



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENERGIA E AMBIENTE**

JOSÉ MARCÍLIO LADEIA VILASBOAS

**ESTUDO DOS MECANISMOS DE TRANSPORTE DE CLORETOS NO
CONCRETO, SUAS INTER-RELAÇÕES E INFLUÊNCIA NA
DURABILIDADE DE EDIFICAÇÕES NA CIDADE DO SALVADOR-BA**

Salvador
2013

JOSÉ MARCÍLIO LADEIA VILASBOAS

**ESTUDO DOS MECANISMOS DE TRANSPORTE DE CLORETOS NO
CONCRETO, SUAS INTER-RELAÇÕES E INFLUÊNCIA NA
DURABILIDADE DE EDIFICAÇÕES NA CIDADE DO SALVADOR-BA**

Tese de Doutorado em Energia e Ambiente, Escola
Politécnica, Universidade Federal da Bahia, como
requisito para obtenção do grau de Doutor.

Orientador: Prof. PhD Sandro Lemos Machado
Co-orientador: Prof. Dr. Ednildo de Andrade Torres

Salvador
2013

V697 Vilasboas, José Marcílio Ladeia.

Estudo dos mecanismos de transporte de cloretos no concreto, suas inter-relações e influência na durabilidade de edificações na cidade do Salvador-BA/ Hugo Henrique de Simone Souza. – Salvador, 2013.

277 f. : il. color.

Orientador: Prof. PhD Sandro Lemos Machado.

Co-orientador: Prof. Dr. Ednildo de Andrade Torres.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal da Bahia. Escola Politécnica, 2013.

1. Cloreto. 2. Concreto armado. 3. Materiais de construção - durabilidade. I. Machado, Sandro Lemos. II. Torres, Ednildo de Andrade. III. Universidade Federal da Bahia. IV. Título.

CDD: 624.1834

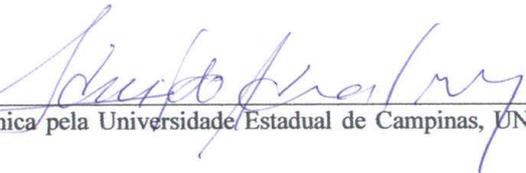
TERMO DE APROVAÇÃO

JOSÉ MARCÍLIO LADEIA VILASBOAS

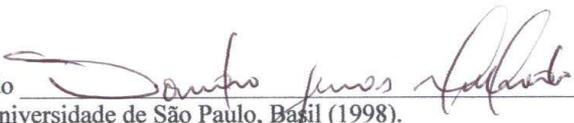
“ESTUDO DOS MECANISMOS DE TRANSPORTE DE CLORETOS NO CONCRETO,
SUAS INTER-RELAÇÕES E INFLUÊNCIA NA DURABILIDADE DE EDIFICAÇÕES
NA CIDADE DO SALVADOR-BA”.

Tese aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor em Energia e Ambiente, Universidade Federal da Bahia, pela seguinte banca examinadora:

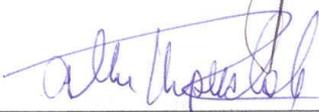
Prof. Dr. Ednilo Andrade Torres


Doutorado em Engenharia Mecânica pela Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP, Brasil (1999).

Prof. Dr. Sandro Lemos Machado


Doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo, Brasil (1998).

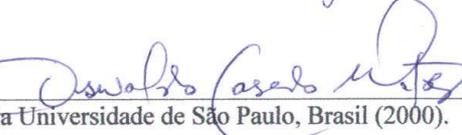
Prof. Dr. Asher Kiperstok


Doutorado em Engenharia Química/Tecnologias Ambientais pela University of Manchester Institute of Science and Technology – UMIST(1996).

Prof. Dr. Ricardo de Araújo Kalid


Doutorado em Engenharia Química pela Universidade de São Paulo, Brasil (1999).

Prof. Dr. Oswaldo Casado Matos


Doutorado em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo, Brasil (2000).

Prof. Dr. André Tavares da Cunha Guimarães


Doutorado em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo, Brasil (2001).

Salvador, 18 de dezembro de 2013

AGRADECIMENTOS

A Deus, Criador e Legislador do Universo.

Ao professor Sandro Lemos Machado, pela brilhante orientação alicerçada na transmissão de seus conhecimentos e em seu exemplo profissional, notabilizado pela sua criatividade e inovação.

A Janielson Oliveira e Silas Andrade, pela dedicação e o apoio na execução dos procedimentos experimentais, contribuição decisiva para que os objetivos deste trabalho fossem alcançados.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Energia e Ambiente (CIEnAm): Ednildo Torres, Carlos Alberto, Luiz Aníbal e Asher Kiperstok, pelos conhecimentos transmitidos.

Ao professor Alaílson Falcão Dantas, do Departamento de Química da UFBA, pelo treinamento realizado com os colaboradores na metodologia utilizada em laboratório.

À Ritinha, Daylon e Adriano, pela contribuição na realização de atividades laboratoriais.

Aos responsáveis pelos laboratórios Ceta (Centro Tecnológico da Argamassa) e GEOAMB (Laboratório de Geotecnia Ambiental) e a todos os seus funcionários técnicos e administrativos, pelo empenho e apoio.

À Petrobras, pelo apoio indispensável à realização deste trabalho.

Ao professor Ney Luna Cunha (*in memoriam*), pelos ensinamentos teórico-práticos na disciplina Materiais de Construção.

Aos colegas Freitas, Sérgio e Fernanda, pela importante ajuda na etapa de extração de testemunhos de concreto.

Ao INMET, por disponibilizar os dados meteorológicos da cidade do Salvador relativos ao período da pesquisa.

Às empresas e proprietários dos imóveis que permitiram a instalação das estações de monitoramento.

Aos meus amigos e colegas, pelo incentivo e torcida constantes.

Ao Dr. Tales Câmera, pelo acolhimento nos momentos difíceis.

Aos meus pais, pela dedicação e amparo de toda uma vida.

Aos meus filhos, Marcelo e Danilo, pequenas grandes bênçãos de Deus.

À minha esposa, Margareth, companheira de vida, pela compreensão, dedicação, amor e paciência.

À Ana Maria, pelos ensinamentos práticos da língua portuguesa e a revisão desta obra.

A todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, os meus sinceros agradecimentos.

*A imaginação é mais importante que a ciência, porque a ciência é limitada,
ao passo que a imaginação abrange o mundo inteiro.*

Albert Einstein

*Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar.
Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.*

Madre Teresa de Calcutá

RESUMO

As estruturas de concreto armado existentes em regiões litorâneas são fortemente atacadas por agentes agressivos, sendo os cloretos os causadores dos maiores danos. A durabilidade desse material mantém uma relação direta com a estrutura de seus poros, com as microfissuras da pasta de cimento e com a forma de ingresso e transporte dos agentes agressivos, estejam estes em estado líquido ou gasoso. O presente trabalho teve dois objetivos principais: estudar as taxas de deposição de cloretos em estruturas de concreto armado com idades distintas de construção e localizadas em diversos bairros de Salvador e estabelecer uma modelagem do mecanismo de transporte desses ânions em sua camada de cobertura. Avalia também a variabilidade efetiva dos perfis de transporte de cloretos nessas estruturas. A metodologia da pesquisa compreendeu a execução de ensaios laboratoriais de percolação de coluna e de sucção em argamassas e concretos com o emprego dos programas SEEP/W e CTRAN/W, visando identificar os parâmetros de transporte de soluções pelos corpos de prova e as suas curvas de retenção de água, respectivamente. Paralelamente, houve ensaios de campo para determinar a deposição de cloretos orgânicos existentes na atmosfera e para a extração de testemunhos em edificações, a fim de se conhecer a influência dos parâmetros climatológicos e de salinidade ambiental na penetração de cloretos no concreto armado, ao longo do tempo. Os estudos experimentais realizados em argamassas e concretos, com diferentes relações água/cimento e diferentes índices de consistência, propiciaram a obtenção dos principais parâmetros relacionados ao mecanismo de transporte de cloretos nesses materiais, tais como: dispersão hidrodinâmica, fator de retardamento, coeficiente de difusão, coeficiente de permeabilidade, porosidade, fator de tortuosidade etc. As análises dos modelos de percolação da solução de NaCl e de transporte do seu contaminante indicam que os valores de cobrimento nominal de armadura exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2007), relativos às classes de agressividade ambiental moderada e forte, estão bem ajustados, considerando-se uma vida útil mínima de projeto (VUP) para sistema estrutural de 50 anos. Os resultados obtidos em campo permitiram avaliar a influência das condições climáticas (temperatura, umidade relativa, precipitação, direção e velocidade do vento), altitude e distância ao mar na deposição de cloretos nas estações de monitoramento instaladas, resultando em estimativa de classificação da agressividade ambiental da cidade Salvador.

Palavras-chave: Agressividade Ambiental; Durabilidade; Cloretos; Concreto.

ABSTRACT

The existing reinforced concrete structures in coastal regions are strongly attacked by aggressive agents, being the chlorides the causers of further damages. The durability of this material maintains a direct relationship with the structure of its pores, with the micro-cracks of the cement paste and with the form of entrance and transportation of the aggressive agents, even if they are in liquid or gaseous state. The present work had two main objectives: to study the rates of deposition of chlorides in reinforced concrete structures with distinct ages of construction and location in several neighborhoods of Salvador; and to establish a modeling of the transport mechanism of these anions in their structures. This research also evaluates the effective variability of the transport profiles of chlorides in these structures. The research methodology included the execution of laboratory tests of column percolation and suction in mortars and concretes with the employment of the programs SEEP/W and CTRAN/W, aiming to identify the parameters of transport solutions by the specimens and their water retention curves, respectively. At the same time, there were field trials to determine the deposition of organic chlorides present in the atmosphere and for the extraction of testimonies in buildings, in order to know the influence of the climatological and environmental salinity parameters on the penetration of chlorides in reinforced concrete, over time. The experimental studies carried out on mortars and concretes with different water/cement ratios and different levels of consistency, propitiated the obtaining of the main parameters related to the transport mechanism of chlorides in these materials, such as: hydrodynamic dispersion, delay factor, diffusion coefficient, coefficient of permeability, porosity, tortuosity factor etc. The analysis of the models of percolation from the NaCl solution and the transport to its contaminant indicate that the values of nominal covering of armor required by NBR 6118 (ABNT, 2007), relating to the classes of moderate and strong environmental aggression, are well-adjusted, considering a minimum useful life of project (ULP) for a 50-year-old structural system. The results obtained in the field made it possible to evaluate the influence of the climatic conditions (temperature, relative humidity, precipitation, wind direction and speed), altitude and distance to the sea on the deposition of chlorides at the monitoring stations installed, resulting in an estimative of classification of the environmental aggressiveness from the city Salvador.

Key words: Environmental Aggressiveness, Durability, Chlorides, Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto em que R = resistência; D = durabilidade; DES = desempenho; VU = vida útil; CCV = custos do ciclo de vida; SUS = sustentabilidade.....	11
Figura 2.2	As soluções sustentáveis atendem simultaneamente demandas sociais, ambientais e técnicas, inseridas na viabilidade econômica.....	12
Figura 2.3	Evolução dos custos de intervenção em função da fase da vida da estrutura.....	13
Figura 2.4	Valores de espessura de cobrimento mínimo de armaduras, conforme várias normas.....	19
Figura 2.5	Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho mecânico e funcional.....	22
Figura 2.6	Grandes zonas climáticas brasileiras.....	24
Figura 2.7	Mapa brasileiro de temperatura média anual – período 1961 a 1990 (normais climatológicos) – Temperatura média compensada.....	27
Figura 2.8	Amplitude térmica mensal média registrada no período 1931 a 1990.....	27
Figura 2.9	Influência da velocidade do vento na distribuição da temperatura em uma estrutura exposta.....	29
Figura 2.10	Mapa brasileiro de precipitação acumulada anual.....	30
Figura 2.11	Mapa brasileiro de umidade relativa média anual (umidade relativa do ar compensada).....	31
Figura 2.12	Comparativo entre a umidade relativa externa e interna durante um dia de monitoração.....	32
Figura 2.13	Aspecto de um concreto que pode ter sido degradado por chuva ácida, mostrando a degradação da matriz de cimento e expondo completamente os agregados.....	33
Figura 2.14	Isopletras da velocidade básica V_0 (m/s) (ABNT, 1988).....	35
Figura 2.15	Mapa brasileiro de insolação anual – número de horas médio no ano, para o período 1961 a 1990.....	36
Figura 2.16	Formação do <i>spray</i> marinho por rompimento de bolhas.....	37
Figura 2.17	Comportamento da salinidade em função da distância à costa marítima.....	39
Figura 2.18	Representação esquemática da porosidade capilar do concreto.....	40
Figura 2.19	Distribuição dimensional dos poros no concreto.....	42
Figura 2.20	Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e umidade do ambiente.....	44
Figura 2.21	Relação entre o quadrado da profundidade de carbonatação ao fim de 1 ano e a permeabilidade ao ar na idade de 56 dias.....	47
Figura 2.22	Esquema de um escoamento num tubo de corrente coincidente com o volume de controle (V.C.).....	52
Figura 2.23	Causas da dispersão mecânica.....	59
Figura 2.24	Isoterma Linear. Aproximação razoável para baixas concentrações de contaminante.....	64

Figura 2.25	Isoterma de Langmuir: a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros.....	65
Figura 2.26	Isoterma de Freundlich: a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros.....	65
Figura 2.27	Condições de contorno adotadas por Ogata (1970) para a obtenção da Equação 2.30 para modelagem do problema de transporte de solutos unidimensional.....	67
Figura 2.28	Influência da relação água/cimento e do grau de hidratação sobre a resistência e a permeabilidade.....	70
Figura 2.29	Variação do coeficiente de permeabilidade com a dosagem de cimento e com a idade: a) concreto com consistência de 9° <i>Vebe</i> b) concreto com consistência de 40 mm do abatimento do cone de Abrams. Cura em atmosfera saturada.....	72
Figura 2.30	Variação da carga passante com o consumo de cimento para os casos de relação água/cimento constante e consistência constante.....	73
Figura 2.31	Influência da relação água/cimento e da dimensão máxima característica do agregado na permeabilidade do concreto: a) ensaios em concreto e argamassa b) ensaios em concreto e pasta.....	74
Figura 2.32	Variação do coeficiente de permeabilidade do concreto, de igual trabalhabilidade, com a relação A/C e com a dimensão máxima característica do agregado.....	75
Figura 2.33	Forças intermoleculares.....	79
Figura 2.34	Formação de meniscos capilares.....	80
Figura 2.35	Curva de retenção típica para solos arenosos e argilosos.....	84
Figura 2.36	Efeito da histerese em curvas de condutividade hidráulica e característica de sucção.....	87
Figura 2.37	Redução na histerese da curva de condutividade hidráulica quando a mesma é expressa em termos de umidade volumétrica.....	87
Figura 2.38	Fluxo da umidade nos poros para uma determinada umidade relativa.....	90
Figura 2.39	Relação entre o coeficiente de permeabilidade à água, k , e o coeficiente de difusão do vapor, D_c (medido à umidade relativa de 39%), em argamassa de cimento.....	91
Figura 2.40	Relação entre a permeabilidade à água e a difusão do íon cloreto.....	92
Figura 2.41	Relação entre a razão dos coeficientes de difusão de pastas não saturada e saturada ($D_{ef}/D_{máx}$) e o grau de saturação.....	92
Figura 2.42	Esquema da montagem do corpo de prova submetido ao ensaio de permeabilidade: (a) Ensaio de um cubo com 200 mm de aresta (b) Ensaio do cilindro furado.....	99
Figura 2.43	Esquema da montagem para determinação do coeficiente de capilaridade.....	103
Figura 2.44	Aparato experimental desenvolvido por Machado e Dourado (2001) para a obtenção da curva de retenção de solos.....	106
Figura 2.45	Resumo esquematizado dos principais métodos de caracterização de resistência à penetração de cloretos.....	108
Figura 2.46	Comparação dos valores do coeficiente de difusão obtidos por ensaio de migração e de difusão (por imersão).....	109
Figura 2.47	Célula de difusão, à esquerda, e evolução da concentração de cloretos, à direita....	111

Figura 2.48	Ensaio de penetração de cloretos conforme ASTM C 1543 (ASTM, 2002).....	112
Figura 2.49	Cilindro de concreto cortado para obtenção do corpo de prova (diâmetro = 10 cm e altura = 7,5cm), à esquerda; corpo de prova imerso em solução de NaCl, à direita.....	113
Figura 2.50	Perfis de cloretos determinados pelo método ASTM C 1543.....	115
Figura 2.51	Perfis de cloretos determinados pelo método ASTM C 1556.....	115
Figura 2.52	Equipamento para ensaio em colunas: (a) painel com dispositivos para o controle da pressão (b) reservatório para recarga de solução contaminante (c) coluna de percolação e coletor de efluentes.....	118
Figura 2.53	Determinação do fator de retardamento (R_d), para transporte de soluto decorrente de altas taxas de fluxo (modificado de MONCADA, 2004).....	119
Figura 2.54	Esquema de curva de eluição que ilustra a área acima da curva, R_d , e a área abaixo da curva, M, em regime de fluxo estacionário ($T=I_{ss}$).....	121
Figura 2.55	Exemplo de estimativa de R_d de dados <i>CMR</i> versus T	122
Figura 2.56	Diagrama de Pourbaix para o ferro: equilíbrio potencial-pH para o sistema Fe-H ₂ O a 25°C.....	124
Figura 2.57	Processo eletroquímico da corrosão do aço no processo úmido e permeável.....	125
Figura 2.58	Representação esquemática da intensa corrosão na armadura do concreto, ocasionada pela presença de íons cloreto.....	128
Figura 3.1	Fluxograma de atividades.....	133
Figura 3.2	Representação esquemática do ensaio de percolação em coluna em corpos de prova de argamassa.....	141
Figura 3.3	Representação esquemática do ensaio de percolação em coluna em corpos de prova de concreto.....	141
Figura 3.4	Esquema geral do ensaio de percolação em coluna em corpos de prova de argamassa.....	142
Figura 3.5	Manômetro de pressão.....	143
Figura 3.6	Reservatórios - Interface ar/solução.....	144
Figura 3.7	Desenho em corte do reservatório em PVC.....	144
Figura 3.8	Reservatório de aço inox.....	146
Figura 3.9	Desenho em corte do reservatório.....	146
Figura 3.10	Cap de PVC JE PBA empregado em corpo de prova de argamassa com 10 cm de altura.....	147
Figura 3.11	Câmara de latão para corpos de prova de 4 cm de altura.....	148
Figura 3.12	Desenho em corte do permeâmetro utilizado para o ensaio de argamassa.....	148
Figura 3.13	Parte interna do equipamento (desprovido da mangueira que faz ligação com o topo).....	149
Figura 3.14	Corpo de prova envolvido com a membrana fixada por elásticos.....	149
Figura 3.15	Permeâmetro fechado contendo no seu interior uma fatia do concreto dosado com A/C igual a 0,55.....	150

Figura 3.16	Desenho em corte do permeâmetro utilizado para o ensaio de concreto.....	150
Figura 3.17	Camada impermeabilizante de resina.....	151
Figura 3.18	Corpos de prova de argamassa com 4 e 10 cm de altura.....	152
Figura 3.19	Abaulamento da base e topo do corpo de prova de argamassa.....	152
Figura 3.20	Fatia de corpo de prova de concreto tratado com parafina na sua superfície lateral.....	153
Figura 3.21	Frasco coletor.....	154
Figura 3.22	Remoção do papel filtro da caixa por meio de uma pinça.....	158
Figura 3.23	Recipiente devidamente lacrado, provido do papel filtro, anel de PVC e do corpo de prova.....	159
Figura 3.24	Colocação do recipiente, contendo o corpo de prova, anel e papel filtro na caixa de isopor.....	160
Figura 3.25	Vela úmida.....	163
Figura 3.26	Suporte da vela úmida.....	164
Figura 3.27	Suporte da vela úmida fixado no solo.....	165
Figura 3.28	Suporte da vela úmida fixado na parede.....	165
Figura 3.29	Placa de identificação da vela úmida.....	166
Figura 3.30	Haste de aço galvanizado oxidado.....	166
Figura 3.31	Representação esquemática dos pontos de instalação do aparato da vela úmida e localização das estações climatológicas do aeroporto e do bairro de Ondina.....	169
Figura 3.32	Estação E1 (Cepred).....	169
Figura 3.33	Estação E6 (Escola Politécnica).....	169
Figura 3.34	Materiais utilizados para a realização da coleta da vela úmida, “kit vela”.....	171
Figura 3.35	Coleta da vela úmida.....	171
Figura 3.36	Coleta da solução do frasco coletor.....	172
Figura 3.37	Lavagem do frasco coletor com água desmineralizada.....	172
Figura 3.38	Introdução da água glicerinada no frasco coletor.....	173
Figura 3.39	Instalação da vela úmida no frasco coletor.....	173
Figura 3.40	Frascos coletores com suas respectivas identificações, contendo a vela coletada....	174
Figura 3.41	Frasco coletor contendo a solução.....	175
Figura 4.1	Curva granulométrica da areia.....	182
Figura 4.2	Curva granulométrica do agregado graúdo.....	182
Figura 4.3	Resultados dos ensaios de absorção por imersão e índice de vazios (porosidade efetiva) em argamassas, aos 07 dias de idade.....	187
Figura 4.4	Resultados dos ensaios de capilaridade em argamassas, aos 07 dias de idade.....	187
Figura 4.5	Resultados dos ensaios de absorção por imersão e índice de vazios (porosidade efetiva) em argamassas, aos 28 dias de idade.....	189
Figura 4.6	Resultados dos ensaios de capilaridade em argamassas, aos 28 dias de idade.....	189

