, 1992.
- 61-RODRIGUES, Felipe T. **Medição do grau de saturação e a difusão de íons cloreto em concreto executados com cimento de alta resistência inicial**, Rio Grande (2009). Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande, RS, Brasil, 149 p.
- 62-RIBEIRO, Daniel V. (organização). **Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise**. 1^a Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 272 p.
- 63-SACILOTO, Adriano P. **Comportamento frente à ação de cloretos de concretos compostos com adições minerais submetidos a diferentes períodos de cura**. Santa Maria (2005), Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, RS.
- 64-SILVA, Cristiane A. **Comportamento dos perfis de cloreto em tetrápodes localizados nos molhes da barra. (Rio Grande - RS - Brasil)**. Rio Grande, RS. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica). FURG - Universidade Federal do Rio Grande.

- 65- SOUZA, Karen N. **Estudo Experimental e Probabilístico da Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado Situadas em Ambiente Marítimo: Influência do Grau de Saturação do Concreto sobre a Difusividade de Cloretos**. Rio Grande, RS. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica). FURG - Universidade Federal do Rio Grande.
- 66- SOUZA, Vicente C. de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo, Editora Pini, 1998, 255 p.
- 67- TUUTTI, Kyösti. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm, Suecis, 1982. 469 p. Tese (Doutorado), Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- 68- ZHANG, Mingzhong; XU, Kaiming; HE, Yongjia; JIVKOV, Andrey P. **Pore-scale modelling of 3D moisture distribution and critical saturation in cementitious materials**. Elsevier, Construction and Building Materials V. 64 (2014) 222–230.
- 69- ZHANG, Yong; ZHANG, Mingzhong. **Transport properties in unsaturated cement-based materials – A review**. Elsevier, Construction and Building Materials 72 (2014) 367–379.

APÊNDICE A

APÊNDICE A – Planilhas de controle de massas, tempos de estabilização e contaminação dos CPs.

Tabela A.1 - Controle de massa antes da fervura dos CPs (M1).

Corpos de prova (CP)	Tipo	Massa (g)			
		7 dd sub 1ª pesagem. (antes ferv.)	7 dd sub 2ª Pesagem (antes ferv.).	Diferença %	Pesag. Pós fervura
		15/jul	16/jul		18/jul
M1	1A	939,77	939,89	0,013	941,92
M1	2Asb	928,86	928,90	0,004	930,51
M1	2B	937,36	937,36	0,000	938,64
M1	5C	914,21	914,31	0,011	915,66
M1	3A	926,25	926,33	0,009	927,83
M1	5Arv	938,47	938,49	0,002	940,27
M1	4B	924,76	924,92	0,017	925,61
M1	2C	923,54	923,73	0,021	924,78
M1	4A	919,94	920,10	0,017	921,80
M1	5Brv	919,35	919,40	0,005	920,44
M1	1C	931,79	931,98	0,020	933,14
M1	3C	929,53	929,78	0,027	930,99
M1	1B	942,62	942,71	0,010	943,76
M1	3Brv	944,81	944,79	-0,002	946,03
M1	6B	923,77	923,93	0,017	925,15
M1	4C	916,43	916,40	-0,003	917,54

Tabela A.2 - Controle de massa antes da fervura dos CPs (M2).

Corpos de prova (CP)	Tipo	Massa (g)			
		7 dd sub 1ª pesagem. (antes ferv.)	7 dd sub 2ª Pesagem (antes ferv.).	Diferença %	Pesag. Pós fervura
		15/jul	16/jul		18/jul
M2	1A	913,31	913,43	0,013	915,51
M2	2Asb	892,55	892,83	0,031	894,82
M2	2B	895,43	895,25	-0,020	897,12
M2	5C	884,07	884,22	0,017	886,65
M2	3A	905,63	905,72	0,010	909,04
M2	5Arv	911,70	911,80	0,011	914,76
M2	4B	893,04	893,25	0,024	895,36
M2	2C	884,90	884,90	0,000	886,96
M2	4A	899,90	900,10	0,022	902,36
M2	5Brv	902,35	902,39	0,004	905,10
M2	1C	868,18	868,19	0,001	869,78
M2	3C	865,80	865,81	0,001	867,73
M2	1B	917,37	917,43	0,007	919,36
M2	3Brv	885,72	885,73	0,001	888,12
M2	6B	886,55	886,64	0,010	888,16
M2	4C	881,52	881,70	0,020	885,47

Tabela A.3 - Controle de massa antes da fervura dos CPs (M3).

Corpos de prova (CP)	Tipo	Massa (g)			
		7 dd sub 1ª pesagem. (antes ferv.)	7 dd sub 2ª Pesagem (antes ferv.).	Diferença %	Pesag. Pós fervura
		15/jul	16/jul		18/jul
M3	1A	920,96	921,04	0,009	923,88
M3	2Asb	930,35	930,64	0,031	931,99
M3	2B	924,24	924,21	-0,003	925,70
M3	5C	925,30	925,61	0,034	927,02
M3	3A	928,41	928,62	0,023	932,02
M3	5Arv	922,51	922,72	0,023	924,29
M3	4B	933,45	933,61	0,017	935,98
M3	2C	908,73	908,87	0,015	910,79
M3	4A	925,82	925,69	-0,014	928,59
M3	5Brv	931,70	931,68	-0,002	933,38
M3	1C	924,61	924,86	0,027	928,20
M3	3C	915,63	915,76	0,014	918,00
M3	1B	924,02	924,41	0,042	926,72
M3	3Brv	921,00	921,50	0,054	924,25
M3	6B	926,46	926,87	0,044	928,32
M3	4C	926,46	926,53	0,008	929,25

Tabela A.4 - Controle de massa antes e depois da contaminação (ensacados) dos CPs (M1).

Tipo	Massa (g)					
	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)
	02/set/13	02/set/13	26/set/13	26/set/13	09/out/15	09/out/15
1A						
2Asb						
2B						
5C						
3A					919,17	958,64
5Arv					931,79	973,14
4B					916,94	956,02
2C					916,92	956,48
4A			905,57	954,43		
5Brv			903,93	952,97		
1C			916,17	965,52		
3C			913,21	962,56		
1B	921,47	950,20				
3Brv	923,23	952,02				
6B	903,42	932,27				
4C	895,33	924,08				

Tabela A.5 - Controle de massa antes e depois da contaminação (ensacados) dos CPs (M2).

Tipo	Massa (g)					
	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)
	04/set/13	04/set/13	26/set/13	26/set/13	09/out/15	09/out/15
1A						
2Asb						
2B						
5C						
3A					900,70	940,57
5Arv					906,63	945,56
4B					887,16	926,21
2C					879,36	919,22
4A					884,60	927,31
5Brv					887,11	926,57
1C					853,38	892,70
3C					850,67	890,08
1B			895,15	936,82		
3Brv			864,54	906,94		
6B					864,49	903,19
4C	862,11	894,66				

Tabela A.6 - Controle de massa antes e depois da contaminação (ensacados) dos CPs (M3).

Tipo	Massa (g)					
	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)	Contaminação (antes)	Contaminação (depois)
	04/set/13	04/set/13	26/set/13	26/set/13	09/out/15	09/out/15
1A						
2Asb						
2B						
5C						
3A					923,24	961,89
5Arv					916,26	955,12
4B					927,93	965,70
2C					902,95	941,56
4A			910,02	950,70		
5Brv			914,75	955,31		
1C			909,14	950,88		
3C			899,52	939,40		
1B	901,27	934,19				
3Brv	898,73	930,95				
6B	902,44	934,88				
4C	903,13	935,46				

Dados de M1 para obter a Tabela A.7

Absorção	4,86
$Abs/100 = (Msat - Mseca)/Mseca$	
$Mseca = Msat / (1 + Abs/100)$	

Tabela A.7 - Controle e cálculo de massa até a estabilização (50°C) dos CPs (M1).

Massa saturada com vazão e cálculo da massa seca						Secagem p/ GS		Estabilização 50°C				
CP		Massa saturada	Massa seca estimada	Massa para obter GS (%)			Massa	Tempo	Início		Término	
				85,00	65,00	50,00			dia	hora	dia	hora
M1	1A	941,92	898,26									
M1	2Asb	930,51	887,38									
M1	2B	938,64	895,14									
M1	5C	915,66	873,22									
M1	3A	927,83	884,83	921,38			919,68	28 h	24/9	15h45'	27/9	15h45
M1	5Arv	940,27	896,69	933,73			932,63	28 h	24/9	15h45'	27/9	15h45
M1	4B	925,61	882,71	919,18			917,41	28 h	24/9	15h45'	27/9	15h45
M1	2C	924,78	881,92	918,35			917,31	28 h	24/9	15h45'	27/9	15h45
M1	4A	921,80	879,08		906,85		906,62	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h
M1	5Brv	920,44	877,78		905,51		905,32	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h
M1	1C	933,14	889,89		918,00		917,53	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h
M1	3C	930,99	887,84		915,89		915,09	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h
M1	1B	943,76	900,02			921,89	921,64	8d,23h,45'	7/8	17h30'	16/8	18h
M1	3Brv	946,03	902,18			924,11	923,60	11d,3h,50'	9/8	22h10'	21/8	16h45
M1	6B	925,15	882,27			903,71	903,71	8d,23h,45'	7/8	17h30'	16/8	18h
M1	4C	917,54	875,01			896,28	895,70	11d,3h,50'	9/8	22h10'	21/8	16h45

Tabela A.8 - Controle de Contaminação, Extração e cálculo GSmédio final dos CPs (M1).

CP	Contaminação				Extração				tempo de contaminação				GS médio do ensaio	
	massa (g)				massa (g)				previsto	real				tempo total
	dia	hora	antes	depois	dia	hora	c/contam	s/contam		dias	horas	min		
1A	07/11/13	16h18'	946,79	959,63	05/12/13		961,32	947,53		28			2419200	112,003
2Asb	07/11/13	16h45'	935,16	947,64	17/12/13		950,62	936,74		40			3456000	112,614
2B	07/11/13	15h55'	944,11	957,15	11/12/13		959,98	946,54		34			2937600	115,3665
5C	07/11/13	15h00	921,14	934,15	16/12/13		937,87	924,60		39			3369600	116,9893
3A	09/10/13	16h	919,17	958,64	09/12/13		932,40	920,14		61			5270400	80,98953
5Arv	09/10/13	16h	931,79	973,14									0	-988,536
4B	09/10/13	16h	916,94	956,02	18/12/13		930,68	918,28		70			6048000	81,35186
2C	09/10/13	16h	916,92	956,48	26/12/13		928,00	916,20		78			6739200	80,82184
4A	26/09/13	15h30'	905,57	954,43	07/01/14		918,94	906,16		103			8899200	62,70171
5Brv	26/09/13	15h30'	903,93	952,97									0	-9,98157
1C	26/09/13	15h30'	916,17	965,52	14/01/14		929,95	916,77		110			9504000	61,4555
3C	26/09/13	15h30'	913,21	962,56	21/01/14		926,64	913,45		117			10108800	59,07212
1B	02/09/13	17h	921,47	950,20	20/01/14		935,05	921,45		140			12096000	49,018
3Brv	14/01/14	17h	923,23	952,02	18/02/14		995,06	969,87		35		sub em NaCl	3024000	101,186
6B	02/09/13	17h	903,42	932,27									0	-10,0415
4C	02/09/13	17h	895,33	924,08									0	-10,0492

Dados de M2 para obter a Tabela A.9

absorção	5,31
Abs/100 = (Msat - Mseca)/Mseca	
Mseca = Msat / (1 + Abs/100)	

Tabela A.9 - Controle e cálculo de massa até a estabilização (50°C) dos CPs (M2).

CP		Massa saturada com vazio e calculo da massa seca (g)			Secagem p/ GS		Estabilização 50°C						
		Massa saturada	Massa seca estimada	Massa para obter GS			Massa (g)	Tempo	Início		Término		
				85,00	65,00	50,00			dia	hora	dia	hora	
M2	1A	915,51	869,35										
M2	2Asb	894,82	849,70										
M2	2B	897,12	851,88										
M2	5C	886,65	841,94										
M2	3A	909,04	863,20	902,16		901,93	51h30'	25/9	14h30'	28/9	14h30'		
M2	5Arv	914,76	868,64	907,84		907,19	51h30'	25/9	14h30'	28/9	14h30'		
M2	4B	895,36	850,21	888,59		887,64	51h30'	25/9	14h30'	28/9	14h30'		
M2	2C	886,96	842,24	880,25		880,20	51h30'	25/9	14h30'	28/9	14h30'		
M2	4A	902,36	856,86		886,44	885,71	14d,22h,30'	10/9	15h30'	25/9	14h		
M2	5Brv	905,10	859,46		889,13	888,34	14d,22h,30'	10/9	15h30'	25/9	14h		
M2	1C	869,78	825,92		854,43	854,41	14d,22h,30'	10/9	15h30'	25/9	14h		
M2	3C	867,73	823,98		852,42	851,77	14d,22h,30'	10/9	15h30'	25/9	14h		
M2	1B	919,36	873,00			896,18	895,97	21d, 1h,25'	19/8	16h50'	10/9	10h	
M2	3Brv	888,12	843,34			865,73	865,35	21d, 1h,25'	19/8	16h50'	10/9	10h	
M2	6B	888,16	843,38			865,77	865,47	28d, 0h	26/8	18h15'	24/9	10h	
M2	4C	885,47	840,82			863,15	862,77	15d, 19h,40'	14/8	13h55'	30/8	18h30'	

Tabela A.10 - Controle de Contaminação, Extração e cálculo GS médio final dos CPs (M2).

CP	Contaminação				Extração				tempo de contaminação				GS médio do ensaio	
	massa (g)						massa (g)		previsto	real				total (s)
	dia	hora	antes	depois	dia	hora	c/contam	s/contam		dias	horas	min		
1A	07/11/13	15h43'	918,86	932,51	05/12/13	15h	933,94	917,62		28			2419200	105,9139091
2Asb	07/11/13	16h30'	898,37	911,06	17/12/13		913,8	898,15		40			3456000	107,6242627
2B	07/11/13	16h10'	900,85	913,97	11/12/13		915,51	899,61		34			2937600	106,8751938
5C	07/11/13	15h10'	890,40	903,52	16/12/13		905,34	889,01		39			3369600	106,8333566
3A	09/10/13	16h40'	900,70	940,57	09/12/13		913,89	901,76		61			5270400	82,9610381
5Arv	09/10/13	16h40'											0	-18,83239171
4B	09/10/13	16h40'	887,16	926,21	18/12/13		900,52	888,16		70			6048000	82,94435577
2C	09/10/13	16h40'	879,36	919,22	16/01/14			881,46		99			8553600	85,35422502
4A	09/10/13	15h30'	884,60	927,31	07/01/14		897,92	884,65		90			7776000	61,02138093
5Brv	14/01/14	15h30'	887,11	926,57	22/02/14		958,12	925,34		39	sub em NaCl		3369600	102,4650802
1C	09/10/13	15h30'	853,38	892,70	06/03/14		867,00	853,38		148			12787200	62,60534571
3C	09/10/13	15h30'	850,67	890,08									0	-911,1153161
1B	26/09/13	15h30'	895,15	936,82									0	-917,7324361
3Brv	14/01/14		864,54	906,94	26/02/14		942,04	920,75		43	sub em NaCl		3715200	110,1046674
6B	10/10/13	17h35'	864,49	903,19									0	-918,0468461
4C	04/09/13	20h30'	862,11	894,66									0	-917,7799678

Dados de M3 para obter a Tabela A.11

absorção	5,64
Abs/100 = (Msat - Mseca)/Mseca	
Mseca = Msat / (1+ Abs/100)	

Tabela A.11 - Controle e cálculo de massa até a estabilização (50°C) dos CPs (M3).

Massa saturada com vazio e calculo da massa seca (g)				Secagem p/ GS		Estabilização 50°C						
CP	Massa saturada	Massa ca estimada	Massa para obter GS (g)			Massa (g)	Tempo	Início		Término		
			85,00	65,00	50,00			dia	hora	dia	hora	
M3	1A	923,88	874,56									
M3	2Asb	931,99	882,23									
M3	2B	925,70	876,28									
M3	5C	927,02	877,53									
M3	3A	932,01	882,25	924,55		923,93	28 h	24/9	15h45'	27/9	15h45'	
M3	5Arv	924,29	874,94	916,89		955,65	28h	24/9	15h45'	27/9	15h45'	
M3	4B	935,98	886,01	928,48		967,41	28h	24/9	15h45'	27/9	15h45'	
M3	2C	910,79	862,16	903,50		939,61	28h	24/9	15h45'	27/9	15h45'	
M3	4A	928,59	879,01		911,24	911,11	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h	
M3	5Brv	933,38	883,55		915,94	915,93	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h	
M3	1C	928,20	878,64		910,86	910,60	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h	
M3	3C	918,00	868,99		900,85	900,31	8d,22h30'	4/9	15h30'	13/9	14h	
M3	1B	926,72	877,24			901,98	901,89	14d, 55'	12/8	17h20'	26/ago	17h20'
M3	3Brv	924,25	874,91			899,58	899,47	14d, 55'	12/8	17h20'	26/ago	17h20'
M3	6B	928,32	878,76			903,54	902,80	11d,3h,50'	9/8	22h10'	21/ago	16h45'
M3	4C	929,25	879,64			904,44	904,22	14d, 55'	12/8	17h20'	26/ago	17h20'

Tabela A.12 - Controle de Contaminação, Extração e cálculo GSMédio final dos CPs (M3).

CP	Contaminação				Extração				tempo de contaminação				GS médio do ensaio	
	massa (g)						massa (g)		previsto	real				total (s)
	dia	hora	antes	depois	dia	hora	c/contam	s/contam		dias	horas	min		
1A	07/11/13	15h30'	928,90	942,47	06/12/13		943,98	926,48		29			2505600	107,7242923
2Asb	07/11/13	16h45'	936,51	950,53	17/12/13		948,69	936,92		40			3456000	109,4959813
2B	07/11/13	16h05'	930,46	943,33	12/12/13		944,58	930,17		35			3024000	109,3379325
5C	07/11/13	15h25'	932,40	945,52	16/12/13		947,85	933,36		39			3369600	111,8401663
3A	10/10/13	17h45'	923,24	961,89	10/12/13		936,56	924,56		61			5270400	83,70142743
5Arv	10/10/13	17h45'	916,26	955,12									0	-844,6611158
4B	10/10/13	17h45'	927,93	965,70	19/12/13		941,17	929,07		70			6048000	85,03129196
2C	10/10/13	17h45'	902,95	941,56	15/01/14		941,67	904,14		97			8380800	85,10057787
4A	26/09/13	15h30'	910,02	950,70	08/01/14		923,32	910,62		104			8985600	63,14776487
5Brv	26/09/13	15h30'	914,75	955,31									0	-855,2175925
1C	26/09/13	15h30'	909,14	950,88	14/01/14		922,47	909,41		110			9504000	61,81053163
3C	26/09/13	15h30'	899,52	939,40									0	-855,3777407
1B	04/09/13	18h	901,27	934,19	05/03/14		916,00	901,27		182			15724800	48,56147113
3Brv	04/09/13	18h	898,73	930,95	26/02/14		974,83	949,80					0	100,0303984
6B	04/09/13	20h30'	902,44	934,88									0	-862,6335593
4C	04/09/13	18h	903,13	935,46									0	-862,8493084

A Tabela A.13 mostra os valores do GS obtidos conforme as Tabelas A7, A8, A9, A10, A11 e A12, como houve acréscimo de umidade nos CP, quando o normal é uma certa perda, então teve-se de corrigir para o valor referência de 100% todos os GS médios obtidos.

Tabela A.13 - Valores de Cs, D, Dmédio, GS, GSmédio e o GSmédio corrigido de M1, M2, M3.

Concreto	Testemunho	Idade dias	Cs %/m concr.	D .10 ⁶ mm ² /s	Dmédio .10 ⁶ mm ² /s	GS %	Gsmédio	Gsmédio corrigido
M1	M1-1A	28	1,27	21,90	23,90	112	113,5	100,0
	M1-2B	34	1,12	25,89		115		
	M1-2A	40	1,26	15,75		113		
	M1-3A	61	0,62	7,14	8,73	81	81,0	71,4
	M1-4B	70	0,76	10,31		81		
	M1-4A	103	0,54	3,08	2,56	63	62,0	54,6
	M1-1C	110	0,49	2,04		61		
	M1-1B	140	0,010	0,79	0,79	49	49,0	43,2
	M1-6B	212	0,03	0,78		49		
	M2	M2-1A	28	1,29	4,12	3,75	106	106,5
M2-2B		34	1,36	3,38	107			
M2-2A		40	1,22	3,38		108		
M2-3A		61	1,00	3,55	3,00	83	83,0	77,9
M2-4B		70	0,93	2,44		83		
M2-4A		90	0,050	0,50	0,81	61	62,0	58,2
M2-1C		148	0,18	1,12		63		
M2-1B		188	0,02	0,24	0,19	48	48,0	45,1
M2-4C		212	0,04	0,13		48		
M3		M3-1A	29	1,26	8,08	8,53	108	108,5
	M3-2B	35	1,48	8,97	109			
	M3-2A	40	1,25	7,12		109		
	M3-3A	61	1,03	6,34	5,88	84	84,5	77,9
	M3-4B	70	0,97	5,42		85		
	M3-4A	104	0,73	2,11	1,74	63	62,5	57,6
	M3-1C	110	0,49	1,37		62		
	M3-1B	182	0,02	0,19	0,20	49	48,0	44,2
	M3-6B	211	0,17	0,20		47		

As Tabelas A.14, A15, A16, A.17, A18, A19, a seguir, apresentam os resultados dos ensaios de porosimetria (PIM) e que deram origem aos gráficos para a obtenção do Dcrit. e o percentual de poros mais conectados. Esses gráficos são apresentados em sequência. Os valores em destaque são referentes ao Dcrit e o percentual de poros acumulados conectados.