Figura 4.7	Resultados dos ensaios de absorção por imersão e índice de vazios (porosidade efetiva) em concretos, aos 28 dias de idade.....	191
Figura 4.8	Resultados dos ensaios de capilaridade em concretos, aos 28 dias de idade.....	191
Figura 4.9	Correlação entre a resistência à compressão de argamassas e a relação água/cimento. Índice de consistência igual a (165 ± 5) mm.....	192
Figura 4.10	Correlação entre a resistência à compressão de argamassas e a relação água/cimento. Índice de consistência igual a (225 ± 10) mm.....	193
Figura 4.11	Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água/cimento. Índice de consistência igual a (140 ± 20) mm.....	193
Figura 4.12	Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-1A, $a/c = 0,65$ e índice de consistência de (165 ± 5) mm.....	194
Figura 4.13	Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-1B, $a/c = 0,65$ e índice de consistência de (225 ± 10) mm.....	194
Figura 4.14	Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-2A, $a/c = 0,55$ e índice de consistência de (165 ± 5) mm.....	195
Figura 4.15	Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-2B, $a/c = 0,55$ e índice de consistência de (225 ± 10) mm.....	195
Figura 4.16	Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-3A, $a/c = 0,45$ e índice de consistência de (165 ± 5) mm.....	196
Figura 4.17	Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-3B, $a/c = 0,45$ e índice de consistência de (225 ± 10) mm.....	196
Figura 4.18	Condutividade hidráulica da água destilada em corpo de prova de concreto fabricado a partir do traço T-4A, $a/c = 0,65$ e índice de consistência de (140 ± 20) mm.....	197
Figura 4.19	Condutividade hidráulica da água destilada em corpo de prova de concreto fabricado a partir do traço T-5A, $a/c = 0,55$ e índice de consistência de (140 ± 20) mm.....	197
Figura 4.20	Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-1A, com $a/c = 0,65$ e índice de consistência = (165 ± 5) mm.....	202
Figura 4.21	Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-1B, com $a/c = 0,65$ e índice de consistência = (225 ± 10) mm.....	203
Figura 4.22	Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-2A, com $a/c = 0,55$ e índice de consistência = (165 ± 5) mm.....	203
Figura 4.23	Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-3A, com $a/c = 0,45$ e índice de consistência = (165 ± 5) mm.....	204
Figura 4.24	Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-3B, com $a/c = 0,45$ e índice de consistência = (225 ± 10) mm.....	204

Figura 4.25	Curvas de eluição de cloretos (3,30% de NaCl) em concretos fabricados a partir dos traços T-4A e T-5A, com relações água/cimento iguais a 0,65 e 0,55, respectivamente, e índice de consistência = (140 ± 20) mm.....	205
Figura 4.26	Correlação entre a sucção e o teor de umidade gravimétrica de amostras de argamassa fabricadas a partir dos traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A.....	216
Figura 4.27	Correlação entre a sucção e o teor de umidade gravimétrica de amostras de concreto fabricadas a partir dos traços T-4A, T-5A e T-6A.....	217
Figura 4.28	Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de argamassa, contemplando os traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A.....	217
Figura 4.29	Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de concreto, contemplando os traços T-4A, T-5A e T-6A.....	218
Figura 4.30	Curvas de pressão capilar (sucção) de vários materiais porosos.....	221
Figura 4.31	Malha de elemento finito empregada com a condição de contorno (linha em vermelho) relativa à imposição das pressões de água desejadas em todas as suas laterais.....	224
Figura 4.32	Resultados obtidos do SEEP/W para as condições iniciais do problema, em que se mostra que a pressão interna é a mesma em todos os pontos.....	224
Figura 4.33	Malha de elementos finitos e condições de contorno utilizadas para a simulação do fluxo.....	226
Figura 4.34	Curva de teor de retenção introduzida no aplicativo. Modelo de Van Genuchten. Traço T-1A de argamassa.....	227
Figura 4.35	Curva de condutividade hidráulica. Modelo de Van Genuchten. Traço T-1A de argamassa.....	227
Figura 4.36	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=90 %.....	228
Figura 4.37	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%.....	229
Figura 4.38	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-2A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-2A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com UR=90%.....	230
Figura 4.39	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=90 %.....	231

Figura 4.40	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=90 %.....	232
Figura 4.41	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-4A) com UR=90%, (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=90 %.....	233
Figura 4.42	(a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=90 %.....	234
Figura 4.43	Malha de elementos finitos e condições de contorno utilizadas para a simulação do transporte de cloretos.....	235
Figura 4.44	Isoterma equivalente adotada para o caso do traço T-1A.....	237
Figura 4.45	Correlação entre o coeficiente de difusão de cloretos e o teor de umidade volumétrica de argamassa fabricada a partir do traço T-1A.....	238
Figura 4.46	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%.....	239
Figura 4.47	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%.....	240
Figura 4.48	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-2A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-2A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com UR=90%.....	241
Figura 4.49	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%.....	242
Figura 4.50	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%.....	243

Figura 4.51	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=80 %; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-4A) com UR=90 %; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=90 %.....	244
Figura 4.52	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%.....	245
Figura 4.53	(a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-4A) com GS=69,20%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com GS=69,20%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-5A) com GS=69,20%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com GS=69,20%	246
Figura 4.54	Correlações conceituais da difusão de cloretos em faces externas de componentes estruturais de concreto expostos à zona de respingo de maré.....	250
Figura 4.55	Relação entre a deposição média de cloretos e a distância em relação ao mar, no período de set./2010 a jan./2012.....	259
Figura 4.56	Relação entre a deposição média de cloretos e a distância corrigida em relação ao mar, no período de set./2010 a jan./2012.....	260
Figura 4.57	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₁₀ , E ₁₂ e E ₁₄ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	262
Figura 4.58	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₅ , E ₁₃ , E ₁₆ e E ₁₇ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	262
Figura 4.59	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₂ , E ₃ , E ₆ , E ₇ e E ₁₅ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	263
Figura 4.60	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₁ , E ₄ , E ₈ e E ₉ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	263
Figura 4.61	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₁₁ , E ₁₈ , E ₁₉ e E ₂₀ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	264
Figura 4.62	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₁₀ , E ₁₂ e E ₁₄ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	264
Figura 4.63	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₅ , E ₁₃ , E ₁₆ e E ₁₇ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	265
Figura 4.64	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₂ , E ₃ , E ₆ , E ₇ e E ₁₅ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	265
Figura 4.65	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₁ , E ₄ , E ₈ e E ₉ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	266
Figura 4.66	Variação da deposição de cloretos nas estações E ₁₁ , E ₁₈ , E ₁₉ e E ₂₀ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.....	266
Figura 4.67	Representação esquemática das estações situadas em edificação localizada no bairro	

	da Federação com os respectivos valores de deposição de cloretos.....	268
Figura 4.68	Perfis de cloretos para concretos com diferentes idades, classes de resistência e localização. Ensaio em testemunhos com diâmetro de 18mm.....	270
Figura 4.69	Perfis de cloretos para concretos com diferentes idades, classes de resistência e localização. Ensaio em testemunhos com diâmetro de 75mm.....	271

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Classes de agressividade ambiental.....	16
Tabela 2.2	Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....	17
Tabela 2.3	Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (com tolerância de execução de 10mm).....	18
Tabela 2.4	Cobrimentos mínimos, em milímetros, conforme a norma EH-91.....	20
Tabela 2.5	Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto.....	20
Tabela 2.6	Classificação do clima quanto à dimensão do ambiente em que está inserida a estrutura.....	23
Tabela 2.7	Principais íons do Oceano Atlântico.....	38
Tabela 2.8	Composição da água do mar.....	38
Tabela 2.9	Classificação e dimensões dos poros existentes no concreto.....	42
Tabela 2.10	Teor limite de cloretos propostos por diversas normas.....	45
Tabela 2.11	Características da adsorção física e da adsorção química.....	62
Tabela 2.12	Algumas das técnicas utilizadas para medida/imposição de sucção em solos.....	104
Tabela 2.13	Recomendações para evitar a corrosão da armadura no concreto armado.....	129
Tabela 3.1	Características químicas do cimento (CP V-ARI RS) estudado.....	134
Tabela 3.2	Características físicas e mecânicas do cimento (CP V-ARI RS) estudado.....	134
Tabela 3.3	Índices físicos e de qualidade dos agregados estudados.....	134
Tabela 3.4	Plano de ensaios em argamassas.....	136
Tabela 3.5	Plano de ensaios em concreto.....	137
Tabela 3.6a	Localização dos pontos de medida de deposição do íon cloreto em Salvador..	167-168
Tabela 3.6b	Localização dos pontos de medida de deposição do íon cloreto em um prédio situado bairro da Federação em Salvador.....	168
Tabela 3.7	Caracterização dos testemunhos submetidos aos ensaios de determinação de cloretos ou de reconstituição do traço de concreto.....	178
Tabela 4.1	Características químicas do cimento (CP V-ARI RS).....	180
Tabela 4.2	Ensaio físicos e mecânicos do cimento utilizado (CP V-ARI RS).....	180
Tabela 4.3	Ensaio de caracterização do agregado miúdo.....	181
Tabela 4.4	Ensaio de caracterização do agregado graúdo.....	181
Tabela 4.5	Dados e composições das argamassas no estado fresco.....	183
Tabela 4.6	Dados e composições dos concretos no estado fresco.....	183
Tabela 4.7	Teores de absorção de água para postes de concreto armado.....	185
Tabela 4.8	Resultados dos ensaios de absorção (por imersão e por capilaridade) e índice de vazios em argamassas com 07 dias de idade.....	186
Tabela 4.9	Resultados dos ensaios de absorção (por imersão e por capilaridade) e índice de	

	vazios em argamassas com 28 dias de idade.....	188
Tabela 4.10	Resultados dos ensaios de absorção (por imersão e por capilaridade) e índice de vazios em concretos com índice de consistência igual a (140 ± 20) mm.....	190
Tabela 4.11	Resultados dos ensaios de resistência à compressão em argamassas.....	192
Tabela 4.12	Resultados dos ensaios de resistência à compressão em concretos.....	193
Tabela 4.13	Valores de coeficientes de permeabilidade de argamassas com 50 dias de idade.....	198
Tabela 4.14	Valores de coeficientes de permeabilidade de concretos com índice de consistência igual a (140 ± 20) mm.....	199
Tabela 4.15	Número de volume de poros percolados, T, durante os ensaios, em corpos de prova de argamassa.....	201
Tabela 4.16	Número de volume de poros percolados, T, durante os ensaios, em corpo de prova de concreto.....	201
Tabela 4.17	Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,65$	206
Tabela 4.17A	Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,65$, desprezando-se os corpos de prova CP1 e CP4 do traço T-1A.....	207
Tabela 4.18	Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,55$	208
Tabela 4.18A	Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,55$, desprezando-se o corpo de prova CP3 do traço T-2A.....	209
Tabela 4.19	Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,45$	210
Tabela 4.20	Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em concretos, slump-test = (140 ± 20) mm, submetidos à solução com 3,30% de NaCl.....	210
Tabela 4.21	Determinação do intervalo de confiança (95%) para a verdadeira média, μ , do coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h).....	212
Tabela 4.22	Propriedades estatísticas do coeficiente de difusão de cloretos em concretos.....	213
Tabela 4.23	Resultados dos ensaios de sucção em corpos de prova de argamassa.....	215
Tabela 4.24	Resultados dos ensaios de sucção em corpos de prova de concreto.....	216
Tabela 4.25	Valores ajustados de sucção e umidade volumétrica de argamassas e concretos, obtidos a partir dos dados experimentais.....	218
Tabela 4.26	Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água, segundo o modelo de Van Genuchten (1980), para argamassas e concretos, determinados pelo procedimento de regressão linear.....	219
Tabela 4.27	Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água, segundo o modelo de Van Genuchten (1980), para diferentes solos do Cerrado.....	219
Tabela 4.28	Composição, propriedades e parâmetros de sucção de argamassas elaboradas com cal ou cimento.....	220
Tabela 4.29	Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa SEEP/W, obtidos em argamassas, considerando o regime transiente	247

Tabela 4.30	Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa CTRAN/W, obtidos em argamassas submetidas à solução com 3,3% de NaCl, considerando a dispersão hidrodinâmica (D_h).....	247
Tabela 4.31	Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa SEEP/W, obtidos em concretos, considerando o regime transiente.....	248
Tabela 4.32	Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa CTRAN/W, obtidos em concretos submetidos à solução com 3,30% de NaCl, considerando a dispersão hidrodinâmica (D_h).....	248
Tabela 4.33	Sumário das concentrações dos íons cloreto obtidas em diferentes camadas, decorrentes dos concretos terem sido submetidos à solução com 3,30% de NaCl, considerando a dispersão hidrodinâmica e grau de saturação (GS) de 69,20%	248
Tabela 4.34	Resumos dos dados da simulação efetuada por Rodrigues (2009).....	249
Tabela 4.35	Média mensal da velocidade (m/s) do vento e sua direção predominante – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador.....	251
Tabela 4.36	Média mensal da velocidade (m/s) do vento e sua direção predominante – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador.....	252
Tabela 4.37	Precipitação pluviométrica total mensal (mm) – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador.....	252
Tabela 4.38	Precipitação pluviométrica total mensal (mm) – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador.....	252
Tabela 4.39	Valores médios mensais da umidade (%) relativa do ar atmosférico – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador.....	253
Tabela 4.40	Valores médios mensais da umidade (%) relativa do ar atmosférico – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador.....	253
Tabela 4.41	Valores médios mensais de temperatura (°C) – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador.....	254
Tabela 4.42	Valores médios mensais de temperatura (°C) – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador.....	254
Tabela 4.43	Resumo dos dados climatológicos. Estações situadas em Ondina e no aeroporto (agosto/2010 a janeiro/2012).....	255
Tabela 4.44	Resumo dos dados climatológicos. Estação situada em Ondina (outubro/2011 a novembro/2012).....	256
Tabela 4.45	Resumo da deposição de cloretos nas estações de monitoramento E_1 - E_{10}	257
Tabela 4.46	Resumo da deposição de cloretos nas estações de monitoramento E_{11} - E_{20}	258
Tabela 4.47	Resumo da deposição média de cloretos no litoral nordestino.....	261
Tabela 4.48	Resumo da deposição de cloretos nas estações de monitoramento E_{21a} - E_{21d}	267
Tabela 4.49	Determinação do teor de cloretos em testemunhos com diâmetro = 18mm.....	269
Tabela 4.50	Determinação do teor de cloretos em testemunhos com diâmetro = 75mm.....	269
Tabela 4.51	Resultados dos ensaios de reconstituição de traços de concreto.....	271
Tabela 4.52	Estimativa dos traços, em massa, para os concretos empregados nas obras.....	272

Tabela 4.53	Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras de concreto.....	272
Tabela 4.54	Comparação entre os teores máximos de íons cloreto (Cl^-) no concreto.....	272

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de exposição da gaze (L^2)
A	Área de contato (L^2)
A	Massa do corpo de prova que permaneceu com uma das faces em contato com a água durante um período de tempo especificado (M)
B	Massa do corpo de prova seco assim que este atingiu a temperatura de ($23 \pm 2^\circ\text{C}$) (M)
C	Absorção de água por capilaridade ($M \cdot L^{-2}$)
C	Concentração do soluto ($M \cdot L^{-3}$)
C_e	Concentração de fluido efluente ($M \cdot L^{-3}$)
C_0	Concentração de fluido afluente ($M \cdot L^{-3}$)
C_r	Limite crítico de concentração de cloretos (%)
D	Coefficiente de difusão do material não saturado ($L^2 \cdot T^{-1}$)
dA	Área infinitesimal da superfície de controle, S.C. (L^2)
dV	Volume infinitesimal do volume de controle, V.C. (L^3)
D_e	Coefficiente de difusão molecular efetivo, difusão em meio poroso ($L^2 \cdot T^{-1}$)
D_{ef}	Coefficiente de difusão efetivo em campo ($L^2 \cdot T^{-1}$)
D_h	Coefficiente de dispersão hidrodinâmica, contempla a difusão molecular e dispersão mecânica ($L^2 \cdot T^{-1}$)
D_{sat}	Coefficiente de difusão do material saturado ($L^2 \cdot T^{-1}$)
e	Índice de vazios do meio poroso (%)
$erfc$	Função erro complementar
gy_1	Energia potencial específica na seção (1) ($L^2 \cdot T^{-2}$)
gy_2	Energia potencial específica na seção (2) ($L^2 \cdot T^{-2}$)
h	Altura de ascensão capilar (L)
I_v	Índice de vazios (%)
J	Fluxo de soluto por advecção e dispersão ($M \cdot L^{-2} \cdot T^{-1}$)
J_A	Fluxo de soluto por advecção ($M \cdot L^{-2} \cdot T^{-1}$)

J_D	Fluxo de soluto por dispersão, engloba a difusão molecular e a dispersão mecânica ($M \cdot L^{-2} \cdot T^{-1}$)
k	Permeabilidade do solo ($L \cdot T^{-1}$)
k_x, k_y, k_z	Permeabilidade do solo das diferentes direções ($L \cdot T^{-1}$)
k	Número total de amostras de efluente coletadas ao longo do número de volume de poros escoado
k_c	coeficiente de capilaridade ($M \cdot L^{-2} \cdot T^{-1/2}$)
K_d	Coefficiente de partição ou distribuição ($M^{-1} \cdot L^3$)
K_{sat}	Condutividade hidráulica do meio poroso saturado ($L \cdot T^{-1}$)
L	Altura da coluna (L)
m_i	Massa da amostra saturada imersa em água após fervura, obtida através da balança hidrostática (M)
m_s	Massa da amostra seca estufa, após ter sido mantida à temperatura (105 ± 5)°C, por um período de 72 h (M)
m_{sat}	Massa da amostra saturada em água após imersão e fervura (M)
M_{sist}	Massa do sistema (M)
M_w	Quantidade de água absorvida (M)
n	Porosidade do meio (%)
$n_{efetiva}$	Porosidade efetiva (%)
p	Parâmetro empírico estimado por Mualem
P_L	Número de Peclet da coluna
p_1	Pressão do fluido no volume de controle, na seção (1) ($M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$)
p_2	Pressão do fluido no volume de controle, na seção (2) ($M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$)
Q	Vazão de fluido através de uma área transversal A ($L^3 \cdot T^{-1}$)
R	Relação entre os cloretos livre e combinados
R_d	Coefficiente de retardo ou fator de retardamento
r_1, r_2	Raios de curvatura ortogonais do menisco de água (L)
S	Adsorção ($M \cdot M^{-1}$)
S	Área da secção transversal (L^2)
S	Massa de soluto removido da solução por unidade de massa de sólido (-) ($M \cdot M^{-1}$)

S	Sucção ($M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$)
S_r	Saturação dos poros do meio poroso à água (%)
T	Número de volume de poros percolado
T_{ss}	Número de volume de poros necessários para atingir o regime estacionário
t	Tempo (T)
T_s	Tensão superficial no contato entre a água e o vidro ($M \cdot T^{-2}$)
UR	Umidade relativa do ar intersticial (%)
v	Velocidade de percolação aparente ou de descarga, calculada pela Lei de Darcy em um ponto, ($L \cdot T^{-1}$)
\bar{v}	Velocidade linear média da solução ($L \cdot T^{-1}$)
V_{am}	Volume da amostra analisada (L^3)
V_b	Volume da solução de nitrato de prata empregado na titulação da água destilada, considerando como branco (L^3)
$\frac{V_1^2}{2}$	Energia cinética específica na seção (1) ($L^2 \cdot T^{-2}$)
$\frac{V_2^2}{2}$	Energia cinética específica na seção (2) ($L^2 \cdot T^{-2}$)
v_ℓ	Velocidade linear média de fluxo na direção longitudinal ($L \cdot T^{-1}$)
v_s	Velocidade média do fluxo ou velocidade de percolação ($L \cdot T^{-1}$)
v_t	velocidade linear média na direção transversal ($L \cdot T^{-1}$)
$\left(\vec{V} \cdot \vec{n} \right)$	Produto escalar entre a velocidade de fluxo e a normal da superfície de Contorno em um dado ponto ($L \cdot T^{-1}$)
V_p	Volume de poros da argamassa ou concreto na coluna
V_p	Volume da solução padrão de nitrato de prata utilizado na titulação da amostra analisada (L^3)
VT	Volume total da amostra (L^3)
w	Fator de tortuosidade
W	Teor de umidade (%)
ω	Saturação efetiva do solo (%)
Y_r	Massa molecular do vapor de água
z	Distância ao longo da trajetória de fluxo, (L)

θ	Ângulo de molhamento ou de contato
θ	Teor de umidade volumétrica (%)
θ_{sat}	Umidade volumétrica saturada (%)
θ_r	Umidade residual (%)
α_l	Dispersividade mecânica na direção longitudinal (L)
α_t	Dispersividade mecânica de fluxo na direção transversal (L)
Ψ_m	Potencial matricial da argamassa ou concreto ($M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$)
Ψ	Sucção da água no meio poroso ($M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$)
ρ_w	Densidade da água ($M \cdot L^{-3}$)
ρ	Massa específica do fluido ($M \cdot L^{-3}$)
$\vec{\nabla} h$	Gradiente de energia
ΔH	Diferença de energia, em termos de carga (L)
ΔL	Comprimento do corpo de prova (L)
Δm	Incremento de massa do soluto efluente (M)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA.....	1
1.2 MOTIVAÇÃO DO TRABALHO.....	6
1.3 OBJETIVOS.....	7
1.4 ESTRUTURA.....	7
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 CONCRETO ARMADO: DEFINIÇÕES E ESPECIFICAÇÕES.....	9
2.2 FATORES AMBIENTAIS QUE AFETAM A DURABILIDADE DO CONCRETO.....	22
2.2.1 Dimensões do clima nos estudos de durabilidade	23
2.2.2 Considerações sobre o clima brasileiro	24
2.2.3 Parâmetros meteoro-químicos	25
2.2.3.1 Temperatura.....	26
2.2.3.2 Amplitude térmica.....	26
2.2.3.3 Chuva, umidade relativa e tempo de superfície úmida.....	30
2.2.3.4 Chuva ácida.....	32
2.2.3.5 Vento.....	34
2.2.3.6 Poluentes.....	35
2.2.3.7 Insolação.....	35
2.2.4 Caracterização da influência do <i>spray</i> marinho	36
2.3 CAUSAS DA ESTRUTURA POROSA DO CONCRETO.....	39
2.4 LIMITE CRÍTICO DA CONCENTRAÇÃO DE CLORETOS, C_r , NO CONCRETO.....	43
2.5 FENÔMENOS ENVOLVIDOS NO TRANSPORTE DE SUBSTÂNCIAS QUE AFETAM A DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO E SUA MODELAGEM MATEMÁTICA.....	45
2.5.1 Fundamentos teóricos relativos ao transporte de fluidos em meios porosos	50
2.5.1.1 Desequilíbrio local e fluxos.....	50
2.5.1.2 Princípio de Conservação da Massa. Equação da Continuidade.....	51
2.5.1.3 Princípio da Conservação de Energia. Equação de Bernoulli.....	52
2.5.1.4 Princípio da Conservação do Momento.....	54
2.5.1.5 Equação Geral de fluxo em um meio poroso.....	55
2.5.2 Fundamentos teóricos relativos ao transporte de solutos em meios porosos	55
2.5.3 Equações analíticas utilizadas para descrever o transporte de solutos em meios porosos	67
2.6 INFLUÊNCIAS DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO NAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS NO TRANSPORTE DE MASSA.....	68
2.6.1 Permeabilidade do concreto	68
2.6.1.1 Fatores que influem na permeabilidade ao ar do concreto.....	77
2.6.2 Mecanismos de retenção de água pelo concreto	78
2.6.3 Fatores que interferem na difusão de substâncias no interior da massa de concreto	88
2.6.4 Interação soluto partículas sólidas – retardo	93
2.7 TÉCNICAS EXPERIMENTAIS ASSOCIADAS AO ESTUDO DO TRANSPORTE DE MASSA NO CONCRETO.....	98
2.7.1 Determinação experimental do coeficiente de permeabilidade do concreto	98

2.7.2 Estudo da capilaridade/adsorção de água do concreto.....	101
2.8 CORROSÃO DO AÇO DE ARMADURA NO CONCRETO.....	123
2.8.1 O aço no concreto armado.....	123
2.8.2 Meios para evitar a corrosão das armaduras.....	128
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	132
3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	132
3.1.1 Caracterização dos materiais empregados.....	133
3.1.2 Produção das argamassas, concretos e moldagem de corpos de prova.....	135
3.1.3 Ensaio de absorção de água por imersão e por capilaridade em argamassas e concretos endurecidos.....	137
3.1.4 Ensaio de percolação em colunas.....	140
3.1.5 Determinação experimental da curva característica de sucção.....	157
3.1.6 Determinação da deposição de cloretos presentes na atmosfera pelo Método da Vela Úmida.....	161
3.1.7 Determinação do teor de cloretos em estruturas de concreto.....	176
4 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES.....	179
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS.....	179
4.2 PRODUÇÃO DE ARGAMASSAS E CONCRETOS.....	183
4.3 ANÁLISE E RESULTADOS DOS ENSAIOS EFETUADOS EM ARGAMASSAS E CONCRETOS ENDURECIDOS.....	183
4.4 ANÁLISE E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERCOLAÇÃO EM COLUNAS.....	194
4.4.1 Percolação com água destilada.....	194
4.4.2 Percolação com solução contaminante.....	200
4.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS CURVAS DE RETENÇÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO.....	214
4.6 MODELAGEM DO TRANSPORTE DE CLORETOS EM CAMADAS DE CONCRETO E ARGAMASSA.....	221
4.6.1 Estipulação das condições iniciais do meio poroso.....	222
4.6.2 Modelagem do processo de fluxo.....	225
4.6.3 Modelagem do processo de transporte de cloreto.....	235
4.7 ANÁLISE E RESULTADOS DA DEPOSIÇÃO DE CLORETOS PRESENTES NA ATMOSFERA PELO MÉTODO D VELA ÚMIDA.....	251
4.7.1 Características climatológicas do ambiente.....	251
4.7.1.1 Direção predominante e velocidade do vento.....	251
4.7.1.2 Precipitação.....	252
4.7.1.3 Umidade relativa.....	253
4.7.1.4 Temperatura.....	253
4.7.1.5 Resumo das características climatológicas do ambiente.....	254
4.7.2 Resultados de deposição de cloretos nas estações E_1 a E_{20}	256
4.7.2.1 Efeito da distância em relação ao mar.....	258
4.7.2.2 Efeito da direção predominante e velocidade do vento.....	261
4.7.2.3 Efeito da precipitação.....	264

4.7.3 Resultados de deposição de cloretos nas estações E_{21a}, E_{21b}, E_{21c} e E_{21d}	267
4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE CLORETOS E DE RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO EM TESTEMUNHOS DE CONCRETO	268
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	274
REFERÊNCIAS	278

1 INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA

Desde o século passado, o desempenho das estruturas de concreto vem sendo pesquisado. Segundo Silva (1995), o fenômeno da corrosão metálica foi primeiramente observado em estruturas de metal inseridas em atmosfera marinha. A averiguação sobre esse desempenho foi iniciada a partir de obras executadas em ambiente marítimo, pelo fato de estas terem apresentado problemas de deterioração mais cedo devido ao meio altamente agressivo.

A corrosão em concreto abrange, principalmente, os processos de deterioração que incidem nas barras e nos fios de aço destinados às armaduras das estruturas. Em alguns casos, há degradação da própria pasta de cimento. Os aços estão sujeitos à corrosão tanto em estruturas aéreas quanto em estruturas submersas e enterradas. O ataque corrosivo é em grande medida facilitado pelo transporte de substâncias deflagradoras do processo (íons cloro, por exemplo), as quais, dissolvidas na água livre intersticial da camada protetora ou de revestimento do concreto, acabam por alcançar o metal. Desse modo, o processo corrosivo é bastante facilitado no caso de pequenas espessuras de revestimento. Outras características do concreto de cobertura também desempenham um papel de destaque no processo de corrosão, tais como: sua permeabilidade, curva capilar, seu coeficiente de difusão e sua capacidade de retenção dessas substâncias. Além disso, as atmosferas sulfurosas podem atacar os cimentos ricos em aluminato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$). Neste caso, além de deteriorarem o concreto, acabam por expor a ferragem ao meio, intensificando o processo de degradação da estrutura.

No concreto armado, a conservação de um meio alcalino é um dos requisitos fundamentais para a preservação das estruturas de aço embutidas. Kashino (1984) apurou que a fronteira para início da corrosão da armadura está localizada a aproximadamente 8 mm mais internamente que a profundidade de neutralização da alcalinidade, medida pelo uso da fenolftaleína. Este seria, portanto, o limite de penetração dos íons e das substâncias que potencializam o processo de corrosão durante a vida útil de uma obra. É importante ressaltar que a ocorrência do fenômeno de corrosão irá depender do binômio: propriedades do revestimento do concreto e agressividade ambiental. Ambientes marinhos ou sulfurosos, por

exemplo, requerem o uso de coberturas de proteção mais espessas e/ou de melhor qualidade.

Inúmeros são os relatos de realização de reparos ou de perda parcial da utilização de uma estrutura que ocorrem muito prematuramente, aumentando o custo de manutenção de uma obra. Alguns desses casos são descritos a seguir.

Em nível internacional, pesquisas, tais como a conduzida por Hadley (1948), que analisou várias estruturas marítimas nos Estados Unidos construídas entre 1896 e 1916, mostraram que essas estruturas, com 20 a 30 anos de idade, já apresentavam problemas significativos de deterioração. Segundo Gentil (2008), somente na rede federal de rodovias dos EUA, que compreende 600 000 pontes, cerca de 250 000 destas sofrem corrosão nas armaduras, necessitando de reparos. Um histórico feito na Noruega mostrou vários casos de deterioração precoce em construções portuárias, pontes e estruturas à beira-mar. As pontes, aproximadamente 25% de um total de 320, constituíam os casos mais graves de deterioração. Mostravam vastas zonas degradadas por corrosão de armaduras e, em sua maioria, eram obras com menos de 25 anos, sendo uma delas uma ponte com cerca de 10 anos de construção.

No caso do Brasil, que possui uma costa marítima extensa, com grandes cidades portuárias, pode-se presumir que a corrosão de armadura muitas vezes esteja relacionada ao ataque de íons cloreto à camada passivadora que envolve a armadura imersa no concreto. Processos corrosivos em estruturas, pontes e viadutos de concreto têm ocorrido em diversos estados brasileiros, ocasionando riscos à integridade dos usuários dessas construções. Falhas mais numerosas têm ocorrido em estruturas situadas em orla marítima – em cidades como Salvador, por exemplo – devido à penetração de névoa salina na massa de concreto até atingir a armadura. Dal Molin (1988) observou que, nas estruturas com graves danos na região Sul do país, 40% das manifestações patológicas referiam-se à corrosão de armaduras. Na região Norte, Aranha (1994) constatou 46%. Andrade (1997) verificou que em Recife a incidência é da ordem de 67%. Recentemente, ao analisar 48 obras localizadas na Região Metropolitana de Salvador, Vilasboas (2004) observou que a corrosão da armadura foi exclusivamente responsável pela degradação de 23 estruturas de concreto armado e esteve associada a pelo menos um outro fenômeno em mais nove obras.

Os íons cloreto, originários da água do mar ou de poluentes ambientais, podem penetrar no interior da massa de concreto endurecido. Neste caso, a penetração ocorre por difusão através da água contida em poros total ou parcialmente saturados. Esses íons têm a capacidade de dissolver a película protetora de óxido de ferro que reveste as armaduras de aço

dentro do concreto, provocando assim o início da reação anódica de oxidação do ferro, com solubilização do Fe^{++} . O cálcio dissolvido na água dos poros tem capacidade de fixação de íons como o cloreto. No entanto, essa capacidade é parcial, em virtude de um sistema de equilíbrio de íons livres e íons fixados pelo cálcio em solução. Sendo assim, existe uma interação perniciosa entre os íons cloreto que penetraram, ou outros íons agressivos, e a carbonatação. Em decorrência dessa interação, os íons que estavam fixados na solução de hidróxido de cálcio são novamente liberados. Por efeito da difusão, a concentração de íons agressivos no concreto diminui à medida que eles penetram na massa de concreto. As reações de hidratação do cimento que ocorrem durante o processo de maturação do concreto diminuem a possibilidade de difusão de íons como os cloretos. De forma aproximada, pode-se admitir que a penetração de íons cloreto (com concentração superior à concentração crítica, que permite a dissolução da película passivadora da superfície das armaduras) tenha uma evolução semelhante à penetração por carbonatação, ou seja, que atinja igual profundidade na massa de concreto, mas com uma velocidade diferente (FUSCO, 2008).

A corrosão da armadura na presença de íons agressivos dentro da massa de concreto é basicamente regida pelas mesmas reações, anódica e catódica, que ocorrem em meio alcalino na presença de oxigênio e água. O efeito da presença de íons agressivos é baixar o pH em pontos discretos da película passivadora, destruindo-a totalmente. Nesses pontos, formam-se zonas anódicas de pequenas dimensões. Como o restante da armadura constitui uma enorme zona catódica, ocorre uma intensa corrosão nos pontos anódicos (FUSCO, 2008).

Segundo Andrade (1992, p. 27), além de um mecanismo de difusão, que é relativamente lento, os cloretos e em geral todos os sais podem penetrar muito mais rapidamente através de um mecanismo de transporte por forças capilares, que é próprio dos ambientes de “névoa salina” existentes em climas marinhos quentes, nos quais os cloretos estão suspensos nas gotículas de umidade de ar. Nesse fenômeno, influem muito a direção predominante do vento e a insolação. O tempo que os cloretos demoram a chegar até a armadura, denominado de período de iniciação, dependerá principalmente de:

- concentração de cloreto no meio externo;
- natureza do cátion que acompanha o cloreto;
- qualidade do concreto: tipo de cimento, proporção, aluminato tricálcico, relação água/cimento e outros fatores;
- temperatura;

- grau de saturação ou umidade da camada do concreto de cobrimento (concretos saturados não apresentam mecanismo de absorção capilar);
- abertura e quantidade de fissuras.

A degradação das estruturas de concreto armado acontece pela penetração de substâncias na forma de gases, vapores e líquidos através de poros e fissuras. A umidade relativa do ar, a orientação de chuvas e ventos, e as concentrações das substâncias presentes na atmosfera durante a ocorrência desses fenômenos, a temperatura etc., além das características dos materiais constituintes do concreto e de seus poros, são fatores determinantes na interação entre o meio ambiente e o concreto. A velocidade dessa interação é um elemento relevante na determinação do período de tempo em que a estrutura manterá suas características mínimas de segurança, funcionalidade e estética estabelecidas no projeto, ou seja, da sua vida útil. Por essa razão, hoje, as exigências de projeto já não são voltadas apenas para atender às resistências mecânicas mas também aos critérios de durabilidade e vida útil, conceitos que têm sido cada vez mais incorporados aos projetos, seja por aspectos econômicos, seja por exigência de normas e recomendações técnicas. Entender a interação entre as estruturas e o meio ambiente, do ponto de vista físico e químico, bem como modelar os fenômenos que ocorrem nesse processo, é de suma importância para subsidiar os projetistas a fim de que eles possam considerar aspectos de durabilidade em seus projetos.

A espessura do cobrimento de uma estrutura, que deve ser especificada de acordo com ambiente onde esta irá interagir, e a sua qualidade, expressa principalmente pela sua porosidade e pelo tipo de aglomerante utilizado, assumem importância para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado.

As substâncias agressivas, tanto para o concreto quanto para as armaduras, penetram através da rede de poros de suas microestruturas. Entre as diversas substâncias que podem comprometer a durabilidade das estruturas de concreto armado, destacam-se: a água, pura ou com íons dissolvidos, especialmente os íons cloreto e os íons sulfato, o CO_2 e o oxigênio. As forças impulsoras do transporte dessas substâncias no concreto podem ser as diferenças de concentração, de pressão, de temperatura, de densidade, de potencial elétrico e a sucção capilar ou matricial.

A complexidade de estudos de transporte de massa no concreto é aumentada também pelo fato de haver uma interação entre as substâncias que penetram nesse concreto e os materiais que o constituem. Essa interação pode ser de natureza química ou de natureza física

e dependerá das características das substâncias que penetram no concreto, tais como: a concentração, tipo de íons, atividade iônica, e das características do próprio concreto: o tipo de cimento, especialmente sua composição, idade de hidratação, energia superficial dos poros, sistema de poros, etc. Essa interação determinará a velocidade de penetração das substâncias e funcionará como um fator de retardamento dessa passagem, ou seja, será um redutor no coeficiente de difusão, quando for este o mecanismo de penetração predominante na transferência de massa. Para haver uma precisão adequada, a modelagem do mecanismo de transporte necessita levar em consideração que a velocidade de penetração é afetada pela capacidade de combinação dessas substâncias penetrantes com os compostos de cimento e pela sua capacidade de fixação na superfície dos poros.

A partir do conhecimento do sistema de interação existente entre a estrutura porosa de um concreto e o meio onde ele se encontra, fica claro que se deve reduzir ao mínimo a sua porosidade para minimizar a possibilidade de transporte dos agentes agressores para dentro desse concreto e, conseqüentemente, diminuir a sua fissuração. Assim, as intervenções de prevenção deverão concentrar-se no controle das espessuras de cobrimento e na dosagem correta do concreto, além do atendimento, com rigor, a todas as exigências para a melhor preparação, transporte, lançamento, adensamento e cura.

Do ponto de vista econômico, os custos de manutenção envolvidos são expressivos. O estudo da durabilidade do concreto armado em regiões litorâneas deve contribuir para a escolha do melhor material a ser empregado, assim como uma execução mais apropriada, em função do tipo e grau de agressividade, para presumir, com mais domínio, o tempo de vida útil da estrutura e para avaliar a periodicidade de intervenções e/ou reparos por meio de um planejamento com monitoramento.

A pesquisa realizada pretende contribuir para o avanço do conhecimento sobre como tornar as características das estruturas de concreto mais adequadas às condições de agressividade ambiental, colaborando, desse modo, para a redução dos custos de manutenção. Espera-se, assim, contribuir para o avanço do conhecimento sobre a durabilidade de estruturas de concreto armado, notadamente em zona de atmosfera marinha.

1.2 MOTIVAÇÃO DO TRABALHO

A NBR 6118 (ABNT, 2007), que determina parâmetros de projeto para estruturas de concreto, trouxe, como uma das principais novidades, a introdução de classes de agressividade ambiental. Ao todo são quatro níveis, que vão desde ambientes menos agressivos até locais com agressividade muito alta, em uma escala de I a IV. A utilização desses níveis de agressividade contribui para se definir a classe de resistência de concreto a ser empregada, a relação água/cimento máxima, o cobrimento nominal, além de exigências referentes à fissuração.

A cidade de Salvador possui áreas que podem ser enquadradas nas classes II (moderada), III (forte) ou IV (muito forte) de agressividade ambiental, dependendo da sua localização, principalmente em relação ao mar. Contudo, poucos são os dados numéricos disponíveis para se caracterizar as regiões da cidade nessas classes com relação ao nível de agressividade ambiental. Surge assim a necessidade da determinação da concentração de cloretos ao longo da costa litorânea para delimitação do nível de agressividade, levando-se em conta, principalmente, os seguintes parâmetros: distância ao mar, velocidade do vento, topografia da região, obstáculos existentes ao deslocamento do vento e do *spray* marinho, dentre outros. Paralelamente surge a necessidade da realização de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade das estruturas frente ao tipo e nível de agressividade, a fim de se verificar o atendimento aos parâmetros mínimos previstos em projeto. Da constatação dessa falta de dados, surgiu a ideia e o interesse de realizar o trabalho aqui descrito. O conhecimento desses dados vai permitir ao projetista considerar de forma preventiva o problema do ataque à armadura pela ação de cloretos, o que eliminará e/ou minimizará as intervenções corretivas nas edificações de concreto armado decorrentes do processo de corrosão.

1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é estudar as taxas de deposição de cloretos em diferentes pontos da cidade de Salvador e estabelecer uma modelagem do mecanismo de

transporte de cloretos na camada de cobrimento do concreto armado, um dos responsáveis pela corrosão de suas armaduras.

O desenvolvimento de modelos aplicáveis na prática, que representem com melhor acurácia os fenômenos envolvidos, é importante para fornecer ao engenheiro uma ferramenta para quantificar a vida útil de uma estrutura.

Como objetivos específicos foram definidos:

- conhecer a variabilidade efetiva dos perfis de cloreto em estruturas de concreto armado da cidade de Salvador;
- avaliar, com base no método da vela úmida, o nível de deposição de cloretos na Região Metropolitana de Salvador, em função da distância em relação ao mar, velocidade do vento, topografia e condições climáticas;
- ajustar a classificação da agressividade ambiental da cidade de Salvador, proposta por Vilasboas e Machado (2010).