Tabela A.15 - Valores da porosimetria para M1-4C. (Fonte: UNISINOS, 2014)

M1 4C							
Pore Diameter [µm]	Volume [cc/g]						
264.2000	0,0002	0,921659				log dif intrus	logdif int%
79.1200	0,0014	6,4516129	6,48368E-06	3,50318E-08	0,0022916		10,560471
39.8300	0,0016	7,3732719	5,09035E-06	-3,54627E-08	0,000671		3,0920271
26.5100	0,0016	7,3732719	0	-3,82159E-07	0		0
19.8000	0,0018	8,2949309	2,98063E-05	4,44207E-06	0,001578		7,2717847
15.7700	0,0020	9,2165899	4,96278E-05	4,91849E-06	0,0020236		9,3253706
13.1400	0,0020	9,2165899	0	-1,88699E-05	0		0
11.3000	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
9.9650	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
8.9580	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
8.1690	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
7.5370	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
7.0240	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
6.5970	0,0020	9,2165899	0	0	0		0
6.1690	0,0023	10,599078	0,000700935	0,001637698	0,0102981		47,456476
5.6170	0,0023	10,599078	0	-0,001269809	0		0
5.2080	0,0023	10,599078	0	0	0		0
4.8910	0,0023	10,599078	0	0	0		0
4.5590	0,0023	10,599078	0	0	0		0
4.2830	0,0023	10,599078	0	0	0		0
2.6180	0,0052	23,963134	0,001741742	0,001046091	0,0135654		62,513581
1.7240	0,0074	34,101382	0,00246085	0,000804372	0,0121257		55,878939
1.2400	0,0081	37,327189	0,001446281	-0,002096217	0,0048912		22,53987
0.9356	0,0088	40,552995	0,002299606	0,002803301	0,0057222		26,369391
0.7087	0,0093	42,857143	0,002203614	-0,000423058	0,004145		19,1013
0.5581	0,0097	44,700461	0,002656042	0,003004174	0,0038554		17,76685
0.4430	0,0098	45,16129	0,00086881	-0,015527652	0,0009969		4,5941314
0.3607	0,0100	46,082949	0,002430134	0,018971129	0,0022407		10,325834
0.3017	0,0100	46,082949	0	-0,041188706	0		0
0.2561	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.2219	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1946	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1734	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1561	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1402	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1271	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1171	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.1085	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0998	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0917	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0828	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0758	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0695	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0638	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0585	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0539	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0499	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0465	0,0100	46,082949	0	0	0		0
0.0435	0,0102	47,004608	0,065789474	21,64127424	0,0068173		31,416135
0.0408	0,0121	55,760369	0,703703704	236,2645296	0,0682739		314,62614
0.0383	0,0131	60,368664	0,393700787	-122,0483922	0,0358228		165,08194
0.0360	0,0140	64,516129	0,401785714	3,609342359	0,0343495		158,29261
0.0336	0,0148	68,202765	0,334728033	-28,05760703	0,0268305		123,64274
0.0314	0,0155	71,428571	0,316742081	-8,13843983	0,0237122		109,27274
0.0293	0,0164	75,576037	0,432692308	55,74530108	0,0302561		139,42902
0.0275	0,0172	79,262673	0,430107527	-1,389667102	0,0281261		129,61314
0.0257	0,0176	81,105991	0,229885057	-115,0703847	0,0140804		64,88686
0.0242	0,0181	83,410138	0,316455696	54,7915435	0,0181741		83,751814
0.0227	0,0184	84,792627	0,205479452	-76,01112613	0,0110819		51,068847
0.0214	0,0190	87,557604	0,46875	205,6801156	0,0238035		109,69349
0.0202	0,0195	89,861751	0,416666667	-43,40277778	0,0199694		92,02486
0.0191	0,0198	91,24424	0,256410256	-136,9712908	0,0115892		53,406449
0.0179	0,0202	93,087558	0,353982301	86,34694201	0,015062		69,409938
0.0168	0,0202	93,087558	0	-318,9029738	0		0
0.0158	0,0202	93,087558	0	0	0		0
0.0149	0,0205	94,470046	0,326086957	354,442344	0,0115145		53,06211
0.0141	0,0207	95,391705	0,243902439	-100,2250213	0,0081243		37,439011
0.0133	0,0209	96,313364	0,256410256	16,03566332	0,0080687		37,182791
0.0126	0,0212	97,695853	0,428571429	245,9445317	0,0127565		58,785686
0.0119	0,0214	98,617512	0,285714286	-204,0816327	0,0080437		37,067711
0.0112	0,0214	98,617512	0	-408,1632653	0		0
0.0105	0,0217	100	0,46875	732,421875	0,0117182		54,00094
0.0100	0,0217	100	0	-805,4123711	0		0
0.0094	0,0217	100	0	0	0		0
0.0089	0,0217	100	0	0	0		0
0.0084	0,0217	100	0	0	0		0
0.0080	0,0217	100	0	0	0		0
0.0075	0,0217	100	0	0	0		0
0.0071	0,0217	100	0	0	0		0
0.0067	0,0217	100	0	0	0		0

Tabela A.16 - Valores da porosimetria para M2-4C. (Fonte: UNISINOS, 2014).

M2 4C						
Pore Diameter	Volume					
[µm]	[cc/g]					
263,9000	0,0000	0			log dif intrus-	logdi int %
98,3600	0,0009	2,8037383	5,437E-06	3,284E-08	0,0020998	6,5413014
49,1400	0,0016	4,9844237	1,422E-05	1,785E-07	0,0023226	7,2355863
32,5700	0,0018	5,6074766	1,207E-05	-1,299E-07	0,0011197	3,4881987
24,3400	0,0018	5,6074766	0	-1,467E-06	0	0
19,3700	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
16,0700	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
13,7500	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
12,0100	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
10,6900	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
9,6540	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
8,8210	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
8,1510	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
7,5970	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
7,1310	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
6,6320	0,0018	5,6074766	0	0	0	0
6,0410	0,0021	6,5420561	0,0005076	0,0008589	0,0074009	23,055723
5,5830	0,0021	6,5420561	0	-0,0011083	0	0
5,2220	0,0021	6,5420561	0	0	0	0
4,9120	0,0021	6,5420561	0	0	0	0
4,5720	0,0021	6,5420561	0	0	0	0
4,2910	0,0021	6,5420561	0	0	0	0
2,3640	0,0038	11,838006	0,0008822	0,0004578	0,006566	20,454709
1,6300	0,0049	15,264798	0,0014986	0,0008398	0,0068128	21,223796
1,1220	0,0059	18,380062	0,0019685	0,0009249	0,0061654	19,20694
0,8368	0,0061	19,003115	0,0007013	-0,0044433	0,0015702	4,8916319
0,6326	0,0061	19,003115	0	-0,0034342	0	0
0,4980	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,4072	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,3335	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,2824	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,2416	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,2115	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1872	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1676	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1516	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1365	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1253	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1157	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,1071	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,0992	0,0061	19,003115	0	0	0	0
0,0928	0,0065	20,249221	0,0627943	9,8578255	0,0138719	43,214534
0,0857	0,0070	21,806854	0,0705219	1,0899172	0,0144842	45,122146
0,0778	0,0077	23,987539	0,0882724	2,2384012	0,0166	51,713336
0,0714	0,0084	26,168224	0,1104101	3,4917526	0,018954	59,04684
0,0651	0,0089	27,725857	0,0786164	-4,9990161	0,0123457	38,460208
0,0597	0,0093	28,971963	0,0750469	-0,66969	0,0107771	33,573654
0,0549	0,0098	30,529595	0,1030928	5,7826555	0,0135973	42,359212
0,0507	0,0103	32,087227	0,1199041	4,0314852	0,0145713	45,393514
0,0471	0,0110	34,267913	0,1955307	21,124762	0,0220197	68,597302
0,0440	0,0115	35,825545	0,1592357	-11,558935	0,0167018	52,030515
0,0412	0,0122	38,006231	0,2491103	31,983862	0,0244235	76,085766
0,0386	0,0131	40,809969	0,3488372	38,653833	0,0320376	99,805613
0,0361	0,0136	42,367601	0,2	-59,534884	0,0171985	53,577862
0,0338	0,0145	45,17134	0,3846154	78,895464	0,0309316	96,360225
0,0315	0,0152	47,352025	0,3139013	-31,710332	0,0235934	73,499546
0,0295	0,0159	49,53271	0,3398058	12,57499	0,0238629	74,339325
0,0276	0,0168	52,336449	0,4761905	72,161191	0,0312763	97,433969
0,0259	0,0175	54,517134	0,4022989	-42,466452	0,0247427	77,080116
0,0242	0,0186	57,943925	0,6832298	174,49128	0,0393871	122,70122
0,0228	0,0194	60,436137	0,5555556	-88,662679	0,0300777	93,700035
0,0215	0,0201	62,616822	0,5343511	-16,186573	0,027239	84,856749
0,0203	0,0208	64,797508	0,5785124	36,496902	0,0278126	86,643559
0,0191	0,0215	66,978193	0,6140351	31,160255	0,0278596	86,789933
0,0180	0,0224	69,781931	0,8035714	169,22888	0,034368	107,06544
0,0169	0,0233	72,58567	0,8108108	6,521966	0,0325955	101,54359
0,0159	0,0240	74,766355	0,7	-110,81081	0,0264416	82,37261
0,0150	0,0247	76,94704	0,7446809	47,53282	0,0264667	82,450623
0,0141	0,0256	79,750779	1,0843373	409,2247	0,0363308	113,17996
0,0134	0,0261	81,308411	0,6578947	-561,1087	0,0208392	64,919484
0,0127	0,0266	82,866044	0,6944444	50,763483	0,0208139	64,840811
0,0120	0,0273	85,046729	0,9859155	410,5226	0,0279265	86,998433
0,0113	0,0280	87,227414	1,0447761	87,851681	0,0279343	87,022717
0,0106	0,0289	90,031153	1,3846154	522,82964	0,0349164	108,77391
0,0100	0,0294	91,588785	0,8474576	-910,43688	0,0201617	62,808893
0,0095	0,0300	93,457944	1,0989011	460,51918	0,0247071	76,96926
0,0090	0,0303	94,392523	0,6024096	-996,9708	0,0128206	39,939667
0,0085	0,0307	95,638629	0,8163265	436,56509	0,0164446	51,229338
0,0080	0,0310	96,573209	0,6382979	-378,78438	0,0121529	37,859526
0,0076	0,0314	97,819315	0,886918	551,26405	0,0159462	49,676642
0,0072	0,0315	98,130841	0,2439024	-1568,3305	0,0041436	12,908371
0,0068	0,0321	100	1,5957447	3595,3251	0,0256664	79,957639

Tabela A.17 - Valores da porosimetria para M2-5A. (Fonte: UNISINOS, 2014).

M2 5A							
Pore	Volume						
Diameter	[cc/g]						
[µm]							
342,9000	0,0001	0,2967359				log dif intrus.	log dif t %
82,1100	0,0044	13,05638	1,649E-05	6,322E-08	0,0069269		20,554496
41,9400	0,0048	14,243323	9,958E-06	-1,626E-07	0,001371		4,0681128
27,9900	0,0050	14,836795	1,434E-05	3,139E-07	0,0011388		3,3791888
20,9400	0,0052	15,430267	2,837E-05	1,99E-06	0,001587		4,7091137
16,7400	0,0052	15,430267	0	-6,754E-06	0		0
13,9500	0,0053	15,727003	3,584E-05	1,285E-05	0,0012629		3,7475529
12,0200	0,0053	15,727003	0	-1,857E-05	0		0
10,5900	0,0053	15,727003	0	0	0		0
9,5290	0,0054	16,023739	9,425E-05	8,883E-05	0,0021811		6,4720775
8,7000	0,0054	16,023739	0	-0,0001137	0		0
8,0370	0,0054	16,023739	0	0	0		0
7,5010	0,0054	16,023739	0	0	0		0
7,0150	0,0055	16,320475	0,0002058	0,0004234	0,0034374		10,200093
6,4170	0,0055	16,320475	0	-0,0003441	0		0
5,8930	0,0055	16,320475	0	0	0		0
5,4900	0,0055	16,320475	0	0	0		0
5,1690	0,0055	16,320475	0	0	0		0
4,8190	0,0055	16,320475	0	0	0		0
4,5290	0,0055	16,320475	0	0	0		0
4,0300	0,0055	16,320475	0	0	0		0
2,3070	0,0077	22,848665	0,0012768	0,0007411	0,0090812		26,947323
1,5900	0,0081	24,035608	0,0005579	-0,0010027	0,0024745		7,3426549
1,1030	0,0081	24,035608	0	-0,0011455	0		0
0,8056	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,5975	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,4675	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,3824	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,3185	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,2704	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,2342	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,2053	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1800	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1618	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1460	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1334	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1219	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1119	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,1025	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0941	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0870	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0798	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0732	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0668	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0612	0,0081	24,035608	0	0	0		0
0,0561	0,0094	27,893175	0,256917	50,77411	0,0346742		102,89092
0,0520	0,0111	32,937685	0,4136253	38,128542	0,0514671		152,72137
0,0482	0,0131	38,872404	0,5277045	30,100048	0,0608649		180,60809
0,0449	0,0148	43,916914	0,5182927	-2,869452	0,0555662		164,88487
0,0420	0,0161	47,774481	0,4467354	-24,590133	0,044714		132,68245
0,0394	0,0178	52,818991	0,6563707	80,940255	0,0615441		182,62335
0,0371	0,0190	56,379822	0,5217391	-58,535446	0,0459858		136,45641
0,0349	0,0203	60,237389	0,5752212	23,66465	0,0476794		141,48201
0,0326	0,0208	61,721068	0,2232143	-157,14596	0,0173453		51,469602
0,0305	0,0217	64,391691	0,412844	86,986124	0,0299798		88,96072
0,0284	0,0226	67,062315	0,4433498	15,027447	0,030047		89,160339
0,0266	0,0231	68,545994	0,2702703	-93,556478	0,0171105		50,772892
0,0249	0,0237	70,326409	0,3488372	45,678453	0,0206513		61,27984
0,0233	0,0243	72,106825	0,3947368	30,197127	0,0218976		64,978019
0,0220	0,0249	73,88724	0,4379562	31,54698	0,0228391		67,771662
0,0207	0,0253	75,074184	0,3225806	-93,044806	0,0158537		47,043524
0,0196	0,0257	76,261128	0,3448276	19,178397	0,0159946		47,461653
0,0184	0,0261	77,448071	0,3418803	-2,5190122	0,0149404		44,333601
0,0173	0,0266	78,931751	0,4504505	97,810909	0,0185029		54,904669
0,0162	0,0270	80,118694	0,3773585	-68,954679	0,0145579		43,198543
0,0153	0,0276	81,89911	0,625	257,95991	0,0226591		67,237546
0,0144	0,0280	83,086053	0,4597701	-189,91941	0,0157007		46,589662
0,0136	0,0284	84,272997	0,5	50,287356	0,0161137		47,81516
0,0129	0,0287	85,163205	0,4225352	-109,10534	0,0128833		38,229325
0,0122	0,0291	86,350148	0,5555556	184,75048	0,0160241		47,549375
0,0115	0,0296	87,833828	0,7352941	264,32141	0,0200236		59,417176
0,0108	0,0301	89,317507	0,7462687	16,379909	0,0191624		56,861715
0,0102	0,0306	90,801187	0,8333333	145,10779	0,0201805		59,882857
0,0097	0,0309	91,691395	0,5291005	-536,56579	0,0121023		35,911995
0,0091	0,0313	92,878338	0,7797271	488,55081	0,0168662		50,047988
0,0086	0,0316	93,768546	0,5988024	-361,12715	0,0122535		36,360652
0,0082	0,0320	94,95549	0,8528785	541,74002	0,0165007		48,963458
0,0077	0,0324	96,142433	0,8752735	49,004504	0,0160008		47,480166
0,0073	0,0330	97,922849	1,4251781	1306,1868	0,0246137		73,037676
0,0069	0,0334	99,109792	1,0282776	-1020,3098	0,0168005		49,853176
0,0065	0,0337	100	0,8356546	-536,55443	0,0129341		38,379984

Tabela A.18 - Valores da porosimetria para M3-5A. (Fonte: UNISINOS, 2014).

M3 5A						
Pore Diameter	Volume					
[µm]	[cc/g]					
281.9000	0,0015	4,6875			log dif intrus	log difint%
79,7900	0,0030	9,375	7,422E-06	3,672E-08	0,0027365	8,5515
39,5400	0,0033	10,3125	7,453E-06	7,88E-10	0,0009839	3,0747
26,1700	0,0033	10,3125	0	-5,575E-07	0	-
19,4900	0,0033	10,3125	0	0	0	-
15,5100	0,0036	11,25	7,538E-05	1,894E-05	0,0030242	9,4506
12,8700	0,0037	11,5625	3,788E-05	-1,42E-05	0,0012341	3,8564
11,0400	0,0037	11,5625	0	-2,07E-05	0	-
9,7050	0,0037	11,5625	0	0	0	-
8,7050	0,0037	11,5625	0	0	0	-
7,9260	0,0037	11,5625	0	0	0	-
7,3080	0,0037	11,5625	0	0	0	-
6,8070	0,0037	11,5625	0	0	0	-
6,3940	0,0037	11,5625	0	0	0	-
5,8970	0,0037	11,5625	0	0	0	-
5,3920	0,0037	11,5625	0	0	0	-
5,0140	0,0037	11,5625	0	0	0	-
4,7200	0,0037	11,5625	0	0	0	-
4,4160	0,0037	11,5625	0	0	0	-
3,2820	0,0037	11,5625	0	0	0	-
1,9490	0,0039	12,1875	0,00015	0,0001126	0,0008837	2,7615
1,3110	0,0042	13,125	0,0004702	0,0005019	0,0017421	5,4440
0,9288	0,0045	14,0625	0,0007849	0,0008234	0,0020043	6,2633
0,7048	0,0054	16,875	0,0040179	0,0144327	0,007509	23,4656
0,5662	0,0063	19,6875	0,0064935	0,0178618	0,0094641	29,5754
0,4581	0,0078	24,375	0,013876	0,0682936	0,0163027	50,9458
0,3658	0,0095	29,6875	0,0184182	0,0492108	0,0173973	54,3664
0,3067	0,0101	31,5625	0,0101523	-0,1398632	0,0078401	24,5002
0,2620	0,0111	34,6875	0,0223714	0,2733575	0,0146172	45,6788
0,2270	0,0123	38,4375	0,0342857	0,34041	0,0192692	60,2164
0,1990	0,0129	40,3125	0,0214286	-0,4591837	0,0104945	32,7953
0,1773	0,0136	42,5	0,0322581	0,499055	0,0139597	43,6241
0,1584	0,0141	44,0625	0,026455	-0,3070391	0,0102138	31,9180
0,1438	0,0146	45,625	0,0342466	0,5336677	0,0119058	37,2057
0,1311	0,0147	45,9375	0,007874	-2,0765795	0,0024903	7,7821
0,1196	0,0152	47,5	0,0434783	3,0960213	0,0125403	39,1884
0,1091	0,0156	48,75	0,0380952	-0,5126688	0,0100234	31,3233
0,0998	0,0161	50,3125	0,0537634	1,684753	0,0129218	40,3807
0,0916	0,0169	52,8125	0,0974421	5,3201831	0,0214578	67,0556
0,0846	0,0175	54,6875	0,085592	-1,6904611	0,0173509	54,2215
0,0775	0,0184	57,5	0,1274788	5,9329663	0,0237756	74,2988
0,0708	0,0195	60,9375	0,1641791	5,4776643	0,0280199	87,5621
0,0645	0,0210	65,625	0,2388535	11,890828	0,037196	116,2374
0,0594	0,0223	69,6875	0,254902	3,1467564	0,0363635	113,6359
0,0546	0,0235	73,4375	0,2453988	-1,9433922	0,0321853	100,5792
0,0504	0,0246	76,875	0,2657005	4,9037947	0,0320905	100,2828
0,0468	0,0253	79,0625	0,1949861	-19,697607	0,0218169	68,1777
0,0437	0,0261	81,5625	0,2531646	18,410913	0,0263612	82,3786
0,0409	0,0269	84,0625	0,2888087	12,867909	0,0281031	87,8222
0,0384	0,0274	85,625	0,2024291	-34,971463	0,0184776	57,7426
0,0362	0,0279	87,1875	0,2262443	10,776106	0,0194334	60,7295
0,0340	0,0284	88,75	0,2293578	1,42819	0,0185415	57,9421
0,0319	0,0289	90,3125	0,2304147	0,487073	0,0174726	54,6020
0,0297	0,0292	91,25	0,1369863	-42,66139	0,0096999	30,3121
0,0276	0,0297	92,8125	0,2427184	51,326284	0,0159994	49,9982
0,0259	0,0301	94,0625	0,2325581	-5,9071553	0,0143193	44,7478
0,0243	0,0306	95,625	0,3144654	51,514006	0,0181648	56,7650
0,0228	0,0307	95,9375	0,0680272	-167,64503	0,00369	11,5312
0,0215	0,0309	96,5625	0,1492537	60,616806	0,0076134	23,7919
0,0203	0,0309	96,5625	0	-124,37811	0	-
0,0192	0,0312	97,5	0,2678571	239,15816	0,0121655	38,0171
0,0181	0,0312	97,5	0	-239,15816	0	-
0,0169	0,0314	98,125	0,1769912	156,62934	0,0071233	22,2603
0,0159	0,0317	99,0625	0,2857143	103,54584	0,0107823	33,6946
0,0149	0,0317	99,0625	0	-303,95137	0	-
0,0141	0,0317	99,0625	0	0	0	-
0,0133	0,0319	99,6875	0,2597403	337,32501	0,0081944	25,6077
0,0126	0,0319	99,6875	0	-355,80857	0	-
0,0119	0,0319	99,6875	0	0	0	-
0,0112	0,0319	99,6875	0	0	0	-
0,0106	0,0320	100	0,1538462	236,68639	0,0038583	12,0573
0,0100	0,0320	100	0	-257,26782	0	-
0,0094	0,0320	100	0	0	0	-
0,0089	0,0320	100	0	0	0	-
0,0084	0,0320	100	0	0	0	-
0,0080	0,0320	100	0	0	0	-
0,0075	0,0320	100	0	0	0	-
0,0071	0,0320	100	0	0	0	-
0,0067	0,0320	100	0	0	0	-

Tabela A.19 - Valores da porosimetria para M3-4A. (Fonte: UNISINOS, 2014).