1.4 ESTRUTURA

Este trabalho está organizado em cinco capítulos, sendo que o primeiro caracteriza a pesquisa proposta, o segundo contém uma revisão bibliográfica, enquanto os três últimos referem-se à pesquisa experimental propriamente dita, à discussão dos resultados obtidos e às considerações finais, respectivamente. O capítulo inicial da tese tem caráter introdutório, e nele estão inseridas a importância e justificativa do tema, a motivação e os objetivos do trabalho. O segundo capítulo trata da conceituação dos temas relativos às especificações normativas referentes ao concreto armado, dos fatores ambientais que afetam a durabilidade das estruturas, das causas responsáveis pela porosidade do concreto, dos fenômenos envolvidos no transporte de substâncias que afetam a durabilidade do concreto e da sua modelagem matemática, da influência das propriedades dos concretos nas variáveis envolvidas no transporte de massa e das técnicas experimentais associadas a este fenômeno. O terceiro capítulo expõe o programa experimental executado, contemplando de forma pormenorizada os recursos utilizados, a caracterização dos materiais, os ensaios realizados com os seus respectivos métodos e equipamentos, as dificuldades suplantadas e os

procedimentos adotados para realizar as atividades laboratoriais e de campo. No quarto capítulo, são apresentados os resultados obtidos e a sua discussão, com ênfase nos parâmetros originados da percolação de solução com cloreto de sódio em amostras de argamassa e de concreto, além daqueles provenientes da deposição salina nas estações estudadas. No quinto capítulo, encontram-se indicadas as considerações finais, baseadas e fundamentadas na revisão bibliográfica e nos resultados obtidos no presente trabalho, as recomendações e sugestões decorrentes da pesquisa que deverão ser objetos de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO: DEFINIÇÕES E ESPECIFICAÇÕES

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), os elementos de concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais de armaduras antes da materialização dessa aderência. Ainda segundo esse procedimento normativo, o concreto estrutural é o termo que se refere ao espectro completo das aplicações do concreto como material estrutural. Conforme Scandiuzie e Andriolo (1986, p. 21), o concreto armado é o concreto que possui uma armadura “frouxa”, sendo projetado de modo que os dois materiais atuem conjuntamente para resistir a esforços externos. Para Fusco (1976, p. 2), o concreto armado corresponde ao material estrutural obtido pela associação entre o concreto e a armadura passiva. O tipo de armadura empregada caracteriza o concreto estrutural. Usualmente, chama-se de concreto armado comum, ou simplesmente de concreto armado, ao concreto estrutural em que as armaduras não são pré-alongadas durante a construção da estrutura. Quando esse pré-alongamento é realizado de modo permanente, o concreto estrutural ganha o nome de concreto protendido (FUSCO, 2008, p. 13).

No tocante ao desempenho do concreto ao longo do tempo, o projeto da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2001) considerava a durabilidade um requisito de qualidade e a definia como a capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas. Já segundo a NBR 6118 (ABNT, 2007), a 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 sua elaboração. Para que a segurança subsista ao longo de toda vida útil prevista para a estrutura, é fundamental que sejam respeitadas as exigências de durabilidade que limitam a deterioração da estrutura provocada pela agressão do meio ambiente em que ela está inserida. Sendo assim, devem ser obedecidas as diretrizes estabelecidas para garantir a durabilidade das estruturas de concreto, bem como os critérios de projeto, ambos exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2007).

A durabilidade é de primordial importância na performance das estruturas de concreto, motivo pelo qual esta propriedade tem sido largamente discutida em congressos nacionais e internacionais e também constitui um dos temas mais estudados por técnicos e

pesquisadores da área de engenharia civil. Como a durabilidade das estruturas de concreto está condicionada ao ataque dos agentes agressivos, para que se possam adotar medidas preventivas nas fases de projeto e execução, é de suma importância o conhecimento prévio do comportamento do concreto quando sujeito à ação de processos destrutivos.

Ao se definir durabilidade, costuma-se incluir uma referência geral ao ambiente, uma vez que uma estrutura pode ser durável sob um conjunto de condições e não apresentar este mesmo comportamento sob outro conjunto. De acordo com o Comitê 201 do ACI (1991), a durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; ou seja, o concreto durável conservará a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao ambiente em que permanecerá. Este conceito foi adotado por vários pesquisadores, conforme se constata em obras publicadas por Soroka (1979), Scanduzzi e Andriolo (1986) e Ripper e Souza (2007). Segundo Neville (1997), um concreto é denominado durável quando é capaz de resistir às condições para que foi projetado, sem deterioração, por muitos anos.

Nenhum material é perfeitamente durável. Como resultado de interações ambientais, a microestrutura e, conseqüentemente, as propriedades dos materiais mudam com o passar do tempo. Admite-se que um material atingiu o fim de sua vida útil quando as suas propriedades, sob dadas condições, deterioram a tal ponto que a continuação do seu uso é considerada insegura ou antieconômica (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 122).

A concepção de uma construção durável implica a adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam à estrutura e aos materiais que a compõem um desempenho satisfatório ao longo da sua vida útil. Ultrapassando as questões ligadas à resistência mecânica propriamente dita, sendo as estruturas de concreto nada mais que pseudosólidos, em termos de sua durabilidade a palavra-chave é água (RIPPER; SOUZA, 2007, p. 19). Assim, a quantidade de água no concreto e a sua relação com a quantidade de ligante são os elementos básicos que irão reger características como: densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e grau de fissuração, além da resistência mecânica, que, em resumo, são os indicadores de qualidade do material – primeiro passo para a avaliação de uma estrutura como sendo durável ou não.

A outra face da durabilidade das estruturas de concreto é a agressividade ambiental, ou seja, a capacidade de transporte dos líquidos e gases contidos no meio ambiente para o

interior do concreto. Dessa forma, o estudo da durabilidade passa pela avaliação tanto da agressão ambiental quanto da “qualidade” do concreto e da estrutura e pela compatibilização que ocorre entre esses dois fatores.

A questão da vida útil das estruturas de concreto deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente. Deve também ser considerada como resultante de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo: concepção, planejamento, projeto, escolha de materiais e componentes, execução propriamente dita e, principalmente, durante a etapa de uso da estrutura. O estudo sobre esse tema envolve lidar com conceitos que se inter-relacionam. Ao se dedicar ao assunto, Possan (2010) complementou o estudo sobre essa interação estabelecendo uma evolução dos conceitos relativos ao projeto estrutural. A representação esquemática dessa evolução dos conceitos relativos ao projeto estrutural está indicada na Figura 2.1.

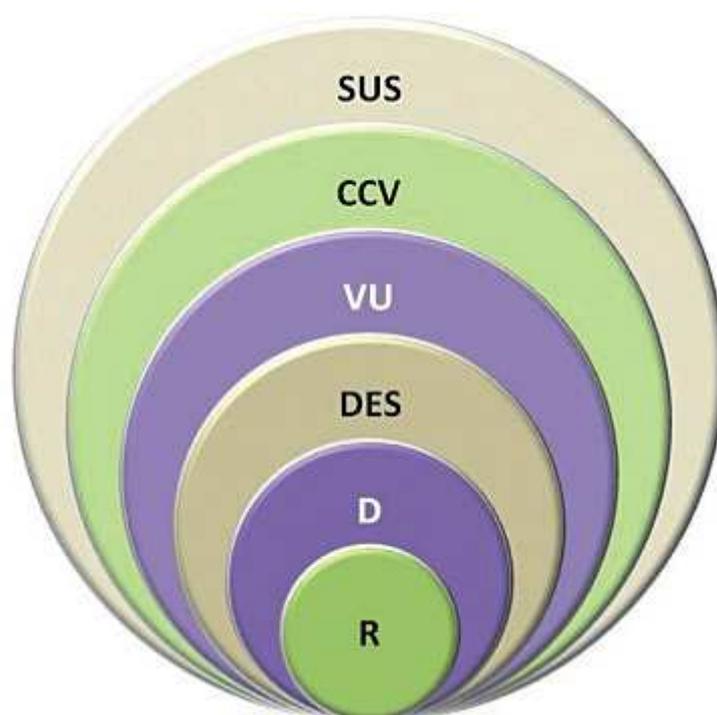


Figura 2.1 – Evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto em que R = resistência; D= durabilidade; DES = desempenho; VU = vida útil; CCV = custos do ciclo de vida; SUS = sustentabilidade
Fonte: Possan (2010).

Atualmente fatores como competitividade, custos e preservação do meio ambiente

estão impondo mudanças na maneira de se conceber estruturas, exigindo que estas sejam projetadas de forma holística, com base no seu ciclo de vida e nos custos associados à sua construção. A partir dos conceitos e procedimentos de análise dos custos durante o ciclo de vida das estruturas, vários estudos podem ser conduzidos a fim de viabilizar o projeto para a sustentabilidade.

Para estruturas de concreto armado que necessitam ter uma vida útil elevada, a redução da durabilidade provoca o aumento do consumo de matérias-primas, produção de poluentes, gastos energéticos e custos adicionais com reparos, renovação e manutenções das construções. Nesses casos, aumentar a vida útil, de uma maneira geral, mostra-se uma boa solução em longo prazo para a preservação de recursos naturais, redução de impactos, economia de energia e o prolongamento do potencial de extração das reservas naturais.

O surgimento do conceito de sustentabilidade provocou mudanças fundamentais no conceito do fazer engenharia (JOHN, 2011). A aplicação desse conceito demanda a incorporação de aspectos sociais e ambientais na matriz de decisão da engenharia, lado a lado aos aspectos de desempenho técnico e viabilidade econômica (ver Figura 2.2). A ideia permanente é, em cada situação ou obra específica, buscar o equilíbrio entre essas variáveis. Assim, a demanda por engenharia cresce, mas os graus de liberdade do engenheiro se reduzem, exigindo maior criatividade na busca de soluções.

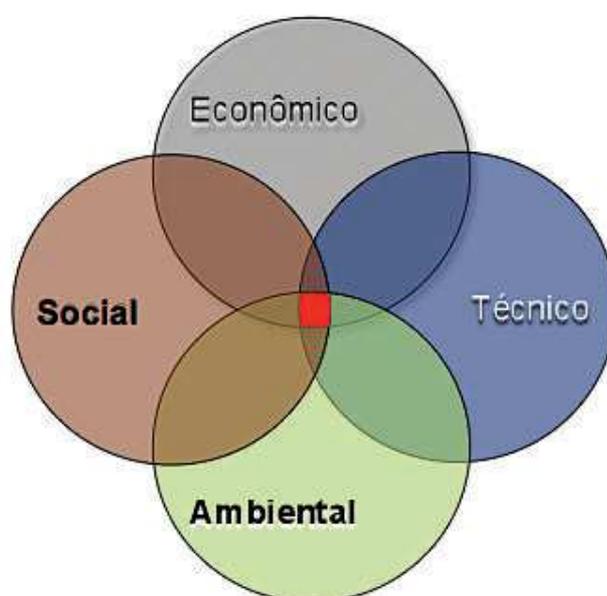


Figura 2.2 – As soluções sustentáveis atendem simultaneamente demandas sociais, ambientais e técnicas, inseridas na viabilidade econômica

Fonte: John (2011).

Outro aspecto importante concerne aos custos de intervenção na estrutura para se chegar a níveis de durabilidade e proteção aceitáveis. Esses custos crescem exponencialmente com o tempo decorrido desde a fase de projeto. Pode-se comparar a evolução desse custo ao de uma progressão geométrica de razão 5, conhecida por lei dos 5 ou regra de Sitter, representada na Figura 2.3.

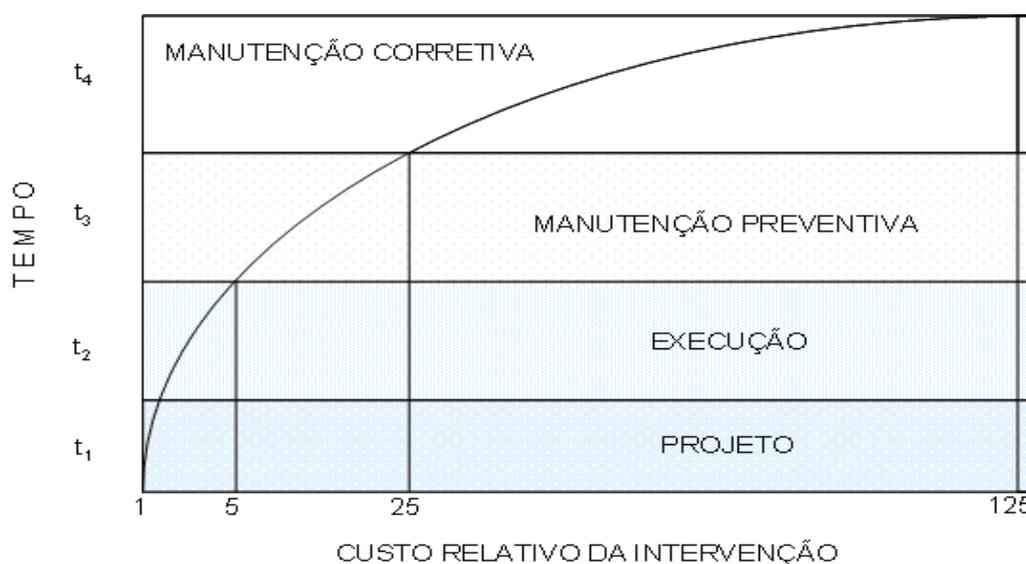


Figura 2.3 – Evolução dos custos de intervenção em função da fase da vida da estrutura
Fonte: Comitê CT 301 (2003, p.16).

O significado dessa “lei” pode ser compreendido a partir da descrição das formas das intervenções e do seu custo dependendo da fase em que ela ocorre:

- fase de projeto: toda medida tomada na fase de projeto com o objetivo de aumentar a proteção e a durabilidade da estrutura como, por exemplo, aumentar o cobrimento da armadura, reduzir a relação água/cimento do concreto ou aumentar a f_{ck} , especificar adição de sílica ativa, tratamentos protetores de superfície, dentre outras tantas medidas possíveis nesta fase. Tais ações implicam um custo que pode ser associado ao número 1 (um);
- fase de execução: toda medida extraprojeto adotada durante a fase de execução propriamente dita. Tomar uma medida nesta fase implica 5 (cinco) vezes o custo de adotar uma medida equivalente na fase de projeto para se obter o mesmo nível final de durabilidade ou vida útil da estrutura. Um exemplo típico é a decisão em obra de reduzir a relação água/cimento para aumentar a durabilidade. A mesma medida adotada na fase de projeto

permitiria o redimensionamento automático da estrutura, considerando um novo concreto com resistência à compressão mais elevada, de maior módulo de deformação e de menor fluência. Essas ações permitiriam reduzir as dimensões dos componentes estruturais, reduzir as formas, o volume e o próprio peso de concreto e as taxas de armadura. Essas medidas tomadas na execução, apesar de eficazes e oportunas do ponto de vista da vida útil, não podem mais proporcionar economia e otimização da estrutura;

- fase de manutenção preventiva: são as operações isoladas de manutenção como as pinturas frequentes, limpezas de fachadas sem beirais e sem proteções, impermeabilizações de coberturas e reservatórios mal projetados ou mal executados e outras necessárias para assegurar as boas condições da estrutura durante o período de sua vida útil. Podem custar 25 vezes o valor das medidas corretas adotadas na fase de projeto estrutural ou arquitetônico. Por outro lado, podem representar apenas 1/5 do valor a ser gasto com uma manutenção corretiva, caso se aguarde a estrutura apresentar problemas patológicos evidentes que requeiram esta forma de intervenção;

- fase de manutenção corretiva: corresponde aos trabalhos de diagnóstico, reparo, reforço e proteção das estruturas que já perderam sua vida útil de projeto e apresentam manifestações patológicas evidentes. A estas atividades pode-se associar um custo 125 vezes do que teria o custo das medidas que deveriam ter sido adotadas na fase de projeto para produzir o mesmo nível de durabilidade que possa ser estimado para a obra após uma intervenção corretiva.

A grande maioria das normas, como a NBR 6118 (ABNT, 2007), e dos regulamentos que tratam de projeto e de execução de obras de estruturas de concreto nas mais diferentes regiões do mundo foi concebida com a preocupação em estabelecer critérios que permitam aos responsáveis individualizar convenientemente modelos duráveis para as suas construções. Em geral essas normas definem classes de exposição das estruturas e de seus componentes, considerando principalmente os seguintes aspectos:

- corrosão de armaduras, sob efeito de carbonatação e/ou cloretos, por tipo de ambiente;
- ação do frio e/ou do calor, também por tipo de ambiente;
- agressividade química.

Para cada caso ou combinação de casos, as classes de exposição indicarão níveis de risco ou parâmetros mínimos a serem observados como condição primeira para que se consiga

uma construção durável. Assim, estarão definidos, dentre outros, os seguintes parâmetros:

- relação água/cimento;
- classes de resistência mínima do concreto;
- cobrimento mínimo das armaduras;
- método de cura.

Pretende-se então que, a partir destes limites, ou com a mínima observância a eles, o desempenho das estruturas (desde que atendidas às questões dimensionais) seja no seu todo satisfatório.

Embora considerando que adequadamente dosado, lançado e curado o concreto possua uma longa vida útil na maioria dos ambientes naturais ou industriais, falhas prematuras em estruturas de concreto realmente ocorrem. Elas proporcionam lições valiosas para o controle dos fatores responsáveis pela falta de durabilidade: por exemplo, a água, considerada um solvente universal, está envolvida em grande parte dos processos de deterioração. Em sólidos porosos como o concreto, a permeabilidade do material à água habitualmente está ligada à sua degradação. Deve-se ressaltar que, na maioria das vezes, o conhecimento sobre os processos físico-químicos responsáveis pela deterioração do concreto é originado de experiências efetuadas em campo, devido à dificuldade de simular em laboratório a combinação das condições de longa duração normalmente presentes na vida real (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007) possui no seu item 6, referente às diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto, dentre outras, as seguintes prescrições:

- As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.
- A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização, devendo no mínimo, ser seguido o que estabelece a NBR 12655, notadamente as disposições do seu item 25.4 em relação às condições de uso, inspeção e manutenção.
- Exige que sejam considerados na elaboração do projeto das estruturas de concreto, no mínimo, os seguintes mecanismos de envelhecimento e deterioração:

a) relativos ao concreto – lixiviação por águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas; expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos; expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos e, por fim, reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica;

b) referentes às armaduras – despassivação por carbonatação (ação do gás carbônico da atmosfera) e despassivação por elevado teor de íon cloro (cloreto);

c) pertinentes à estrutura propriamente dita – aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

- A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A agressividade ambiental pode ser avaliada, simplificada, através das condições de exposição da estrutura ou de suas partes. Para um projeto de estruturas correntes, exige-se que ela seja classificada de acordo com o apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classes de agressividade ambiental

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 micro clima 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 de 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, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (2007).

É interessante salientar que a NBR 6118 (ABNT, 2007) não exige que o projetista avalie a agressividade do meio ambiente utilizando exclusivamente os dados da Tabela 2.1, uma vez que lhe permite considerar uma classe de agressividade menos branda, desde que ele possua dados específicos do ambiente em que será construída a estrutura. Esse conhecimento é bastante útil para diferenciar as áreas submetidas a uma agressividade moderada daquelas expostas a uma maior agressividade, como ocorre em cidades marítimas. A névoa salina contém sulfatos de cálcio e magnésio e cloretos de magnésio e sódio, dentre outros compostos. Essa composição exerce uma ação química e física na superfície do concreto, permitindo a penetração de sais expansivos que provocam tensões levando-o à desagregação. Como consequência, as armaduras sofrem o efeito da corrosão, agravado pela presença de cloretos na névoa salina (STORTE, 1991, p. 38-41). Observa-se também que considerar o ambiente urbano como sendo de agressividade moderada, com pequeno risco de deterioração da estrutura, como recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2007), é altamente discutível para as grandes regiões metropolitanas, onde a agressividade da poluição atmosférica é uma realidade que não pode ser ignorada.

No item 7.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2007), relativo à qualidade do concreto de cobertura, consta que os parâmetros mínimos, a serem definidos em projeto, devem ser estabelecidos a partir dos ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade frente ao tipo e nível de agressividade. Na impossibilidade da realização desses ensaios, e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, é permitido adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 2.2. Uma análise dos dados contidos nesta Tabela indica que não há citação, em termos de nota, acerca da possibilidade do aumento da relação água/cimento para os casos em que houver emprego de adições como, por exemplo, a microsilica.

Tabela 2.2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de Agressividade (Tabela 2.1)			
		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 (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

1) O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR12655.
2) CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
3) CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (2007).

No caso de o projeto estrutural não estabelecer esses parâmetros (relação água/cimento máxima e classe mínima de resistência), e havendo emprego de concreto dosado em central, cabe ao construtor estabelecê-los de modo que o pedido contemple também os requisitos de durabilidade.

Consta também na referida norma que as influências ambientais necessitam ser previstas e estipuladas em conjunto, pelo autor do projeto estrutural e o contratante antes da elaboração do projeto. Destaca-se que a NBR 6118 (ABNT, 1982) exigia apenas a adoção de cuidados especiais visando garantir a boa durabilidade, não definindo a quem cabia essa responsabilidade. Contudo, segundo a NBR 12655 (ABNT, 2006), cabe ao profissional responsável pelo projeto estrutural especificar os requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e dos elementos pré-moldados, durante sua vida útil, inclusive a classe de agressividade adotada em projeto (ver Tabelas 2.1 e 2.2). Em razão de a durabilidade das estruturas ser altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura, a NBR 6118 (ABNT, 2007) estabelece uma correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (com tolerância de execução de 10 mm), conforme mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (com tolerância de execução de 10 mm)

Tipo de Estrutura	Componente ou Elemento	Classe de Agressividade (Tabela 2.1)			
		I	II	III	IV 3)
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

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

2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por dados constantes no item 7.4.7.5 da referida norma, respeitando um cobrimento nominal maior ou igual a 15mm.