M3 4A						
Pore Diameter	Volume					
[µm]	[cc/g]					
267,2000	0,0004	1,7391304			log dif intrus-	log difnt %
93,7900	0,0010	4,3478261	3,46E-06	1,995E-08	0,0013196	5,7374
44,0800	0,0012	5,2173913	4,023E-06	1,133E-08	0,0006099	2,6518
28,5900	0,0014	6,0869565	1,291E-05	5,738E-07	0,0010637	4,6247
21,0600	0,0018	7,826087	5,312E-05	5,34E-06	0,0030131	13,1002
16,6500	0,0018	7,826087	0	-1,205E-05	0	-
13,7500	0,0018	7,826087	0	0	0	-
11,7300	0,0018	7,826087	0	0	0	-
10,2700	0,0020	8,6956522	0,0001137	9,383E-05	0,0034645	15,0633
9,1570	0,0020	8,6956522	0	-0,0001231	0	-
8,3000	0,0020	8,6956522	0	0	0	-
7,6260	0,0020	8,6956522	0	0	0	-
7,0810	0,0020	8,6956522	0	0	0	-
6,6390	0,0020	8,6956522	0	0	0	-
6,2650	0,0020	8,6956522	0	0	0	-
5,6800	0,0020	8,6956522	0	0	0	-
5,2530	0,0024	10,434783	0,0009368	0,0021938	0,0117852	51,2399
4,9260	0,0033	14,347826	0,0027523	0,0055521	0,032243	140,1872
4,6250	0,0035	15,217391	0,0006645	-0,0069364	0,0073039	31,7560
4,3370	0,0037	16,086957	0,0006944	0,0001041	0,0071627	31,1423
2,6910	0,0042	18,26087	0,0003038	-0,0002373	0,0024122	10,4880
1,7160	0,0054	23,478261	0,0012308	0,0009508	0,0061414	26,7016
1,2090	0,0059	25,652174	0,0009862	-0,0004824	0,0032875	14,2935
0,8686	0,0061	26,521739	0,0005875	-0,0011711	0,0013927	6,0552
0,6719	0,0061	26,521739	0	-0,002987	0	-
0,5285	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,4209	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,3463	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,2893	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,2476	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,2153	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1896	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1692	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1526	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1383	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1266	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1169	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,1076	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,0978	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,0903	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,0831	0,0061	26,521739	0	0	0	-
0,0757	0,0062	26,956522	0,013459	1,8114334	0,0024578	10,6859
0,0691	0,0067	29,130435	0,0759878	9,5028711	0,012652	55,0087
0,0634	0,0078	33,913043	0,193662	20,717276	0,0295154	128,3277
0,0581	0,0085	36,956522	0,1318267	-11,645053	0,0184239	80,1039
0,0535	0,0095	41,304348	0,2197802	19,330435	0,0282252	122,7182
0,0496	0,0104	45,217391	0,2290076	2,3479424	0,0271776	118,1633
0,0462	0,0112	48,695652	0,2366864	2,2718216	0,0260997	113,4768
0,0432	0,0118	51,304348	0,1986755	-12,586389	0,0204456	88,8938
0,0405	0,0126	54,782609	0,295203	35,618987	0,0284334	123,6233
0,0381	0,0132	57,391304	0,2521008	-18,110131	0,022806	99,1567
0,0359	0,0140	60,869565	0,3539823	45,080292	0,0301321	131,0090
0,0336	0,0148	64,347826	0,3524229	-0,6869574	0,0281606	122,4375
0,0315	0,0152	66,086957	0,1886792	-77,237577	0,0141233	61,4057
0,0294	0,0158	68,695652	0,2843602	45,346419	0,0199001	86,5221
0,0275	0,0165	71,73913	0,3763441	49,453708	0,024619	107,0390
0,0257	0,0169	73,478261	0,222222	-85,623258	0,0136005	59,1327
0,0241	0,0175	76,086957	0,3797468	99,699122	0,0217652	94,6315
0,0227	0,0177	76,956522	0,1398601	-167,75293	0,0075318	32,7469
0,0214	0,0180	78,26087	0,2307692	69,93007	0,0117026	50,8808
0,0201	0,0182	79,130435	0,15625	-58,218149	0,0074594	32,4324
0,0189	0,0186	80,869565	0,3305785	144,07315	0,0148345	64,4980
0,0178	0,0188	81,73913	0,1818182	-135,23666	0,0076758	33,3729
0,0167	0,0191	83,043478	0,2777778	88,851478	0,0110296	47,9548
0,0157	0,0194	84,347826	0,3	22,222222	0,0111939	48,6692
0,0148	0,0197	85,652174	0,3296703	32,604758	0,0115765	50,3328
0,0140	0,0197	85,652174	0	-402,03699	0	-
0,0132	0,0199	86,521739	0,2597403	337,32501	0,0081286	35,3419
0,0125	0,0202	87,826087	0,4109589	207,14883	0,0121515	52,8328
0,0118	0,0205	89,130435	0,4411765	44,437598	0,0123291	53,6050
0,0111	0,0210	91,304348	0,7246377	410,81335	0,0191073	83,0754
0,0105	0,0214	93,043478	0,6349206	-142,40801	0,0157774	68,5972
0,0099	0,0217	94,347826	0,5128205	-208,71816	0,0120262	52,2879
0,0094	0,0224	97,391304	1,3232514	1532,0055	0,0293358	127,5469
0,0089	0,0224	97,391304	0	-2678,6466	0	-
0,0084	0,0227	98,695652	0,6185567	1275,3746	0,0122876	53,4243
0,0079	0,0228	99,130435	0,2178649	-872,96684	0,0040912	17,7876
0,0075	0,0230	100	0,4662005	578,87073	0,008278	35,9915
0,0071	0,0230	100	0	-1162,5947	0	-
0,0067	0,0231					

As Figuras A1, A2, A3, A4, A5 e A6, a seguir apresentam os gráficos obtidos a partir dos dados das tabelas A.14 a A.19 e que determinam o Dcrit e o percentual de poros acumulados interconectados de cada amostra ensaiada. A determinação destes parâmetros dá-se pela variação abrupta da curva (Guimarães et al, 2015).

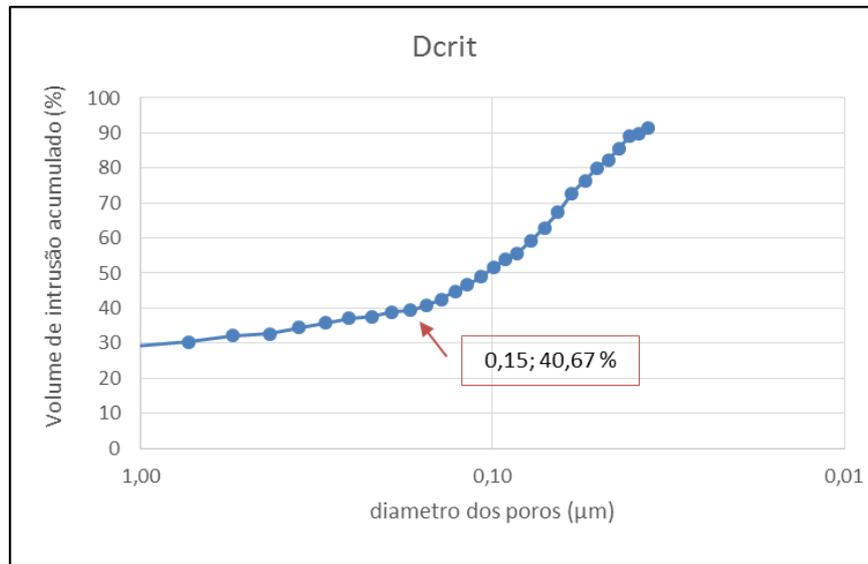


Figura A1 – Gráfico para determinação Dcrit e % de poros mais interconectados para amostra M1-5B.

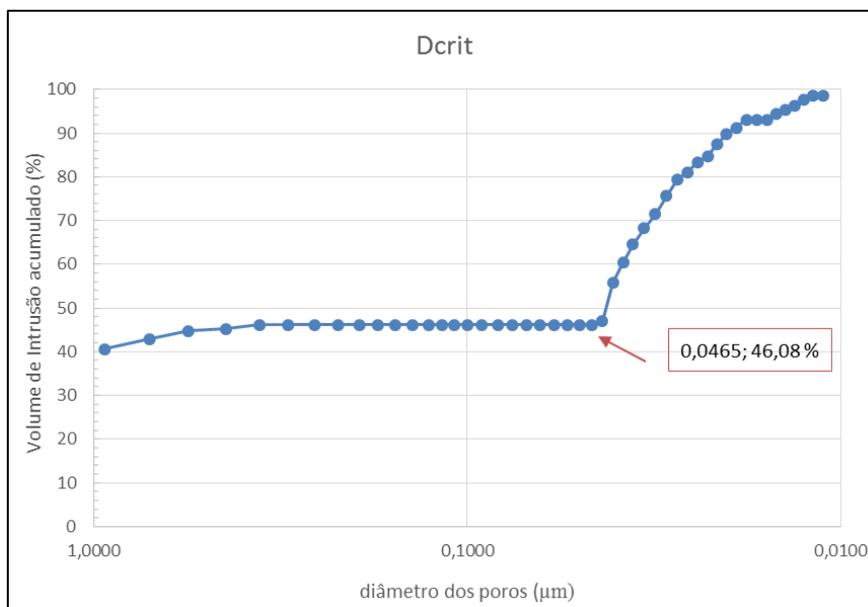


Figura A2 – Gráfico para determinação Dcrit e % de poros mais interconectados para amostra M1-4C.

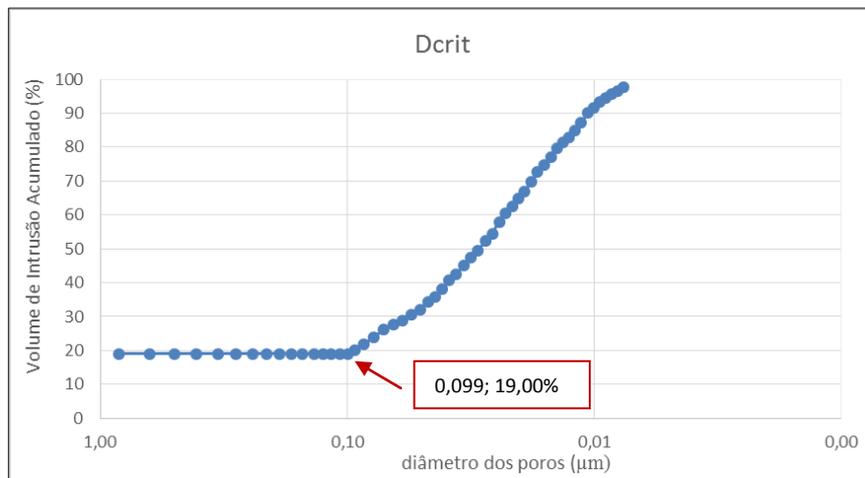


Figura A3 – Gráfico para determinação Dcrit e % de poros mais interconectados para amostra M2-4C.

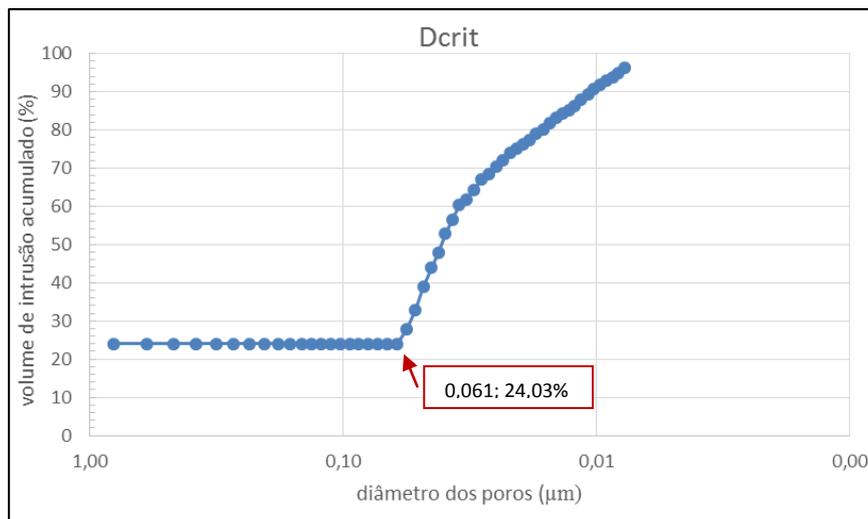


Figura A4 – Gráfico para determinação Dcrit e % de poros mais interconectados para amostra M2-5A.

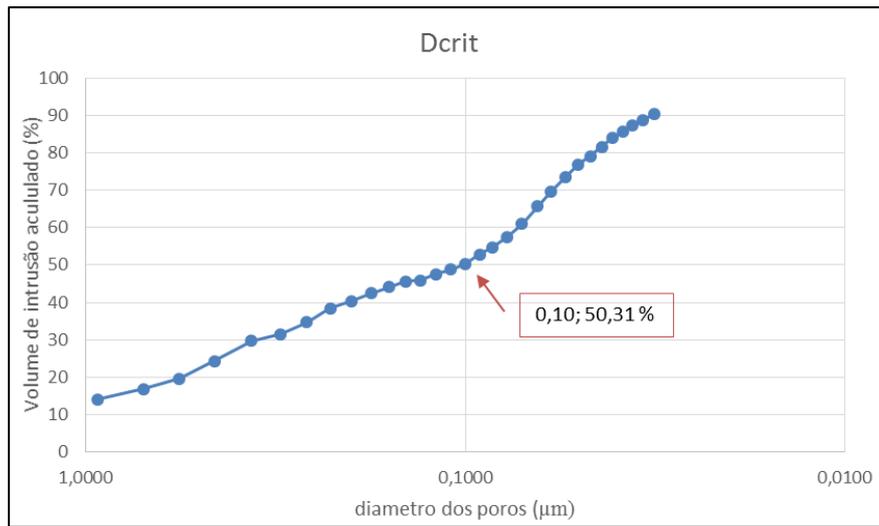


Figura A5 – Gráfico para determinação Dcrit e % de poros mais interconectados para amostra M3-5A.

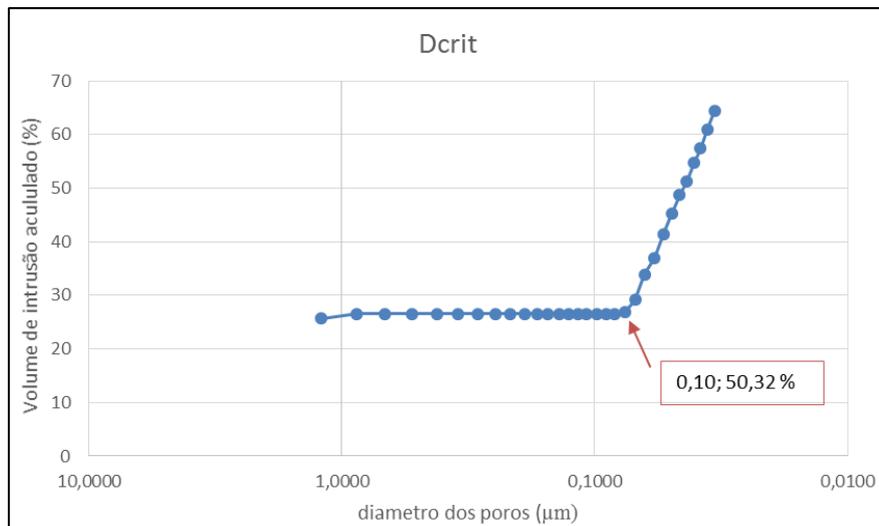


Figura A6 – Gráfico para determinação Dcrit e % de poros mais interconectados para amostra M3-4A.

A seguir, apresenta-se os dados obtidos dos ensaios de potenciometria para uma camada de cada amostra de concreto. Esse ensaio fornece o teor de cloretos em cada camada e com esses dados se elabora os perfis de penetração de cloretos de cada amostra. Estão representadas a seguir somente as planilhas com resultados de 3 camadas, a título de ilustração.

Apresenta-se esses dados nas Tabelas A20, A21 e A23, a seguir.

Tabela A.20 – Resultados da potenciometria para M1-1A, GS de 100% e 1ª camada.

Cliente		Jesus/Bandeira						
Amostra - Data		M1_1A_UR100_1						
Método de Ensaio		fio de prata c/ Ag/AgCl			Data do ensaio		11/dez/13	
Primeiro ponto de equivalência								
							V adição NaCl 0,01M	1
							V inicial	21,7
Marca	DeltaV - c	V - cm3	DDP	dV	d ² V			
21,7						V anterior	42,7	
41,7	20	20				V adicionado	0,2	
41,9	0,2	20,2	2			d ² DDP anterior	-75	
42,1	0,2	20,4	0	-10	-50	d ² DDP seguinte	75	
42,3	0,2	20,6	-4	-20	25	V eq	21,1	
42,5	0,2	20,8	-7	-15	-100	V branco	0,3	
42,7	0,2	21	-14	-35	-75	V cl	19,8	
42,9	0,2	21,2	-24	-50	75	massa amostra	0,57	
43,1	0,2	21,4	-31	-35	-75	Teor Cl	1,23	
43,3	0,2	21,6	-41	-50	0			
43,5	0,2	21,8	-51	-50	75			
43,7	0,2	22	-58	-35	-100			
43,9	0,2	22,2	-69	-55	25			
44,1	0,2	22,4	-79	-50	241,0431			
	-44,1	-21,7		-1,79138	#DIV/0!			
	0	-21,7		#DIV/0!	#DIV/0!			
	0	-21,7		#DIV/0!	#DIV/0!			
	0	-21,7		#DIV/0!	#DIV/0!			
	0	-21,7		#DIV/0!	#DIV/0!			
	0	-21,7		#DIV/0!	#DIV/0!			
	0	-21,7		#DIV/0!	#DIV/0!			

Tabela A.21 – Resultados da potenciometria para M2-3A, GS de 85% e 1ª camada.

Cliente		Jesus/Bandeira											
Amostra - Data		M2_3A UR85_1											
Método de Ensaio		fio de prata c/ Ag/AgCl					Data do ensaio		02/jan/14				
Primeiro ponto de equivalência													
										V adição NaCl 0,01M	1		
										V inicial	2		
										V anterior	16,6		
										V adicionado	0,2		
										d ² DDP anterior	-25		
										d ² DDP seguinte	75		
Marca	DeltaV - cV - cm3	DDP	dV	d ² V								V eq	14,65
2												V branco	0,31
16	14	14										V cl	13,34
16,2	0,2	14,2	-23									massa amostra	0,53
16,4	0,2	14,4	-30	-35								Teor Cl	0,89
16,6	0,2	14,6	-40	-50									
16,8	0,2	14,8	-51	-55									
17	0,2	15	-59	-40									
17,2	0,2	15,2	-69	-50									
17,4	0,2	15,4	-77	-40									
17,6	0,2	15,6	-85	-40									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
				#DIV/0!									
	0	-2		#DIV/0!									
	0	-2		#DIV/0!									
	0	-2		#DIV/0!									
	0	-2		#DIV/0!									

As Tabelas a seguir mostram as planilhas com as medições obtidas na extração para cada um dos três pontos no sentido do diâmetro e o teor de cloretos por camada para cada amostra ensaiada. Com esses dados obteve-se os perfis dos teores de cloreto e que estão apresentados no Capítulo 7, nas Figuras 7.1; 7.2 e 7.3.

Tabela A.23 – Valores dos teores de cloreto para M1-1A e GS de 100%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	961,32
		Peso sem cloretos (g)			P2:	947,53
M1-1A (100% GS)						
		Medidas			Contamin.	07/11/2013
					Extração:	05/12/2013
Profundidade	1	2	3	Dias exp:	28	
Controle	36,4	36,6	36,5	x	Cl (% peso concreto)	
1	38,40	38,70	38,80	1,07	1,23	
2	40,70	40,50	40,10	3,03	0,96	
3	42,60	42,80	42,50	5,03	0,76	
4	44,70	44,80	44,50	7,15	0,61	
5	46,70	46,70	46,40	9,13	0,47	
6	49,10	49,00	49,00	11,32	0,38	
7	50,70	50,70	50,80	13,38	0,27	
8	52,90	52,50	52,10	15,12	0,21	
9	54,70	54,70	53,90	16,97	0,16	
10	56,70	56,80	56,70	19,08	0,1	

Tabela A.24 – Valores dos teores de cloreto para M1-2B e GS de 100%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	959,98
		Peso sem cloretos (g)			P2:	946,54
M1-2B (100% GS)						
		Medidas			Contamin.	07/11/2013
					Extração:	11/12/2013
Profundidade	1	2	3	Dias exp:	34	
Controle	36,7	36,7	36,7	x	Cl (% peso concreto)	
1	38,60	38,80	38,60	0,98	1,30	
2	41,90	41,90	41,60	3,53	1,03	
3	43,80	43,70	43,60	6,05	0,70	
4	45,50	45,60	45,70	7,95	0,59	
5	47,90	48,10	48,20	10,13	0,47	
6	51,10	51,20	51,00	12,88	0,38	
7	52,70	52,90	53,20	15,32	0,30	
8	55,70	55,80	55,80	17,65	0,23	
9	57,00	57,00	57,00	19,68	0,17	
10	58,90	59,00	59,00	21,28	0,12	

Tabela A.25 – Valores dos teores de cloreto para M1-3B e GS de 85%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	932,4
		Peso sem cloretos (g)			P2:	920,14
M1-3A (85% GS)						
		Medidas			Contamin.	09/10/2013
					Extração:	09/12/2013
Profundidade	1	2	3	Dias exp:	61	
Controle	37,7	37,7	37,7	x	Cl (% peso concreto)	
1	39,50	39,60	39,70	0,95	0,57	
2	41,90	42,00	41,90	3,07	0,47	
3	44,00	44,10	43,90	5,27	0,35	
4	46,00	46,10	45,90	7,30	0,25	
5	49,20	49,00	47,90	9,32	0,19	
6	50,20	50,10	50,10	11,38	0,13	
7	52,00	52,10	52,00	13,38	0,09	
8	53,50	53,60	53,50	15,08	0,05	
9	55,60	55,50	55,60	16,85	0,03	
10	57,90	58,10	57,60	19,02	0,01	

Tabela A.26 – Valores dos teores de cloreto para M1-4B e GS de 85%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	930,68
		Peso sem cloretos (g)			P2:	918,28
M1-4B (85% GS)						
		Medidas			Contamin.	09/10/2013
					Extração:	18/12/2013
Profundidade	1	2	3	Dias exp:	70	
Controle	37	37	37,2	x	Cl (% peso concreto)	
1	39,10	39,00	39,00	0,88	0,60	
2	40,90	40,90	41,00	2,92	0,52	
3	43,50	43,20	43,50	5,10	0,39	
4	45,40	45,40	45,40	7,33	0,23	
5	47,90	47,90	47,60	9,53	0,17	
6	49,50	49,50	49,50	11,58	0,15	
7	51,90	52,20	52,30	13,75	0,10	
8	54,00	54,20	54,30	16,08	0,06	
9	56,50	56,80	56,80	18,37	0,04	
10	58,50	58,50	58,50	20,53	0,02	