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

Fonte: NBR 6118 (2007).

Na Figura 2.4 são apresentadas as espessuras de cobrimento máximos e mínimos

recomendados por distintas normas, e na Tabela 2.4, as espessuras de cobrimento mínimo dadas pela EH-91 (1991 *apud* ANDRADE, 1992).

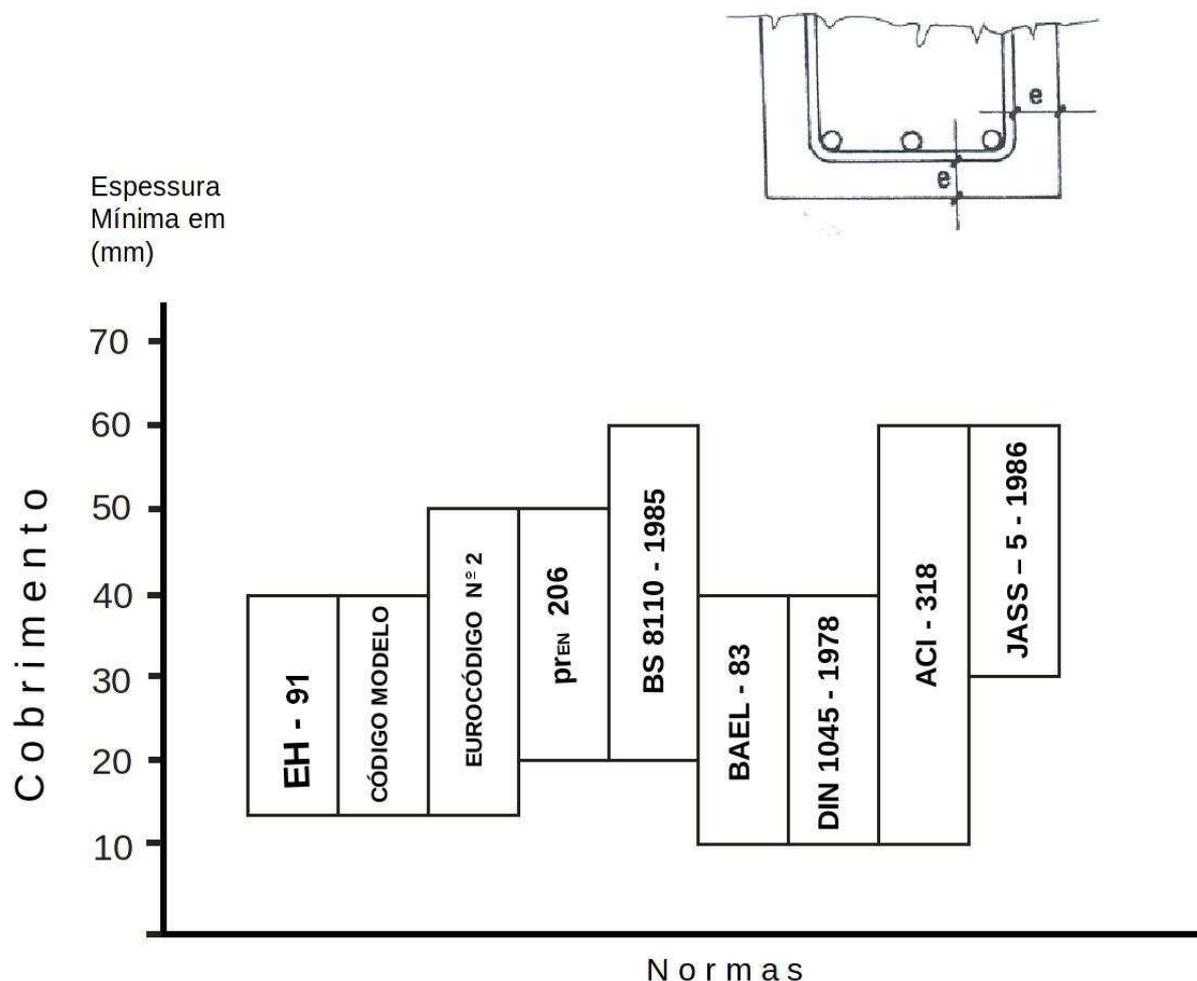


Figura 2.4 – Valores de espessura de cobrimento mínimo de armaduras, conforme várias normas

Fonte: ANDRADE, 1992 (Modificado).

Nota: conforme as seguintes normas: a) EH-91: Espanha, b) Código Modelo: CEB, c) Eurocódigo n°2: Comunidade Económica Européia, d) pr EN 206-CEN, e) BS 8810: Inglaterra, f) BAEL: França, g) DIN: Alemanha Federal, h) ACI: USA e i) JASS: Japão.

- Comisión Permanente del Hormigón - Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-88.
- CEB - Comité Euro-Internacional du Béton.
- pr EN 206 - Proyecto Européen de Normalization (Mercado Comum Europeu). Performance, production, mise em oeuvre et critères de conformité.
- BS 8110 - British Standard (Inglaterra). Structural use of concrete.
- BAEL - Bureau (França). Règle Technique de conception et de Calcul des Duvrages et Construction en Béton Armé Suivant la Méthode des Etats Limites. AFNOR - Association Française de Normalization.
- DIN - Deutsches Institut für Normung (Alemanha). Beton und Stahlbeton bemessung und aus führung.
- ACI 1045 - American Concrete Institute (Estados Unidos da América). Building code requirements for reinforced concrete.
- JASS - Japan Architectural Society (Japão).

Tabela 2.4 – Cobrimentos mínimos, em milímetros, conforme a norma EH-91

Condições ambientais da estrutura	Elementos em geral			Lâminas: peças com faces protegidas; peças pré-fabricadas		
	fck < 25	25 ≤ fck < 40	fck ≥ 40	fck < 25	25 ≤ fck < 40	fck ≥ 40
I - Interior de edifícios - Exteriores com umidade	20	15	15	15	15	15
II - Exteriores normais - Contato com águas normais	30	25	20	25	20	20
III - Atmosfera marinha ou industrial - Contato com o terreno - Contato com águas salinas ou ligeiramente ácidas	40	35	30	35	30	25

Cobrimentos mínimos em mm. Os valores de fck estão em MPa.

Fonte: Andrade (1992, p. 42).

Ainda de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2006), a fim de proteger as armaduras do concreto, o valor máximo da concentração de íons cloreto no concreto endurecido, considerando-se a contribuição de todos os componentes do concreto no aporte de cloretos, não deve exceder os limites estabelecidos na Tabela 2.5. Esta norma estabelece o emprego do procedimento da ASTM C 1218 para a realização de ensaios que determinem o teor de íons cloreto solúveis em água.

Tabela 2.5 – Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl ⁻) no concreto, % sobre a massa de cimento
Concreto protendido	0,005
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

Fonte: NBR 12655 (2006).

Caso um concreto com amadura seja exposto a cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sal, água salgada, água do mar ou respingos ou borrifação desses três agentes, os requisitos mencionados na Tabela 3 da NBR 12655 (ABNT, 2006) para a relação água/cimento e a resistência característica à compressão do concreto devem ser satisfeitos. Além disso, não é permitido o uso de aditivos contendo cloretos em sua composição em estruturas de concreto armado ou protendido.

Segundo Cánovas (1988, p. 139), a patologia é uma consequência da falta de qualidade no projeto, na execução ou na conservação e manutenção da obra. Segundo o Comitê Técnico CT-301 (2003, p. 21), uma diretriz geral encontrada na literatura técnica orienta que a durabilidade da estrutura de concreto seja determinada por quatro fatores identificados como regra dos 4C:

- Composição ou traço do concreto;
- Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- Cura efetiva do concreto na estrutura;
- Cobrimento ou espessura do concreto de cobrimento das armaduras.

Levando-se em conta os requisitos referentes à correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto exigidos pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007), deve-se acrescentar o fator identificado como “classificação ambiental” a essa lista, que passaria, então, a ser denominada regra dos 5C.

Como a durabilidade envolve uma série de fatores pertinentes ao concreto, a não obtenção de um concreto durável está intimamente associada ao projeto estrutural, às características internas do próprio concreto e às condições de sua exposição. Sendo assim, pode-se afirmar que a durabilidade é influenciada pelos seguintes fatores:

- a) projeto estrutural;
- b) características dos materiais constituintes do concreto;
- c) composição do concreto;
- d) etapas de fabricação do concreto;
- e) condições de exposição das estruturas de concreto armado e principais agentes de sua deterioração.

2.2 FATORES AMBIENTAIS QUE AFETAM A DURABILIDADE DO CONCRETO

Dentre o conjunto mais recente de recomendações para a instituição de normalizações regionais sobre o assunto, destaca-se o Guia para Projeto de Estruturas de Concreto Duráveis, editado pelo CEB, em 1992 (Boletim nº 183), que apresenta, já em seu texto introdutório, um quadro definidor do conjunto de inter-relações entre os diversos fatores que influem na durabilidade e no desempenho resultante de uma estrutura. A Figura 2.5 resume os vários parâmetros relacionados com os critérios para obtenção de uma estrutura durável.

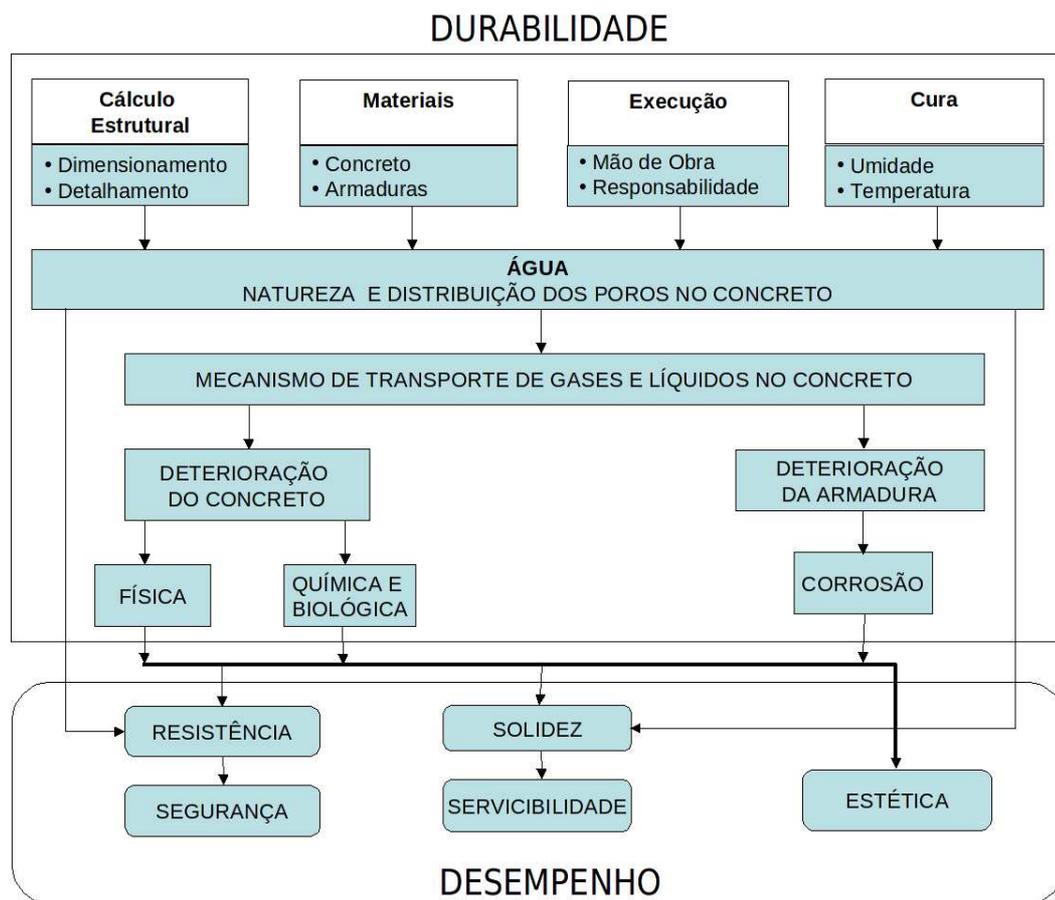


Figura 2.5 – Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho mecânico e funcional

Fonte: CEB, Boletim nº 183 (1992).

A partir de uma análise desta figura, infere-se facilmente que, supondo-se serem adequados os requisitos de resistência, a durabilidade de uma estrutura depende da

combinação dos agentes ambientais (temperatura, umidade, chuva, vento, salinidade e agressividade química ou biológica) transportados para a massa de concreto, assim como da resposta do concreto à ação desses agentes combinados. A água (ou umidade) é o principal elemento nesse conjunto de inter-relações.

Para saber qual o comportamento de uma estrutura de concreto armado é necessário conhecer o meio ambiente onde ela está inserida, pois a interação da estrutura com o meio pode fazer com que um concreto devidamente especificado e executado tenha sua vida útil reduzida significativamente. Segundo Lima (2011), ao se estudar a durabilidade e degradação das estruturas de concreto, deve-se observar os aspectos a seguir descritos.

2.2.1 Dimensões do clima nos estudos de durabilidade

Alguns autores, por exemplo, Lamberts, Dutra e Pereira (1997), em seus estudos de durabilidade, classificam os climas em microclima, mesoclima e macroclima. Outros, por exemplo, Mattsson (1979), em clima regional, clima local e clima no entorno da edificação, considerando que essas classificações se referem sempre à proximidade da edificação. Pode-se ter uma ideia das dimensões do clima relacionadas a essas classificações a partir das informações da Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Classificação do clima quanto à dimensão do ambiente em que está inserida a estrutura

Clima	Extensão horizontal	Extensão vertical
Macroclima ou clima regional	(1 a 200) km	1 m a 100 km
Mesoclima ou clima local	100 m a 10 km	0,1 m a 1 km
Microclima ou clima no entorno da edificação	(0,01 a 100) m	(0,01 a 10) m

Fonte: Adaptado de Duracrete (1999).

Vale ressaltar que a maioria dos estudos sobre clima utiliza dados oriundos de estações meteorológicas, ou seja, com a adoção do macroclima. Empregam-se variáveis de clima em grande escala, por exemplo, a temperatura, e se consideram enormes áreas e períodos de tempo grandes. Assim, por não se levar em conta o clima no entorno da edificação ou estrutura, são obtidos modelos pouco precisos, pois é o microclima que rege os processos de degradação envolvidos com a durabilidade do concreto.

2.2.2 Considerações sobre o clima brasileiro

O Brasil está localizado entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, com predominância dos climas tropical e equatorial. Por essa razão, ao contrário do que ocorre na Europa e nos países norte-americanos, no Brasil as temperaturas médias anuais são bastante elevadas. Além disso, nosso país tem dimensões continentais, apresentando diversidade de clima e variáveis ambientais de comportamento bastante complexo. Vale observar outro aspecto que influencia os estudos que envolvem variáveis ambientais: a grande extensão litorânea brasileira, onde grande parte de nossas cidades está situada e que também está subdividida em várias faixas climáticas. Pela classificação de Köppen (*apud* LIMA, 2011), em que são considerados a sazonalidade e os valores médios anuais e mensais da temperatura do ar e da precipitação, o Brasil apresenta seis grandes regiões climáticas, onde predominam os climas tropical e equatorial. Além dessa classificação, pode-se dizer que, mesmo nas zonas apresentadas na Figura 2.6, existem comportamentos diferenciados. As seis grandes regiões correspondem aos seguintes códigos: Af (clima equatorial úmido), Am (clima tropical monçônico), Aw (clima tropical com chuvas no verão), BSh (clima semiárido quente), Cf (clima subtropical superúmido) e Cw (clima temperado úmido com inverno seco).

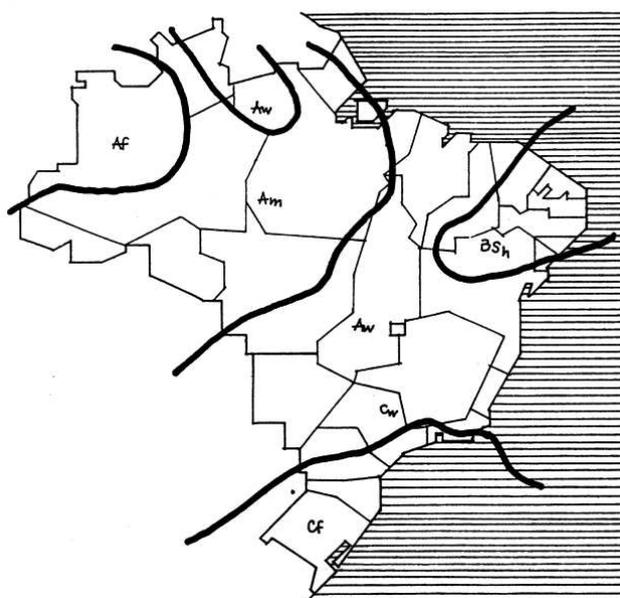


Figura 2.6 – Grandes zonas climáticas brasileiras
Fonte: Mascaró (1985).

O clima da cidade de Salvador é tropical caracterizado por altas temperaturas, alta umidade e precipitação em cada mês do ano, sem estação seca, mas com níveis elevados de precipitações no inverno e uma quantidade menor de chuva no verão. Na capital baiana, caem, em média, 2000 mm de chuva por ano. Os meses mais chuvosos são entre abril e julho, com médias mensais superiores a 200mm, com picos superiores a 300mm por mês em abril e maio, enquanto os outros meses do ano, embora com valores elevados de chuva, todos acima de 100mm por mês, são proporcionalmente menos chuvosos. As temperaturas são constantes ao longo do ano, sendo que as temperaturas máximas médias variam entre 30°C nos meses de verão (dezembro-março) e 26°C nos meses de inverno (junho-agosto), enquanto as temperaturas mínimas médias variam entre 21°C no inverno e 24°C no verão. As temperaturas são arrefecidas pelo sopro constante da brisa do mar.

A cidade de Salvador tem uma média de quase 2400 horas de sol por ano. A temperatura da água do mar varia durante o ano entre 28°C e 25°C. Os bairros litorâneos, fora da Baía de Todos os Santos, como a Pituba, Praia do Flamengo, recebem fortes ventos vindos do mar.

2.2.3 Parâmetros meteoro-químicos

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de forma a fornecerem, durante sua vida de serviço, condições adequadas de uso e de segurança aos que delas se utilizam.

Quando se considera a vida útil de uma estrutura de concreto, as condições ambientais às quais essa estrutura está exposta são tão importantes quanto as suas propriedades mecânicas. Os parâmetros que influenciam na degradação das estruturas de concreto, tanto protendidas quanto armadas ou não armadas, são: temperatura, umidade relativa do ar, vento, poluição, agressividade da água, entre outros. Almusallam (2001) afirma, por exemplo, que a temperatura do ar, a sua umidade relativa e a velocidade do vento afetam as propriedades tanto do concreto fresco quanto do concreto endurecido. Temperatura elevada e baixa umidade relativa aceleram a retração plástica do concreto. Devido ao fenômeno de retração, surgem tensões que geram fissuras que degradam o concreto, principalmente por permitirem a penetração de oxigênio e de umidade no material, dando origem, por exemplo, à corrosão das armaduras. Além da temperatura ambiente, deve-se considerar ainda a ação do

vento e a radiação solar que, conjuntamente, influenciam na variação de temperatura no interior do concreto, motivo pelo qual se deve estudar sempre o efeito sinérgico, combinado, desses agentes.

A seguir serão apresentadas algumas considerações sobre os parâmetros ambientais que interferem na durabilidade das estruturas de concreto.

2.2.3.1 Temperatura

Sabe-se que em temperaturas mais elevadas a velocidade de degradação acontece de forma mais rápida, motivo pelo qual se destaca a relevância deste parâmetro meteorológico. Conforme Cascudo (1999) a temperatura apresenta um papel duplo em relação à corrosão. Se por um lado seu incremento promove um aumento da velocidade de corrosão e da mobilidade iônica, por outro, sua diminuição pode promover condensações, nas quais pode produzir incrementos locais no teor de umidade.

Segundo GEHO-CEB (1993), um aumento na temperatura de 10°C dobra a velocidade das reações ligadas à deterioração do concreto armado. Esse fator faz com que os ambientes tropicais sejam consideravelmente mais agressivos que os climas do norte da Europa, por exemplo. Entretanto, segundo López, González e Andrade (1993), em geral, para ambientes secos, a expectativa de vida das estruturas aumenta com o aumento da temperatura devido à perda do eletrólito, dificultando a corrosão em grande extensão que é propiciada pela temperatura. Portanto, o efeito da temperatura não pode ser considerado isoladamente, tendo de ser relacionado com a umidade relativa do meio ambiente e o grau de saturação dos poros do concreto.