Tabela A.27 – Valores dos teores de cloreto para M1-4A e GS de 65%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	918,94	
				Peso sem cloretos (g)	P2:	906,16	
M1-4A (65%GS)							
				Medidas			
Profundidade	1	2	3				
Controle	36,8	36,8	36,8				
1	38,60	38,50	38,60				
2	40,40	40,50	40,40				
3	42,50	42,30	42,30				
4	44,50	44,50	44,30				
5	46,60	46,60	46,60				
6	47,50	47,50	47,50				
7	49,60	49,60	49,60				
8	51,00	51,00	51,00				
9	53,10	53,20	53,30				
10	56,00	56,00	56,00				
				Contamin.			26/09/2013
				Extração:			07/01/2014
				Dias exp:			103
				x	Cl (% peso concreto)		
				0,88	0,5		
				2,70	0,4		
				4,60	0,29		
				6,60	0,21		
				8,72	0,13		
				10,25	0,09		
				11,75	0,05		
				13,50	0,03		
				15,30	0,01		
				17,80	0,01		

Tabela A.28 – Valores dos teores de cloreto para M1-1C e GS de 65%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	929,95	
				Peso sem cloretos (g)	P2:	916,77	
M1-1C (65%GS)							
				Medidas			
Profundidade	1	2	3				
Controle	36,8	36,8	36,8				
1	38,40	38,60	38,70				
2	40,20	40,40	40,40				
3	41,90	41,90	41,90				
4	43,80	43,60	43,90				
5	45,50	45,60	45,80				
6	48,30	48,50	48,30				
7	50,30	50,40	50,30				
8	52,50	52,30	52,40				
9	54,80	54,90	55,00				
10	57,30	57,50	57,60				
				Contamin.			26/09/2013
				Extração:			14/01/2014
				Dias exp:			110
				x	Cl (% peso concreto)		
				0,88	0,47		
				2,65	0,31		
				4,32	0,25		
				6,03	0,18		
				7,90	0,11		
				10,20	0,05		
				12,55	0,03		
				14,57	0,02		
				16,85	0,01		
				19,38	0,02		

Tabela A.29 – Valores dos teores de cloreto para M1-1B e GS de 50%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	935,05	
				Peso sem cloretos (g)	P2:	921,45	
M1-1B (50%GS)							
				Medidas			
Profundidade	1	2	3				
Controle	36,9	36,9	36,9				
1	39,00	39,00	39,00				
2	40,60	40,80	40,90				
3	43,00	43,00	43,00				
4	45,00	45,00	44,80				
5	47,20	47,00	47,00				
6	49,20	49,00	48,90				
7	51,20	51,20	51,00				
8	53,80	54,00	54,00				
9	56,00	56,00	56,00				
10	57,20	57,00	57,00				
				Contamin.			02/09/2013
				Extração:			20/01/2014
				Dias exp:			149
				x	Cl (% peso concreto)		
				1,05	0,011		
				2,98	0,009		
				4,98	0,003		
				7,07	0,003		
				9,10	0,000		
				11,15	0,000		
				13,18	0,000		
				15,63	0,000		
				18,07	0,000		
				19,63	0,000		

Tabela A.30 – Valores dos teores de cloreto para M1-6B e GS de 50%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	932,16	
				Peso sem cloretos (g)	P2:	903,30	
M1-6B (50%GS)							
				Medidas			
Profundidade	1	2	3				
Controle	37,2	37,0	37,0				
1	39,2	39,1	39,0				
2	41,2	41,0	41,0				
3	43,0	43,0	43,0				
4	44,6	45,0	44,8				
5	47,3	47,0	46,7				
6	50,0	49,1	48,9				
7							
8							
9							
10							
				Contamin.			02/09/2013
				Extração:			02/04/2014
				Dias exp:			212
				x	Cl (% peso concreto)		
				1,02	0,031		
				3,02	0,028		
				4,97	0,019		
				6,83	0,015		
				8,83	0,012		
				11,10	0,000		

Tabela A.31 – Valores dos teores de cloreto para M2-1A e GS de 100%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	933,94
		Peso sem cloretos (g)			P2:	917,62
		M2-1A (100%GS)			Contaminação:	07/11/2013
		Medidas			Estação:	05/12/2013
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	28
Controle		36,9	36,8	36,9	x	Cl (%peso concreto)
1		39,00	39,20	38,80	1,07	1,08
2		40,90	40,90	40,8	3,07	0,6
3		42,70	42,70	42,9	4,95	0,36
4		44,70	44,90	45,2	6,98	0,17
5		46,70	47,00	47	9,05	0,08
6		47,55	47,75	47,5	10,38	0,07
7		49,70	49,60	49,6	11,75	0,03
8		51,90	51,90	51,60	13,85	0,00
9		53,50	53,90	54,10	15,95	0,00
10		56,60	56,90	56,80	18,43	0,00

Tabela A.32 – Valores dos teores de cloreto para M2-2B e GS de 100%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	915,51
		Peso sem cloretos (g)			P2:	899,61
		M2-2B (100%GS)			Contaminação:	07/11/2013
		Medidas			Estação:	11/12/2013
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	34
Controle		36,9	36,8	36,8	x	Cl (%peso concreto)
1		38,90	38,90	39,00	1,05	0,99
2		40,90	41,10	41	3,13	0,70
3		42,70	42,90	42,8	5,07	0,45
4		45,30	44,90	45	7,10	0,22
5		47,70	47,40	47,7	9,50	0,12
6		49,90	49,90	49,6	11,87	0,07
7		51,70	51,60	51,8	13,92	0,04
8		53,60	53,40	53,60	15,78	0,01
9		56,10	56,10	56,10	17,98	0,01
10		58,80	58,70	58,70	19,72	0,00

Tabela A.33 – Valores dos teores de cloreto para M2-3A e GS de 85%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	913,89
		Peso sem cloretos (g)			P2:	901,76
		M2-3A (85%GS)			Contaminação:	09/10/2013
		Medidas			Estação:	09/12/2013
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	61
Controle		37	37	37	x	Cl (%peso concreto)
1		38,70	38,80	38,80	0,88	0,89
2		41,40	41,20	41,4	3,05	0,62
3		43,50	43,70	43,9	5,52	0,4
4		45,60	45,40	45,3	7,57	0,23
5		48,10	48,30	48,5	9,87	0,1
6		50,80	50,50	51	12,53	0,03
7		52,70	52,90	52,7	14,77	0,03
8		55,20	55,50	55,70	17,12	0,02
9		57,40	57,20	57,10	19,35	0,02
10		59,70	59,80	60,00	21,53	0,01

Tabela A.34 – Valores dos teores de cloreto para M2-4B e GS de 85%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	900,52
		Peso sem cloretos (g)			P2:	888,16
		M2-4B (85%GS)			Contaminação:	09/10/2013
		Medidas			Estação:	18/12/2013
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	70
Controle		36,8	36,9	36,9	x	Cl (%peso concreto)
1		38,90	39,00	39,00	1,05	0,9
2		41,30	41,30	41,5	3,30	0,72
3		44,20	44,40	44,3	5,97	0,38
4		46,80	46,80	46,8	8,68	0,22
5		49,20	49,20	49,3	11,15	0,12
6		51,20	51,20	51,3	13,37	0,06
7		53,20	53,10	53,3	15,35	0,04
8		54,70	54,70	54,70	17,08	0,01
9		56,70	56,70	56,70	18,83	0
10		59,00	59,00	59,00	20,98	0

Tabela A.35 – Valores dos teores de cloreto para M2-4A e GS de 65%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	897,92
		Peso sem cloretos (g)			P2:	884,65
		M2-4A (65% GS)			Contaminação:	09/10/2013
					Estação:	07/01/2014
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	90
Controle		36,8	36,8	36,9	x	Cl (% peso concreto)
1		38,80	39,00	38,70	1,00	0,22
2		41,00	40,70	40,6	2,97	0,15
3		42,90	42,90	42,9	5,00	0,1
4		44,50	44,50	44,5	6,87	0,06
5		46,30	46,30	46,3	8,57	0,04
6		48,00	48,00	48	10,32	0,02
7		50,20	50,40	50,4	12,33	0,01
8		52,40	52,40	52,40	14,53	0,01
9		54,70	54,80	54,80	16,75	0
10		57,00	57,00	57,00	19,05	0

Tabela A.36 – Valores dos teores de cloreto para M2-1C e GS de 65%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	867
		Peso sem cloretos (g)			P2:	853,38
		M2-1C (65%GS)			Contaminação:	09/10/2013
					Estação:	06/03/2014
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	148
Controle		37,4	37,4	37,5	x	Cl (% peso concreto)
1		39,10	39,30	39,00	0,85	0,17
2		41,10	41,10	40,5	2,58	0,13
3		43,00	43,00	42,5	4,43	0,08
4		44,90	45,00	44,5	6,38	0,04
5		46,70	47,00	46,3	8,30	0,03
6		48,80	49,00	48,3	10,25	0,02
7		50,50	51,00	50,5	12,25	0,01
8		52,40	53,10	52,50	14,23	0,02
9		54,50	55,00	54,50	16,23	0,01
10		56,50	57,10	56,60	18,27	0,00

Tabela A.37 – Valores dos teores de cloreto para M2-1B e GS de 50%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	
		Peso sem cloretos (g)			P2:	895,28
		M2-1B (50%GS)			Contaminação:	26/09/2013
					Estação:	02/04/2014
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	188
Controle		37,5	37,5	37,5	x	Cl (% peso concreto)
1		39,40	39,40	39,50	0,97	0,024
2		40,90	40,90	41,0	2,88	0,02
3		42,90	42,70	42,9	4,38	0,013
4		45,50	44,90	45,0	6,48	0,014
5		47,40	47,50	47,2	8,75	0,015
6		49,50	49,30	49,1	10,83	0,00
7					-12,85	0,00
8					-37,50	0,00
9					-37,50	0,00
10					-37,50	0,00

Tabela A.38 – Valores dos teores de cloreto para M2-4C e GS de 50%.

		Peso com cloretos (g)			P1:	894,80
		Peso sem cloretos (g)			P2:	862,30
		M2-4C (50%GS)			Contaminação:	04/09/2013
					Estação:	04/04/2014
Profundidade		1	2	3	Dias exp:	212
Controle		37,2	37,3	37,5	x	Cl (% peso concreto)
1		39,20	39,30	39,60	1,00	0,035
2		41,20	41,30	41,4	2,97	0,018
3		43,30	43,30	43,5	4,97	0,015
4		45,00	45,20	45,3	6,90	0,012
5		47,00	47,00	47,2	8,75	0,012
6		48,90	49,10	49,4	10,73	0,000
7					-12,80	0,000
8					-37,37	0,000
9					-37,37	0,000
10					-37,37	0,000

Tabela A.39 – Valores dos teores de cloreto para M3-1A e GS de 100%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	943,98
				Peso sem cloretos (g)	P2:	926,48
M3-1A (100%GS)				Contaminação		
				Estação	07/11/2013	
				Estação	06/12/2013	
				Dias exp:	29	
				x	Cl (%peso concreto)	
Profundidade	1	2	3		1,08	1,1
Controle	36,6	36,5	36,5		3,12	0,77
1	38,80	38,70	38,60		5,12	0,52
2	40,70	40,60	40,50		7,25	0,35
3	42,90	42,80	42,40		9,52	0,17
4	44,60	45,00	45,00		11,92	0,07
5	47,90	47,20	47,50		14,18	0,03
6	49,80	49,90	49,30		16,18	0,003
7	51,80	51,70	51,80		17,92	0
8	53,50	53,70	53,80		19,98	0,005
9	55,10	55,20	55,40			
10	57,90	57,80	57,70			

Tabela A.40 – Valores dos teores de cloreto para M3-2B e GS de 100%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	944,58
				Peso sem cloretos (g)	P2:	930,17
M3-2B (100%GS)				Contaminação		
				Estação	07/11/2013	
				Estação	12/12/2013	
				Dias exp:	35	
				x	Cl (%peso concreto)	
Profundidade	1	2	3		0,93	1,2
Controle	36,7	36,7	36,8		2,93	0,81
1	38,60	38,70	38,50		5,12	0,56
2	40,70	40,90	40,60		7,50	0,3
3	42,90	43,00	43,00		10,12	0,16
4	45,50	45,50	45,50		12,12	0,06
5	48,00	48,20	48,40		13,90	0,04
6	49,50	49,50	49,50		16,13	0,01
7	51,60	51,80	51,90		18,42	0
8	53,70	54,00	54,20		20,62	0
9	56,30	56,30	56,40			
10	58,20	58,60	58,30			

Tabela A.41 – Valores dos teores de cloreto para M3-3A e GS de 85%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	936,56
				Peso sem cloretos (g)	P2:	924,56
M3-3A (85%GS)				Contaminação		
				Estação	10/10/2013	
				Estação	10/12/2013	
				Dias exp:	61	
				x	Cl (%peso concreto)	
Profundidade	1	2	3		0,88	0,93
Controle	36,8	36,8	36,9		2,93	0,79
1	38,60	38,60	38,60		5,07	0,54
2	41,00	40,80	41,00		7,28	0,4
3	43,00	42,90	42,70		9,57	0,27
4	45,50	45,40	45,20		11,47	0,19
5	47,40	47,50	47,40		13,28	0,11
6	49,20	49,20	49,10		14,80	0,05
7	51,20	51,20	50,80		16,37	0,06
8	52,00	52,40	52,20		18,27	0,03
9	54,30	54,00	54,30			
10	56,00	55,90	56,10			

Tabela A.42 – Valores dos teores de cloreto para M3-3A e GS de 85%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	941,17
				Peso sem cloretos (g)	P2:	929,07
M3-3B (85%GS)				Contaminação		
				Estação	10/10/2013	
				Estação	19/12/2013	
				Dias exp:	70	
				x	Cl (%peso concreto)	
Profundidade	1	2	3		1,00	0,85
Controle	36,9	36,9	36,9		3,03	0,73
1	39,00	38,70	39,00		4,93	0,55
2	41,00	40,90	41,00		6,90	0,45
3	42,70	42,70	42,70		9,00	0,3
4	44,80	45,00	44,80		10,75	0,23
5	46,90	46,90	46,90		12,50	0,15
6	48,40	48,40	48,40		14,50	0,07
7	50,30	50,40	50,50		16,67	0,05
8	52,30	52,50	52,40		18,67	0,03
9	54,80	54,70	54,70			
10	56,40	56,40	56,40			

Tabela A.43 – Valores dos teores de cloreto para M3-4A e GS de 65%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	923,32
				Peso sem cloretos (g)	P2:	910,62
M3-4A (65%GS)				Contaminação	26/09/2013	
				Estação	08/01/2014	
				Dias exp:	104	
Profundidade	1	2	3	x	Cl (%peso concreto)	
Controle	36,9	36,9	37	0,83	0,67	
1	38,60	38,60	38,60	2,53	0,48	
2	40,20	40,30	40,50	4,23	0,37	
3	41,90	42,00	42,10	6,02	0,27	
4	43,90	43,90	43,90	7,97	0,14	
5	45,90	45,90	45,90	10,02	0,06	
6	48,00	48,00	48,00	12,27	0,04	
7	50,50	50,30	50,40	14,18	0,02	
8	51,80	51,80	51,90	16,30	0,01	
9	54,60	54,70	54,60	18,53	0,005	
10	56,30	56,30	56,30			

Tabela A.44 – Valores dos teores de cloreto para M3-1C e GS de 65%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	922,47
				Peso sem cloretos (g)	P2:	909,41
M3-1C (65%GS)				Contaminação	26/09/2013	
				Estação	14/01/2014	
				Dias exp:	110	
Profundidade	1	2	3	x	Cl (%peso concreto)	
Controle	36,8	36,8	36,8	0,90	0,42	
1	38,60	38,60	38,60	2,50	0,31	
2	40,00	40,00	40,00	4,15	0,2	
3	41,90	41,90	41,90	6,15	0,11	
4	44,00	44,00	44,00	8,38	0,05	
5	46,30	46,30	46,50	10,63	0,02	
6	48,50	48,50	48,50	12,45	0,01	
7	50,00	50,00	50,00	14,20	0,01	
8	52,00	52,00	52,00	16,20	0,01	
9	54,00	54,00	54,00	18,20	0,01	
10	56,00	56,00	56,00			

Tabela A.45 – Valores dos teores de cloreto para M3-1B e GS de 50%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	916,00
				Peso sem cloretos (g)	P2:	901,27
M3-1B (50%GS)				Contaminação	04/09/2013	
				Estação	05/03/2014	
				Dias exp:	182	
Profundidade	1	2	3	x	Cl (%peso concreto)	
Controle	37,4	37,4	37,3	1,02	0,025	
1	39,20	39,40	39,60	2,98	0,016	
2	41,30	41,30	41,30	4,80	0,01	
3	43,10	42,90	43,10	6,47	0,009	
4	44,50	44,50	44,90	8,20	0,012	
5	46,60	46,40	46,50	10,23	0,008	
6	48,60	49,00	48,50	12,32	0,000	
7	50,90	50,90	50,20	14,27	0,000	
8	52,90	52,70	52,20	16,27	0,000	
9	54,80	54,80	54,40	18,35	0,000	
10	57,00	56,80	56,50			

Tabela A.46 – Valores dos teores de cloreto para M3-6B e GS de 50%.

				Peso com cloretos (g)	P1:	934,82
				Peso sem cloretos (g)	P2:	902,13
M3-6B (50%GS)				Contaminação	04/09/2013	
				Estação	03/04/2014	
				Dias exp:	211	
Profundidade	1	2	3	x	Cl (%peso concreto)	
Controle	37,00	37,20	37,20	0,98	0,134	
1	38,80	39,30	39,20	2,95	0,049	
2	40,80	41,20	41,20	4,80	0,033	
3	42,50	42,90	43,00	6,70	0,026	
4	44,80	45,10	44,70	8,73	0,012	
5	46,80	47,10	46,70	10,82	0,013	
6	48,90	49,20	49,00	-12,62		
7				-37,13		
8				-37,13		
9				-37,13		
10				-37,13		

ANEXO A

ANEXO A – Resultados de alguns ensaios realizados nos Laboratórios da Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos da Universidad Politécnica de Madrid, Espanha, através de Jesús Manuel Bernal Camacho (2014).

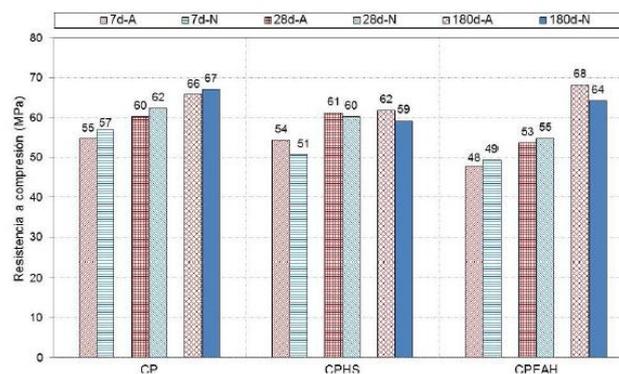
- **Verificação da consistência do concreto fresco pelo abatimento do cone de Abrams:**

Tabela AN.01 – Consistência dos concretos. (Camacho, 2014).

Mezclas	Asentamiento (cm)	Consistencia
CP	8	Blanda
CPHS	7	Blanda
CPEAH	10	Blanda

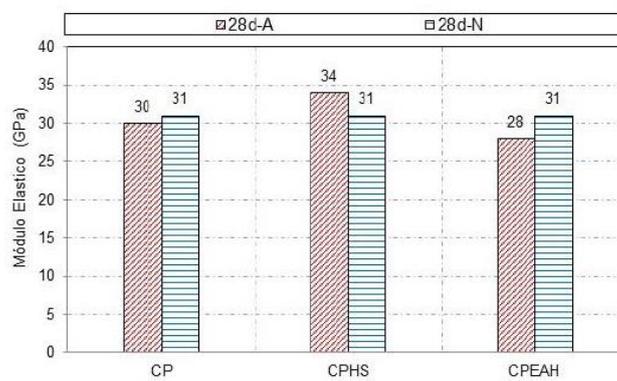
- **Resistência à compressão:**

Tabela AN.02 – Resistência à compressão aos 7, 28 e 180 dias dos concretos. (Camacho, 2014).



- **Módulo de elasticidade:**

Tabela AN.03 – Módulo de elasticidade aos 28 dias dos concretos. (Camacho, 2014).



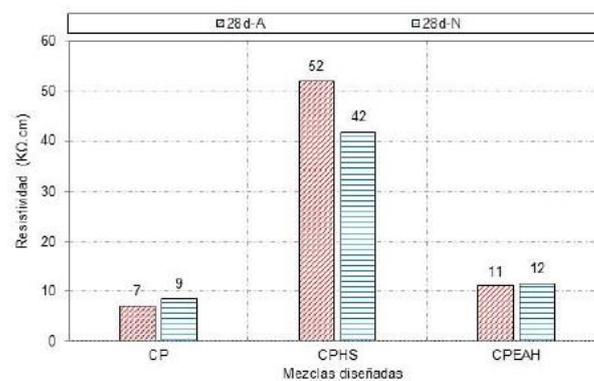
- **Porosidade à água:**

Tabela NA.04 – Porosidade à água. (Camacho, 2014).

Parâmetro	CP	CPHS	CPEAH
Absorção después de inmersión (%)	5,1	5,0	5,5
Absorção después de inmersión y hervir (%)	5,0	5,3	5,6
Densidad seca (kg/m ³)	2260	2148	2172
Densidad saturado (kg/m ³)	2376	2256	2292
Porosidad (%)	11,40	11,35	12,25

- **Resistividade Elétrica:**

Tabela AN.05 – Resistividade Elétrica. (Camacho, 2014).



- **Análise térmico diferencial:**

Tabela AN.06 – Análise térmico diferencial. (Camacho, 2014).

Características	Tipo de hormigón (28 días)					
	CP-A	CP-N	CPHS-A	CPHS-N	CPEAH-A	CPEAH-N
Peso inicial de la muestra (mg)	55,22	56,24	55,46	55,56	55,64	55,25
Masa árido (mg)	43,49	44,29	45,09	45,17	44,17	43,85
Masa pasta de cemento (mg)	11,73	11,94	10,37	10,38	11,47	11,39
Agua de gel (%)	12,48	12,61	13,16	13,04	13,78	13,44
Agua de portlandita libre (%)	5,01	4,98	3,57	3,47	4,46	4,50
Dióxido de carbono (%)	10,81	9,77	9,42	10,10	9,67	10,30
Grado de hidratación (%)	96,2	94,7	79,50	79,80	74,10	73,90