2.2.3.2 Amplitude térmica

Segundo Lima e Morelli (2003), as variações térmicas do ambiente exercem influência nos processos físicos e químicos de degradação das estruturas de concreto. O clima brasileiro apresenta elevadas temperaturas médias anuais e consideráveis amplitudes térmicas mensais, como se observa nos mapas das Figuras 2.7 e 2.8, respectivamente, fatos que exercem grande influência no processo de degradação das obras em concreto.

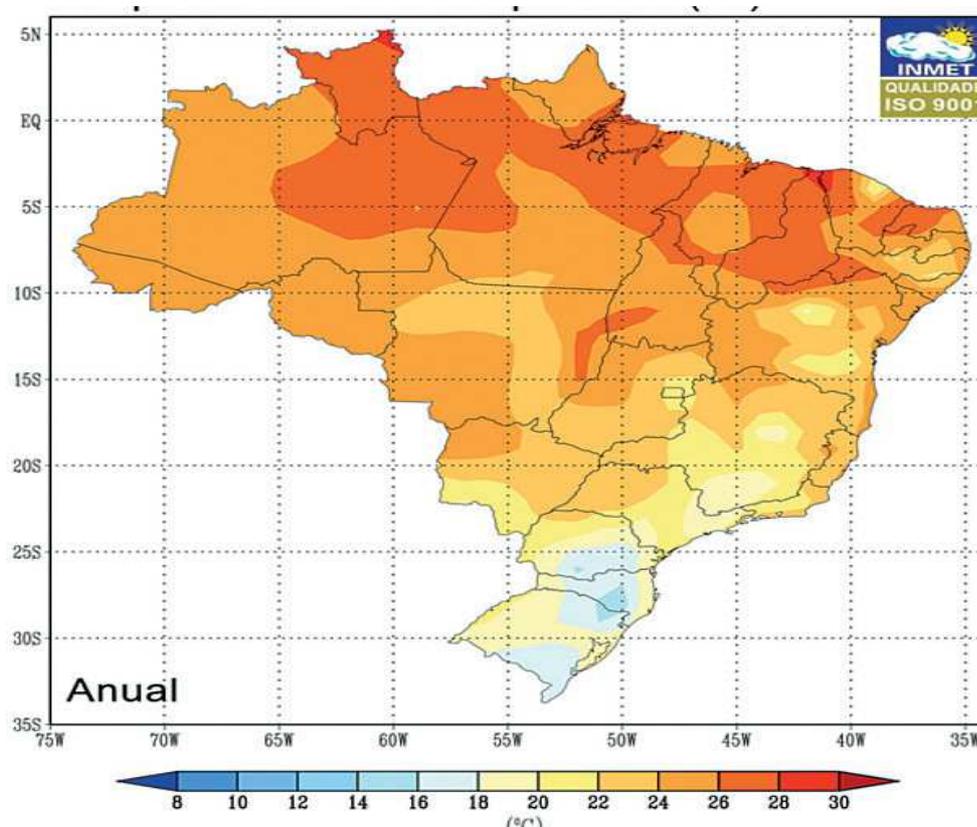


Figura 2.7 – Mapa brasileiro de temperatura média anual – período 1961 a 1990 (normais climatológicos) – Temperatura média compensada
 Fonte: adaptado de Instituto Nacional de Meteorologia (2011a).

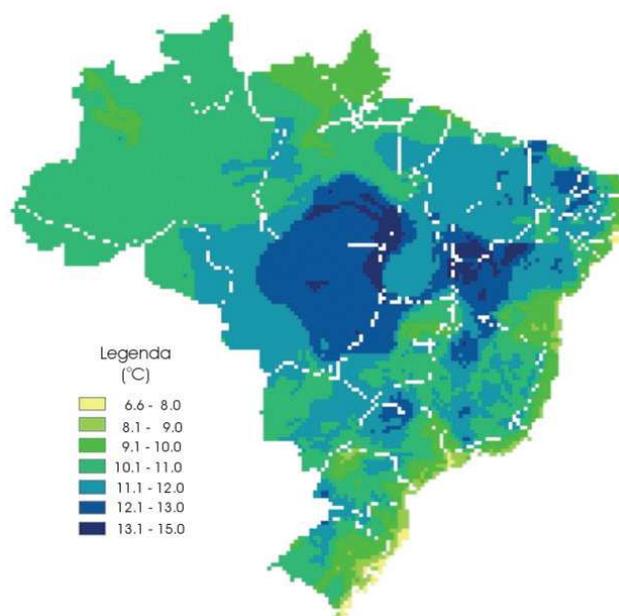


Figura 2.8 – Amplitude térmica mensal média registrada no período 1931 a 1990
 Fonte: adaptado de Lima e Morelli (2003).

A maior parte dos estudos publicados sobre fissuras por variação térmica remete ao tema variação térmica interna, devido ao calor de hidratação do cimento e às dificuldades na sua dissipação, em especial em concreto massa, como o que é utilizado na execução de barragens.

O concreto de cimento Portland apresenta algumas características que o tornam mais susceptível à ação da variação de temperatura externa, tais como: a sua baixa resistência à tração e o tipo de ruptura que apresenta. Quando submetido a esforços de tração, mostra um comportamento de ruptura frágil. Esse comportamento está associado às características da própria matriz de cimento hidratado e à zona de transição entre o agregado graúdo e a pasta.

A variação da temperatura de uma estrutura é causada pela variação de temperatura da atmosfera e pela insolação direta. Depende ainda do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007) parte do princípio de que essa variação de temperatura tenha uma distribuição uniforme ao prescrever determinados valores médios para esse parâmetro. De maneira genérica, a referida norma admite a possibilidade de serem adotados os seguintes valores:

- a) para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10 °C a 15 °C;
- b) para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, exige-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;
- c) para elementos estruturais, cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

As variações térmicas diárias, mensais e anuais são bastante significativas. No entanto, a matriz endurecida não tem capacidade de absorver deformações causadas por essas variações – especialmente as mensais e anuais (mais relevantes) – devido à baixa condutividade térmica do concreto.

A relação água/cimento, a proporção entre os materiais, o tipo de cimento e a cura são fatores intrínsecos que interferem no comportamento dos concretos e das estruturas com eles construídas. Os efeitos da amplitude térmica são sentidos nos processos físicos de degradação, uma vez que estes, estando relacionados a mecanismos de fissuração do concreto, interferem na sua capacidade de absorver as deformações provocadas pelas variações de

temperatura.

As propriedades térmicas do concreto são de muita importância no desempenho de estruturas a longo prazo, assim desconhecer essas particularidades pode resultar em danos de algum tipo sobre as peças estruturais, como fissuras de origem térmica (ISAIA, 1985). O comportamento estrutural ante aos diferenciais térmicos depende do tamanho das peças, pois se estabelece um gradiente de temperatura entre o concreto e o meio ambiente. Nos casos correntes, a resposta do concreto não ocorre na mesma velocidade que as variações ambientais acontecem, de modo que o efeito da variação de temperatura sobre uma estrutura depende da diferença entre os valores extremos, as temperaturas normais diárias máxima e mínima, e não dos máximos absolutos instantâneos. A Figura 2.9 mostra o efeito de diferentes velocidades de vento na distribuição da temperatura em uma estrutura exposta. Conforme se pode observar, quanto maior for a velocidade do vento menor será a propagação da temperatura, da superfície do concreto para o seu interior.

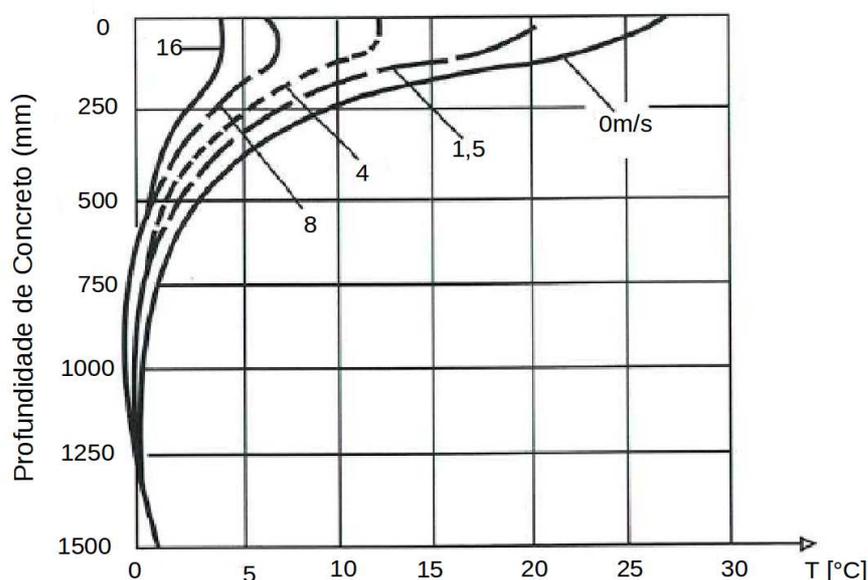


Figura 2.9 – Influência da velocidade do vento na distribuição da temperatura em uma estrutura exposta

Fonte: adaptado de CEB *apud* Dal Molin (1988).

Outro fator que influencia significativamente na ação da temperatura em estruturas de concreto é a radiação solar. A dimensão dessa influência depende de propriedades relacionadas com o próprio material, tais como: calor específico, massa específica aparente, coeficiente de condutividade térmica, absorvância e emitância da superfície do componente

(DAL MOLIN, 1988).

O coeficiente de dilatação térmica do concreto (α) é da ordem de 10^{-5} , ou seja, $10\mu\text{m}$ por metro e grau centígrado. Esse valor sofre influências significativas se a variação de temperatura for acompanhada de variação na umidade relativa da atmosfera (JOISEL, 1975, p. 54). Além dos fatores ambientais, as fissuras provocadas pela ação da temperatura dependem do grau de vinculação dos elementos que compõem a estrutura e da contração térmica provocada.

2.2.3.3 Chuva, umidade relativa e tempo de superfície úmida

A maior ou menor incidência de chuvas e a umidade relativa do ambiente comandam a presença e disponibilidade de água para que as reações de degradação possam acontecer. Nas Figuras 2.10 e 2.11, são apresentadas, respectivamente, a precipitação acumulada anual das chuvas e a distribuição da umidade relativa do ar média anual ocorridas no território nacional no período de 1961 a 1990.

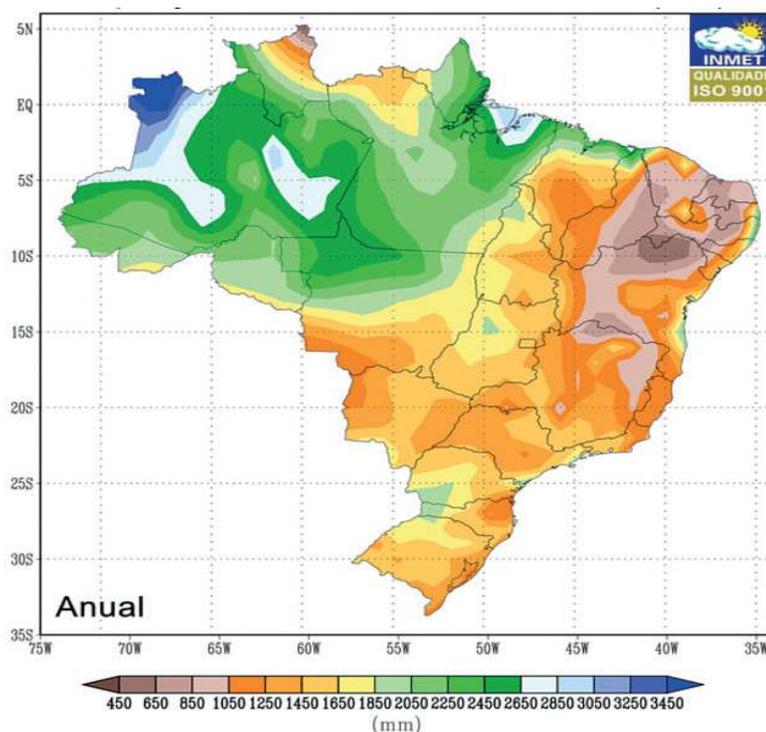


Figura 2.10 – Mapa brasileiro de precipitação acumulada anual
Fonte: adaptado de Instituto Nacional de Meteorologia (2011b).

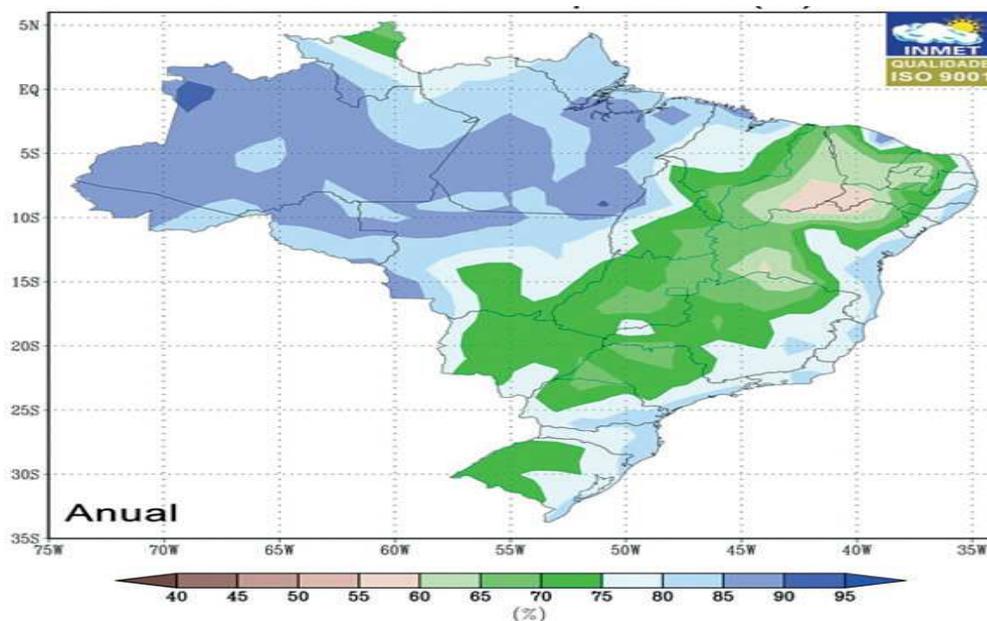


Figura 2.11 – Mapa brasileiro de umidade relativa média anual (umidade relativa do ar compensada)
Fonte: adaptado de Instituto Nacional de Meteorologia (2011c).

A disponibilidade de água nos poros do concreto também está associada com os mecanismos de transporte que regem as trocas com o meio ambiente e a disponibilidade de água livre para participar e propiciar as reações de degradação. Esses mecanismos de transporte fazem com que constantemente a estrutura troque água e substâncias com o meio ambiente.

A Figura 2.12 mostra que a umidade relativa interna do concreto apresenta bem menos oscilações do que a umidade relativa externa. A presença de umidade no interior dos poros interfere, por exemplo, na velocidade de corrosão das armaduras, uma vez que este fenômeno é eletroquímico e necessita de água para que os íons possam se movimentar e gerar correntes de corrosão.

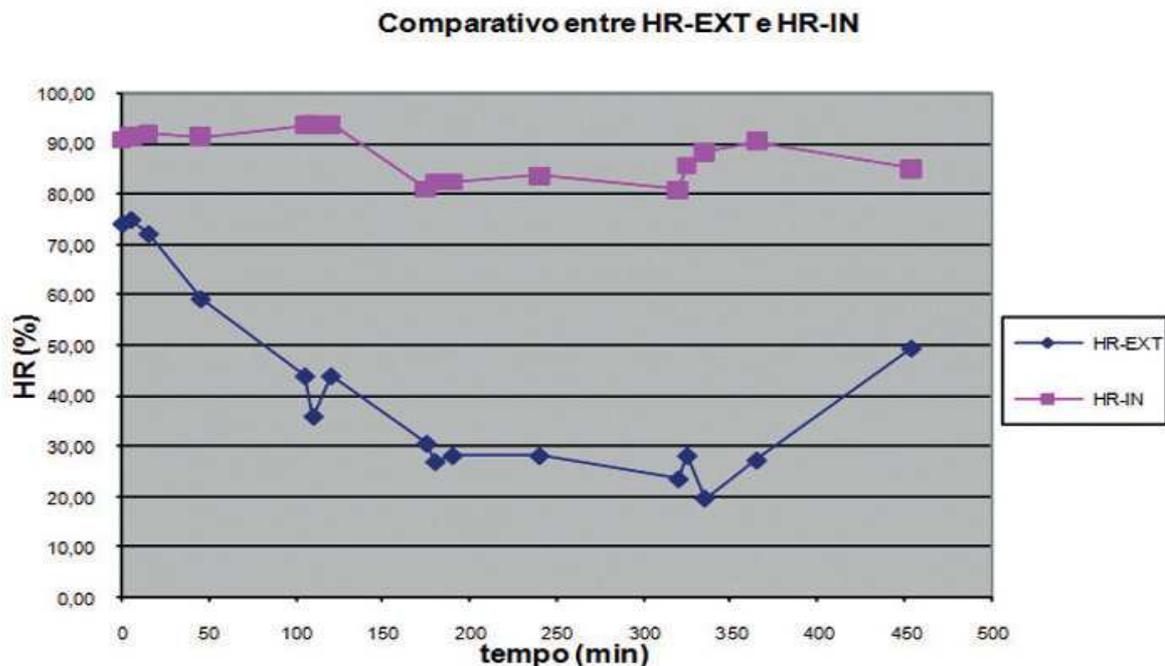


Figura 2.12 – Comparativo entre a umidade relativa externa e interna durante um dia de monitoração

HR-EXT = umidade relativa externa (do ambiente) e HR-IN = umidade relativa interna (medida no interior do concreto).

Fonte: Lima (2011).

A disponibilidade de água nos poros, em condições distintas de imersão, está relacionada com o “tempo de superfície úmida”, ou seja, o tempo em que há presença de água líquida na superfície dos poros de concreto. A permanência dessa água líquida, por sua vez, depende da relação que se estabelece entre distintas variáveis, tais como: umidade relativa do ar, temperatura e pressão de vapor de água, conforme Lima (2011, p. 744).

2.2.3.4 Chuva ácida

Os ambientes urbano e industrial lançam na atmosfera uma série de compostos que, dependendo das condições, se precipitam de forma seca ou úmida na superfície das construções. A chuva ácida é resultante da combinação dos gases existentes na poluição atmosférica com o hidrogênio presente na atmosfera sob a forma de vapor de água. Juntamente com os gases produzidos por fábricas e motores, são liberados para a atmosfera óxidos de enxofre, os quais reagem com o vapor de água produzindo ácido sulfúrico (H_2SO_4), que é diluído na água da chuva e dá origem à chuva ácida. A chuva ácida apresenta um pH

entre 4,5 e 2,2; enquanto o pH da curva normal é da ordem de 5. As águas de chuva ficam carregadas de compostos agressivos (principalmente de ácido sulfúrico), que, ao atingirem as estruturas de concreto, provocam a sua degradação (principalmente dissolução da matriz). A Figura 2.13 mostra o aspecto de um concreto provavelmente degradado por chuva ácida. Vale salientar, contudo, que o *spray* marinho tende a neutralizar a acidez das chuvas. Segundo Campos (1995, p. 176), experimentos efetuados em 1987 mostraram que, em média, 18% da acidez das chuvas que incidiram no bairro de Ondina, em Salvador, naquele ano, foram neutralizados pelo *spray* marinho.

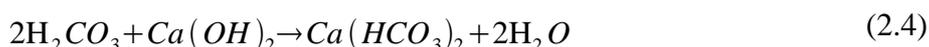


Figura 2.13 – Aspecto de um concreto que pode ter sido degradado por chuva ácida, mostrando a degradação da matriz de cimento e expondo completamente os agregados
Fonte: Meira *apud* Lima (2011).

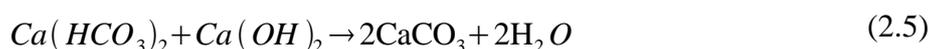
Convém destacar que a água da chuva normalmente apresenta anidrido carbônico, CO_2 , livre que é dissolvido dando origem ao ácido carbônico como está indicado na Equação 2.1. Observa-se que este ácido se dissocia e origina os íons H^+ , responsáveis pela acidez da solução aquosa, e íons HCO_3^- que produzem os íons H^+ e CO_3^{2-} para formarem os carbonatos, conforme as equações Equações 2.2 e 2.3.



Durante a hidratação do cimento, a cal livre se liberta da pasta endurecida em forma de hidróxido de cálcio, Ca(OH)_2 , cuja quantidade aumenta com a maior porosidade do concreto (OLIVEIRA, 2002). Parte desse hidróxido reage com o ácido carbônico contido nas águas de chuva, originando o bicarbonato solúvel, conforme a Equação 2.4.



Na etapa seguinte, o bicarbonato solúvel formado se combina com o hidróxido de cálcio do cimento hidratado produzindo o carbonato insolúvel, de acordo com a Equação 2.5.



Quando da ação de chuva ácida em concretos não protegidos, o anidrido carbônico presente na água dissolve o carbonato de cálcio formado, conforme mostrado na Equação 2.6, dando origem novamente ao bicarbonato solúvel, e mais uma vez ocorre a reação contida na Equação 2.4, cujo processo continuará até a degradação total dessa estrutura.



2.2.3.5 Vento

A incidência do vento nas edificações depende de uma série de fatores, que compreendem o formato da edificação, sua altura e as condições do entorno. Nas grandes cidades, em muitas situações, tem-se a formação de corredores, que aumentam a incidência do vento em algumas estruturas. A construção de um edifício pode alterar completamente as condições existentes de incidência de vento. Com isso, tem-se alteração também da incidência de chuvas e da deposição de partículas, influenciando, portanto, na formação de microclimas.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Esta especificação foi elaborada considerando-se também os trabalhos realizados na década de 1970 (RIERA; PADARATZ, 1976). A Figura 2.14 mostra o mapa utilizado para

dimensionamento de estruturas e edificações.

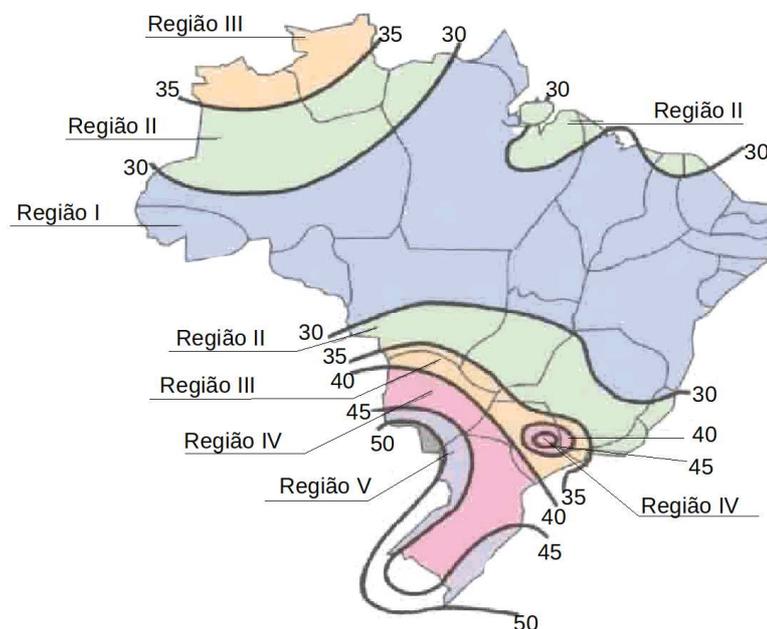


Figura 2.14 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) (ABNT, 1988)
Fonte: NBR 6123 (1988).

2.2.3.6 Poluentes

A presença de substâncias agressivas na atmosfera é um fator muito importante a ser considerado quando se trata da degradação das estruturas de concreto causada por fatores ambientais. Entre essas substâncias, destacam-se, o dióxido de carbono (CO_2) e as partículas sólidas. O dióxido de carbono presente na atmosfera é um dos principais fatores desencadeantes do processo de carbonatação do concreto e da conseqüente corrosão das armaduras, conforme descrito no item 2.6.3 deste trabalho. Vale salientar que a presença de poluentes pode propiciar ambientes bastante distintos entre peças de uma mesma estrutura.

2.2.3.7 Insolação

As radiações presentes na luz solar (insolação), por si só, não afetam as estruturas de concreto. No entanto, associada com outros agentes: temperatura, umidade e vento, essas

radiações podem interferir, por exemplo, na temperatura no interior das peças estruturais. Outro aspecto que deve ser considerado diz respeito aos sistemas de proteção das estruturas de concreto (vernizes, silicões, tintas), que sofrem degradação direta com a incidência da radiação solar.

O mapa apresentado na Figura 2.15 mostra que o Brasil é um país com alta incidência solar, ou seja, com presença do sol por um número bastante alto de horas.

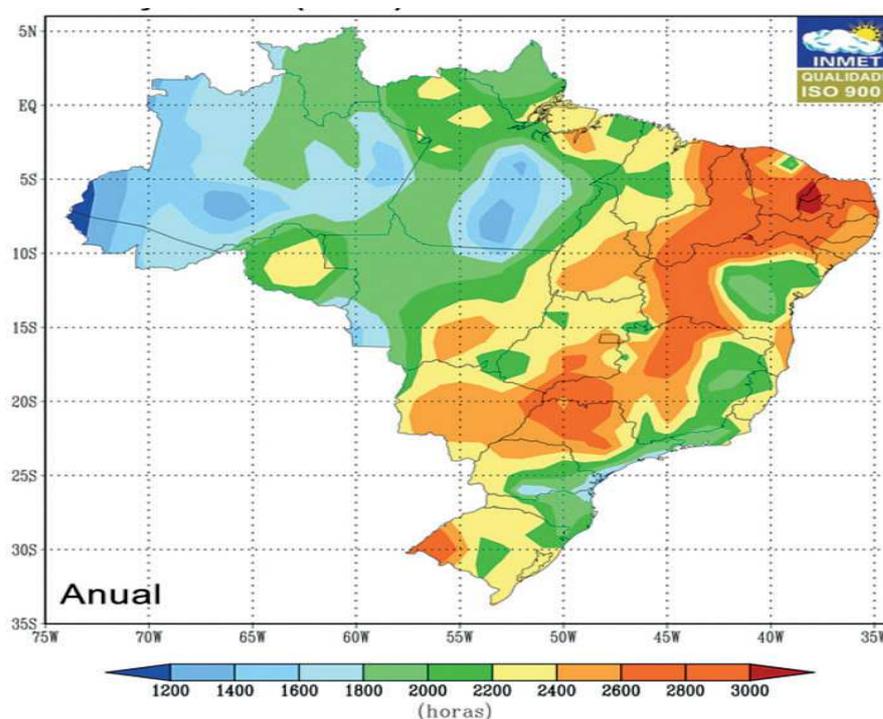


Figura 2.15 – Mapa brasileiro de insolação anual – número de horas médio no ano, para o período 1961 a 1990

Fonte: adaptado de Instituto Nacional de Meteorologia (2011d).

2.2.4 Caracterização da influência do *spray* marinho

O aerossol do sal marinho é produzido pela agitação da superfície do mar em decorrência da ação de ventos. As bolhas de ar formadas que chegam à superfície do mar se quebram e liberam partículas do aerossol marinho. A Figura 2.16 mostra um esquema desse mecanismo.

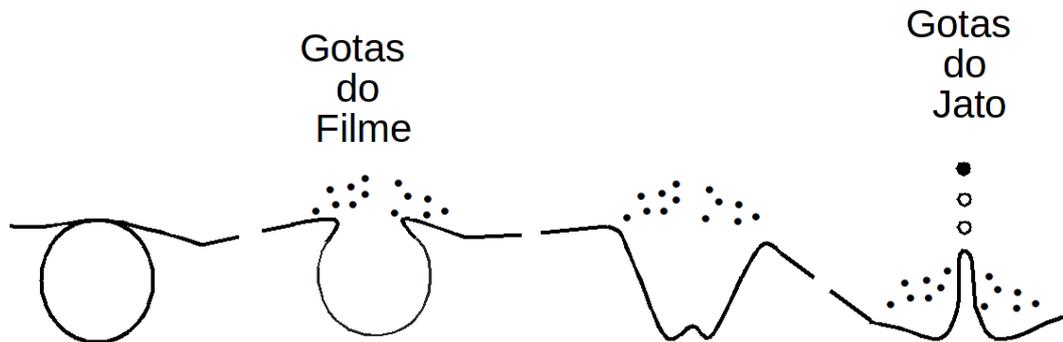


Figura 2.16 – Formação do *spray* marinho por rompimento de bolhas
 Fonte: Warneck (1987) *apud* Campos (1995).

A energia livre da bolha que chega à superfície é convertida em energia cinética na forma de um jato de água, o qual, dependendo do tamanho da bolha injeta entre uma e dez gotas até 15 cm acima da superfície do mar. Outras gotas são produzidas pela quebra do filme de água que cobre a bolha quando ela alcança a superfície. A porção das gotas do filme que se move em direção perpendicular ao eixo do jato é arrastada pelo mar. Outras são arrancadas da borda da bolha (pelo ar que escapa) e se movem para cima.

Em áreas costeiras ou relativamente próximas do mar, o aerossol atmosférico apresenta na sua composição gotículas de composição salina e de pequena dimensão provenientes da água do mar. Os sais desses aerossóis podem depositar-se sobre as superfícies das estruturas de concreto (deposição via seca) ou podem ser solubilizados e transportados pelas águas das chuvas, podendo igualmente contatar com essas superfícies (deposição via úmida) e, caso as condições termo-higrométricas sejam favoráveis, precipitar-se no seu interior. Esses sais são essencialmente constituídos por sódio, cloro, magnésio, potássio, cálcio e sulfatos. A deposição do aerossol marinho não se mantém constante ao longo do ano, isto é, são observadas variações sazonais na taxa de deposição dos principais íons.

Mehta e Monteiro (2008) descrevem que a maioria das águas marítimas é razoavelmente uniforme em sua composição química, que se caracteriza pela presença de aproximadamente 3,5% de sais solúveis em sua massa (35g/L). Além disso, assinalam que as concentrações iônicas de Na^+ e Cl^- são as mais altas, normalmente 11 000 e 20 000 mg/L, respectivamente. A quantidade dos principais íons contidos nas águas do Oceano Atlântico é indicada na Tabela 2.7, conforme a norma DIN 4030 (1991).

Tabela 2.7 – Principais íons do Oceano Atlântico

Íons	Quantidade de íons (mg/L)
SO ₄ ²⁻	2.800
Mg ²⁺	1.300
Ca ²⁺	400
Cl ⁻	19.900
Na ⁺	11.000
K ⁺	400
pH	> 8

Fonte: DIN 4030 (1991).

Conforme Forschhammer (*apud* BICZÓK, 1972), a composição da água do mar em relação aos sais é mostrada na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Composição da água do mar

Sal	(g/1000 mL) de água	% em relação ao sal total
Cloreto de sódio	26,9	78,32
Cloreto de magnésio	3,2	9,44
Sulfato de magnésio	2,2	6,40
Sulfato de Cálcio	1,3	3,94
Cloreto de cálcio	0,6	1,69
Outros (sulfato de potássio, bicarbonato de cálcio, etc.)		0,21
TOTAL	34,3	100

Fonte: Forschhammer *apud* Biczók (1972).

Os cloretos presentes nas regiões da atmosfera marinha provêm da água do mar e podem estar na forma de íons ou combinados na forma de cloreto de sódio. Uma vez formado, o aerossol marinho se desloca na direção do continente e tem a sua relação com a salinidade atmosférica influenciada por variáveis como direção e velocidade dos ventos predominantes, distância da costa, topografia, zona de altitude etc. (MORCILLO, 1998). Todas essas variáveis fazem com que os cloretos cheguem, em maior ou menor quantidade, a uma determinada distância do mar definindo determinadas taxas de deposição. A deposição das partículas salinas ocorre de modo mais acentuado nas primeiras centenas de metros a partir da interface com mar. Este comportamento se deve a um processo de deposição que ocorre principalmente pelo efeito gravitacional e pelo choque das partículas com o solo e com os

obstáculos sobre este (FELIÚ, 1999). Assim, esse comportamento é característico de cada região, com flutuações ao longo do tempo. Jaergerman (*apud* MEIRA; PADARATZ, 2002, p. 3) observou, por exemplo, que, na região do mar Mediterrâneo, nos primeiros 400 metros do solo a partir da costa, ocorre uma redução acentuada da concentração de cloretos no aerossol marinho. A Figura 2.17 apresenta gráficos, obtidos a partir de mapas de corrosão atmosférica, que demonstram o comportamento da salinidade em função da distância à costa marítima em diferentes países.

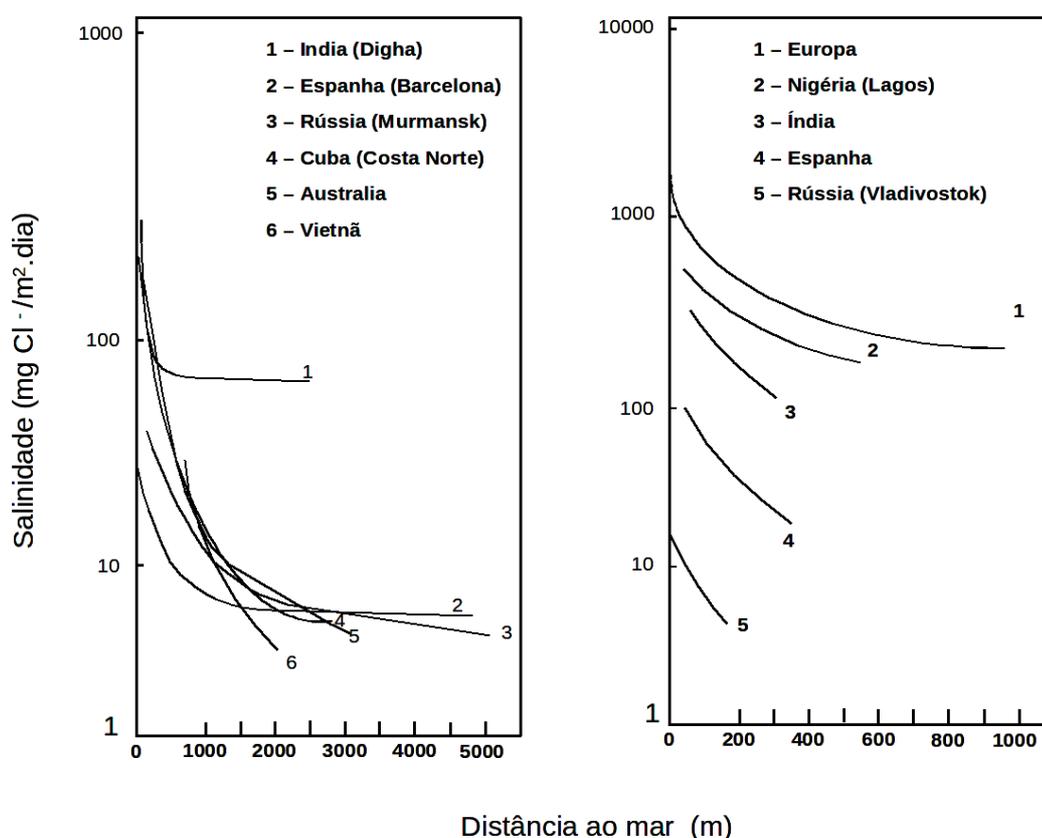


Figura 2.17 – Comportamento da salinidade em função da distância à costa marítima
Fonte: Morcillo *apud* Meira e Padaratz (2002).

2.3 CAUSAS DA ESTRUTURA POROSA DO CONCRETO

O concreto é um material naturalmente poroso em razão de seu próprio processo de produção. É preciso utilizar uma quantidade de água maior que a normalmente necessária à hidratação do cimento para que seja possível realizar as operações de amassamento/

lançamento e assim produzir o concreto. A água excedente forma uma rede de canais capilares ou poros, que, somada aos vazios que ocorrem devido ao ar aprisionado ou incorporado à mistura, definirão a porosidade do material. Ademais, quando houver conexão entre estes vazios, a permeabilidade do concreto deixará de ser nula. Tem-se então um material sujeito à movimentação de líquidos e gases no seu interior. Além dos casos em que a sua composição não é a mais adequada por deficiências de cálculo ou de fabricação, os vazios ou poros do concreto geralmente resultam das três causas descritas a seguir:

a) Por razões ligadas aos processos de fabricação, lançamento e adensamento, o excesso de água empregada no amassamento em relação à quantidade necessária para hidratação permanece livre após estas operações, ou seja, não se mistura à pasta. Após o endurecimento do concreto, parte dessa água que ficou livre evapora deixando vazios em seu lugar. Assim, surge uma rede capilar com os poros menores saturados de água e os maiores contendo ar e vapor no seu interior e uma película de água adsorvida ao longo de suas paredes, conforme mostra a Figura 2.18.

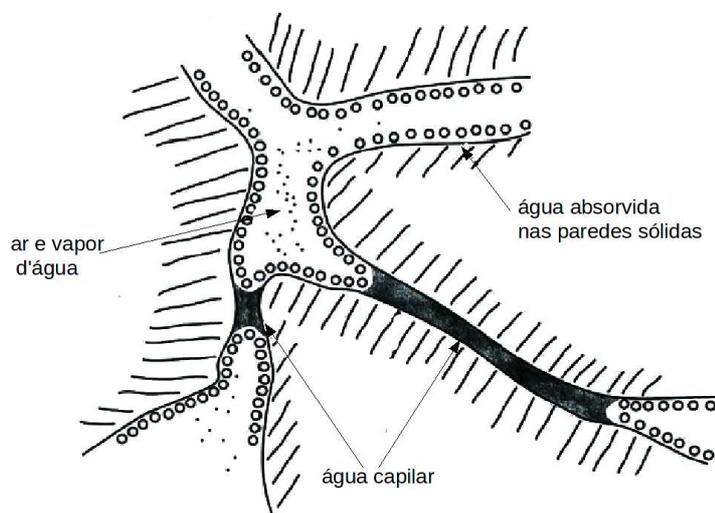


Figura 2.18 – Representação esquemática da porosidade capilar do concreto
Fonte: Fusco (2008).

b) Parte do ar emulsionado com os componentes durante a mistura fica no interior da massa durante o adensamento, ocupando volumes de 10 a 50 litros por metro cúbico de concreto, conforme Gonçalves e Coutinho (1995, p. 289). Para Fusco (2008, p. 36), os poros que surgem na compactação são decorrentes do atrito existente entre os grãos dos agregados e

entre estes e as fôrmas para concretagem. Vale salientar que esse atrito pode provocar falhas de compactação.

c) Os agregados podem apresentar certa porosidade em função do tipo de rocha utilizada para a sua obtenção.

Como se sabe, o volume absoluto dos componentes hidratados do cimento é inferior à soma do volume dos seus componentes anidros com a água. À medida que a hidratação progride, a permeabilidade diminui em função do volume de água ir sendo parcialmente substituído pelo cimento hidratado. Este processo pode ser reduzido se se permitir a saída de água de amassamento do concreto por secagem. Desse modo, constata-se que, para se obter uma boa impermeabilização, é necessário proceder a uma cura úmida prolongada. Os poros do gel do cimento são decorrentes da retração química da água de hidratação do cimento. Esses poros são de minúsculas dimensões, isolados uns dos outros, não permitindo percolação de fluidos por seu intermédio, de modo que se torna impossível eles participarem dos mecanismos de ataque ao concreto.

A estrutura porosa do concreto influi na sua permeabilidade e na sua capilaridade e, portanto, na sua durabilidade. O concreto fabricado, lançado e curado corretamente não promove perdas significativas de água por percolação. Entretanto, na construção de muitas estruturas hidráulicas, barragens, obras marítimas, de irrigação, de abastecimento de água, entre outras, exige-se concreto de baixa permeabilidade. Nessas construções, a necessidade real da impermeabilização é impedir, ou retardar, tanto a desintegração desse concreto devido à dissolução dos componentes principais do cimento hidratado quanto a sua reação com íons que a água retida possa conter, pois isso alteraria profundamente a estrutura do cimento hidratado e reduziria a sua resistência e sua capacidade de retenção dos líquidos.

A porosidade é definida pela relação entre o volume de vazios e o volume total de um material. Para se avaliar a porosidade absoluta de um concreto é necessário efetuar a sua moagem de forma intensiva, reduzindo-o a uma granulometria muito fina, pois nem todos os seus vazios são acessíveis. A porosidade absoluta é a soma de duas porosidades e a sua determinação é imprescindível para se calcular a massa específica dos grãos do concreto. As duas porosidades que compõem a porosidade absoluta são:

- a) porosidade fechada, quando os vazios não se comunicam entre si;
- b) porosidade aberta, quando os vazios se comunicam entre si por canais ou capilares.

A porosidade que normalmente se mede é a aberta (quase sempre designada por absorção); e o resultado obtido depende do método utilizado, pois se pode avaliar a absorção simples ou a absorção sob pressão. Esta é a porosidade que possibilita o transporte das substâncias e influi na permeabilidade da pasta.

Em relação aos poros, sabe-se que o tamanho dos poros interfere na velocidade de transporte (CASCUDO, 1999). Quando os diâmetros são reduzidos, o material tem uma forte capilaridade e uma permeabilidade baixa. Inversamente, quando os diâmetros são grandes a capilaridade é pequena e a permeabilidade é alta. Na Tabela 2.9, encontra-se a classificação das dimensões dos diferentes tipos de poros presentes na massa de concreto, proposta por Fusco (2008, p. 36). Na Figura 2.19, verifica-se a distribuição dimensional dos poros, indicada pelo Boletim nº. 183 do CEB (1992).

Tabela 2.9 – Classificação e dimensões dos poros existentes no concreto

Tipos de poros	Dimensões (mm)
Poros de compactação	0,5 a 5
Poros devidos à incorporação de ar	0,05 a 0,5
Poros capilares	$0,5 \times 10^{-4}$ a 0,05
Poros do gel de cimento	$0,5 \times 10^{-6}$ a $0,5 \times 10^{-4}$

Fonte: Fusco (2008).

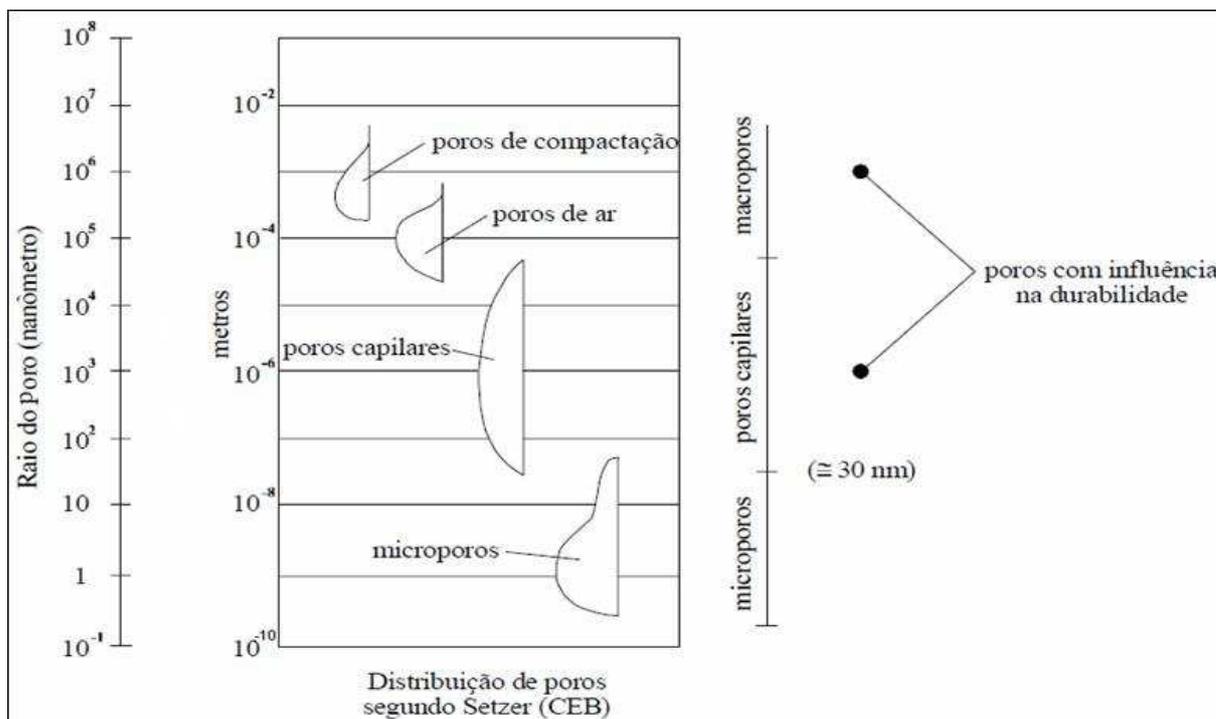


Figura 2.19 – Distribuição dimensional dos poros no concreto

Fonte: CEB, Boletim nº183 (1992).

Segundo Cascudo (1999, p. 42), para a durabilidade do concreto, são considerados relevantes os seguintes poros: os decorrentes da compactação (poros de ar aprisionado), os obtidos pelo emprego de aditivos incorporadores (poros de ar incorporado) e aqueles oriundos da saída de água livre do concreto (poros capilares).

2.4 LIMITE CRÍTICO DA CONCENTRAÇÃO DE CLORETOS, C_r , NO CONCRETO

A presença de cloretos no concreto pode despassivar as armaduras se a sua concentração exceder um determinado valor, ou seja, o limite crítico C_r . Uma concentração excessiva de cloretos destrói a película passiva pela diminuição do valor do pH. Neste caso, a corrosão pode acontecer se houver oxigênio e umidade em quantidades suficientes para dar início a reações químicas.

O limite crítico de concentração de cloretos C_r resulta do equilíbrio existente entre três formas de cloretos no concreto – cloretos livres, adsorvidos e quimicamente ligados (estes últimos como resultado da reação com o aluminato, formando os cloroaluminatos

$[(CaO)_3Al_2O_3Cl_2Ca.10H_2O]$). Os cloretos livres e a proporção entre as três formas de cloretos em equilíbrio são os fatores que influenciam a corrosão das armaduras. Conforme Coutinho (1998), o limite crítico da concentração de cloretos C_r depende de vários parâmetros entre os quais a umidade, a temperatura, a qualidade do concreto, o seu grau de carbonatação e o estado da superfície do aço no momento em que é usado na construção (se estiver mais oxidado, mais baixo será o limite crítico) etc. A Figura 2.20 procura representar esta situação.

CONTEÚDO CRÍTICO DE CLORETO

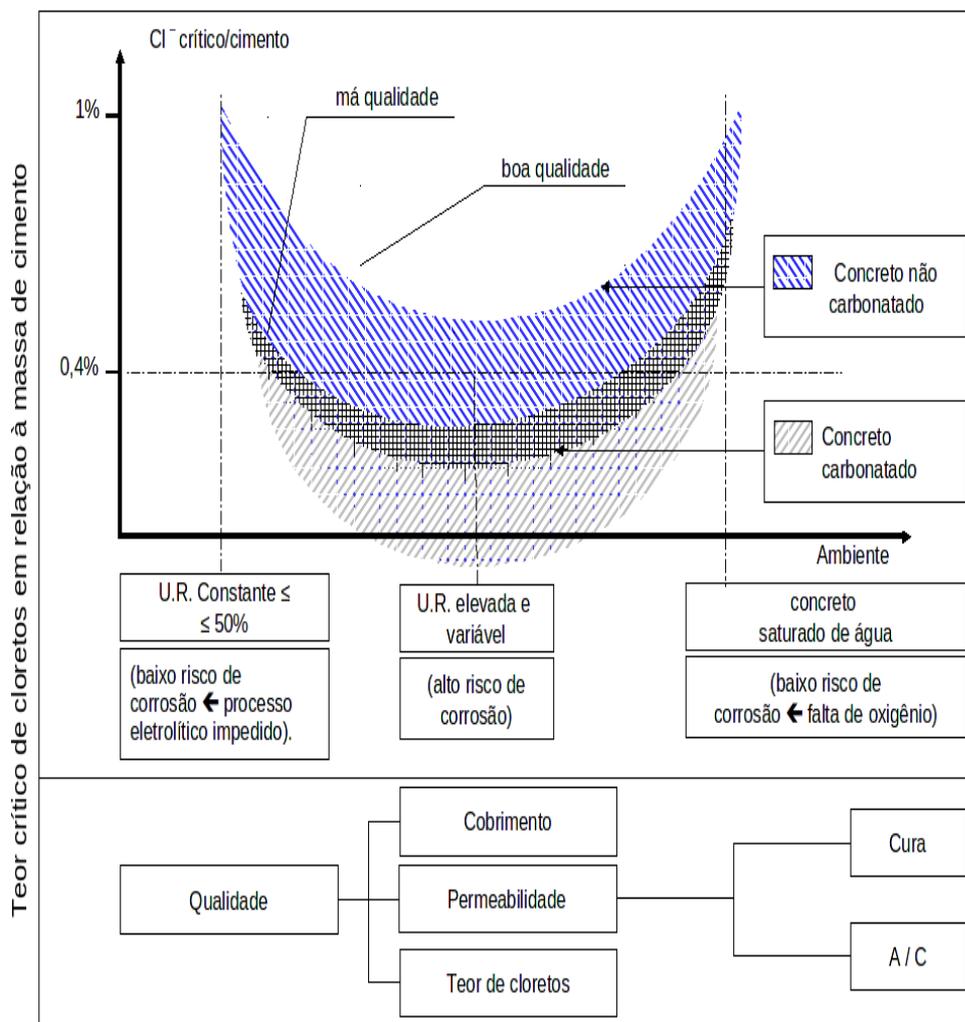


Figura 2.20 – Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e umidade do ambiente

Fonte: Andrade (1992) (Modificado).

Em virtude da variação do limite de concentração de cloretos C_r , os valores estabelecidos nos vários países diferem entre si. Na Tabela 2.10 apresentam-se valores de C_r adotados nas especificações e normas de alguns países, salientando que o valor correspondente ao Brasil, de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2006), é de 0,40% para o concreto armado em condições não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura).

Tabela 2.10 – Teor limite de cloretos propostos por diversas normas

Teor limite de cloretos (% em relação à massa cimento)			
Normas/ Tipos de concreto	Concreto massa	Concreto armado	Concreto protendido
EH-91 ¹	1,5 – 2	0,4	-
Pr EN 206 ²	1	0,4	0,2
BS-8110-1985 ³	-	0,2 – 0,4 *	0,1
ACI-318-83 ⁴	-	0,15 – 0,3 – 1 **	0,06
FIP-1985 (Design of concrete sea structures) ⁵	-	-	0,1
NBR 7211: 2009	-	0,40 (em condições não severas) 0,15 (exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura) 0,30 (outros tipos de construção em concreto armado)	0,06
NBR 12655:2006	-	0,40 (em condições não severas) 0,15 (exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura) 0,30 (outros tipos de construção em concreto armado)	0,05
NBR 6118: 2007 e NBR14931: 2003 ⁶	-	-	-
(*) O limite varia em função do tipo de cimento (**) O limite varia em função da agressividade ambiental			
(1) EH-91 – Comisión Permanente del Hormigón (2) pr EN 206 – Projecte Européen de Normalization (3) BS-8110-1985 – British Standart (Inglaterra). Structural use of concrete. (4) ACI-318-83 – Comite Euro-Internacional du Beton-CEB (5) FIP – Federation Internationale de la Précontrainte (6) No Brasil, as normas NBR 6118:2007 (Projeto de estruturas de concreto) e NBR14931:2003 (Execução de estruturas de concreto) não se reportam ao teor de cloretos, mas enfatizam que não é permitido utilizar aditivos contendo cloretos em sua composição, tanto em concreto armado, quanto em protendido.			

Fonte: Andrade (1992) (Modificado).

2.5 FENÔMENOS ENVOLVIDOS NO TRANSPORTE DE SUBSTÂNCIAS QUE AFETAM A DURABILIDADE DO CONCRETO ARMADO E SUA MODELAGEM MATEMÁTICA

A degradação das estruturas de concreto armado ocorre pela penetração de substâncias na forma de gases, vapores e líquidos através de poros e fissuras. A umidade relativa do ar, a orientação de chuvas e ventos, as concentrações de certas substâncias no ar e

na água, a temperatura etc., além das características dos materiais constituintes do concreto e de seus poros, são fatores determinantes na interação entre o meio ambiente e o concreto. Saber a velocidade com que essa interação ocorre é fundamental para se determinar por quanto tempo a estrutura manterá as características mínimas de segurança, funcionalidade e estética estabelecidas no projeto, ou seja, qual será sua vida útil. Por essa razão, hoje, as exigências de projeto já não são voltadas apenas para atender a requisitos de resistência mecânica, mas também aos de durabilidade e vida útil, seja por razões econômicas, seja por exigência de normas e recomendações técnicas. Por exemplo, segundo Gonçalves e Coutinho (1995, p. 317), a norma portuguesa NP ENV 206, em certos casos, exige que a profundidade de penetração da água não exceda determinado valor.

Entender a interação entre as estruturas e o meio ambiente, do ponto de vista físico e químico, bem como modelar matematicamente os fenômenos que ocorrem, é de suma importância para subsidiar os projetistas, pois permite que os conhecimentos sobre durabilidade sejam considerados na elaboração de projetos. Nesse sentido, têm sido realizados estudos em que se procura estabelecer relações entre os coeficientes dos diferentes mecanismos de transporte e a resistência do concreto aos ataques físicos ou químicos. A determinação dos parâmetros que influem no coeficiente de difusão tanto de cloreto quanto de CO_2 , na troca de umidade entre o concreto e o meio ambiente, na capacidade de combinação das substâncias que estão presentes no ambiente com os componentes do concreto (cimento, adições, aditivos, agregados etc.) é fundamental para a especificação dos materiais, das espessuras e da porosidade dos concretos para uma determinada vida útil da estrutura.

Já existem estudos que tentam associar observações de campo com características específicas do concreto como, por exemplo, entre o processo de carbonatação – que, desconsiderando-se a influência da umidade relativa, é controlado pela difusão do dióxido de carbono através do concreto – e a permeabilidade ao ar (Figura 2.21). Porém ainda são poucos os estudos que buscam obter parâmetros como estes em laboratório e utilizá-los em modelagens matemáticas com o intuito de prever a vida útil da estrutura.

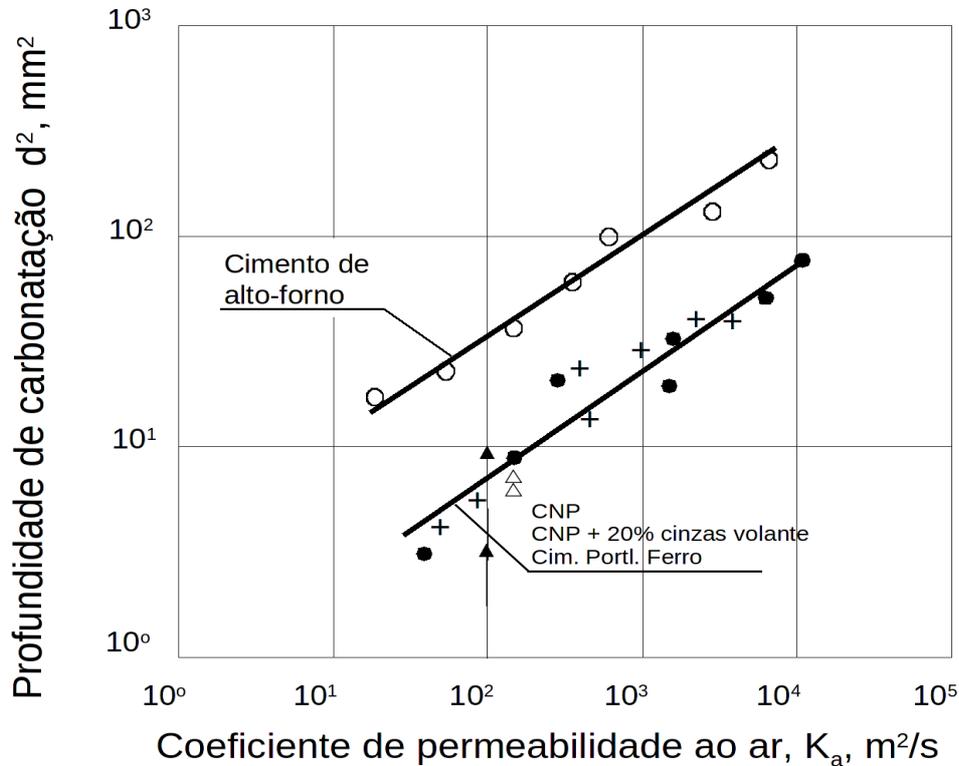


Figura 2.21 – Relação entre o quadrado da profundidade de carbonatação ao fim de 1 ano e a permeabilidade ao ar na idade de 56 dias
 Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

O concreto é um material com uma estrutura bastante complexa, composta de uma variedade de fases com materiais de diversas propriedades. Cada fase pode ser caracterizada de acordo com escalas de dimensões que correspondem a diâmetros de poros típicos. Essas dimensões variam de nanômetros a milímetros. No caso da pasta de cimento, o principal composto é o gel de C-S-H, cujas partículas e poros têm tamanhos na escala de nanômetros. Os demais componentes da pasta, outros produtos hidratados e os poros capilares, estão na escala de micrômetros. Nesta escala de medida, deve-se destacar a zona de transição presente na interface pasta/agregado com cerca de 10 - 40 micrômetros, na qual há um aumento de porosidade. Esta zona de transição pode contribuir para aumentar capacidade de transporte de massa no interior do concreto, principalmente quando se aumenta a fração de agregados, o que pode facilitar a interconexão entre as diversas zonas de transição (MARTYS, 1995). Na escala de milímetros ou de medida superior a esta, a pasta de cimento e os agregados formam um material composto que pode conter ar aprisionado ou incorporado. Essa complexa microestrutura do concreto faz com que as pesquisas teóricas e experimentais sobre as

propriedades do concreto se tornem um desafio. O transporte de fluidos e materiais no concreto depende de um grande número de fatores, tais como a porosidade, distribuição do tamanho de poros, conectividade e tortuosidade. Esses fatores, por sua vez, dependem da fração volumétrica de cada material, dos detalhes da hidratação do cimento e do processo de produção do concreto. A complexidade da investigação dos mecanismos de transporte aumenta quando se trata do concreto de alto desempenho, em que se emprega uma maior variedade de materiais tais como: a sílica ativa, a escória de alto forno, a cinza volante, a cinza de casca de arroz e os aditivos superplastificantes, que alteram de maneira efetiva as principais propriedades relativas ao transporte de massa no concreto pela modificação de sua microestrutura.

Além de dependerem do tipo de cimento, do teor e da forma de apresentação da umidade (vapor ou forma líquida), os mecanismos de transporte sofrem a ação das características da fase aquosa – um fator que exerce grande influência nos mecanismos de transporte. O teor de umidade interna, além de controlar a penetração da água nas suas diversas formas, permitirá a dissolução de diversos compostos do cimento. Na água dos poros do concreto estão dissolvidos vários íons: OH^- , SO_4^{-2} , Na^+ , K^+ e Ca^{+2} ; e a concentração de cada íon depende da idade de hidratação do cimento. A presença dos íons alcalinos interfere no pH da fase aquosa do concreto e é um fator determinante para a passividade da armadura, que estará garantida quando o valor deste pH for superior a 12.

Os estudos de transporte de massa no concreto tornam-se mais complexos ainda pela interação entre os materiais constituintes do concreto e as substâncias que penetram em sua estrutura. Essa interação pode ser de natureza química ou de natureza física e dependerá das características das substâncias que passam através do concreto, por exemplo, a sua concentração, o tipo de íons, atividade iônica; e das características do próprio concreto: o tipo de cimento, especialmente sua composição, idade de hidratação, energia superficial dos poros etc. Essa interação é determinante para a velocidade de penetração das substâncias no concreto. Ela pode funcionar como um fator de retardamento de seu transporte, ou seja, pode ser um redutor no coeficiente de difusão, quando este for o mecanismo de penetração predominante na transferência de massa.

Entre os fenômenos de interação, o que mais prevalece é a reação química que ocorre principalmente no caso de cloretos e carbonatação. No primeiro caso, haverá a reação de cloretos com o C_3A para formar os cloroaluminatos; no segundo, o CO_2 reagirá com o

Ca(OH)_2 formando o CaCO_3 e reduzindo o pH da fase aquosa do concreto. No caso da penetração dos sulfatos, eles reagirão também como C_3A e haverá a possibilidade de formação da etringita expansiva, o que pode comprometer a estabilidade do concreto.

Moléculas, átomos e íons podem fixar-se sobre uma superfície por meio do fenômeno de adsorção, que pode ser de origem física (fisissorção) ou de origem química (quimissorção). No primeiro caso, tem-se uma interação pelas forças de Van der Waals entre as partículas e a superfície. No caso da quimissorção, as partículas fixam-se à superfície pela formação de uma ligação química, normalmente covalente. As moléculas em solução e adsorvidas estão em equilíbrio dinâmico e a adsorção não pode prosseguir além de uma única camada. Esses fenômenos podem estar presentes quando os íons cloretos penetram no interior do concreto dissolvidos em soluções aquosas, ou quando a água penetra no concreto em forma de vapor.

Com base no trabalho de Justnes (1998) sobre a capacidade de combinação de substâncias com o concreto, Trøtteberg (1977) estudou o ingresso de NaCl e CaCl_2 em pasta de concreto e concluiu que os cloretos são adsorvidos no gel de C-S-H. Lambert, Page e Short (1985) investigaram a combinação de alita pura com 1 e 2% de Cl^- em relação à massa de alita quando o NaCl era dissolvido na água de mistura. Eles concluíram que a adsorção, apesar de presente, não era determinante na fixação de cloretos. Tang e Nilsson (1993), ainda segundo a revisão de Justnes (1998), determinaram a isoterma de adsorção de cloretos, oriundos de NaCl em pasta de cimento Portland comum e concluíram que a capacidade de fixação depende da quantidade de C-S-H.

No caso da difusão de vapor no concreto, em que o fenômeno da adsorção se dá pela fixação das moléculas de água na superfície do concreto, ocorrem interações físicas até que se estabeleça o equilíbrio termodinâmico entre o meio gasoso e a camada adsorvida. A espessura média da camada adsorvida varia de acordo com a umidade relativa, da área específica dos poros, da afinidade entre o vapor de água e matriz sólida e da temperatura (QUENARD; SALLE, 1992).

Para uma precisão adequada, a modelagem do mecanismo de transporte necessita levar em consideração que a velocidade de penetração é afetada pela capacidade de combinação das substâncias com os compostos de cimento e pela sua capacidade de fixação na superfície dos poros.

Para Ripper e Souza (2007, p. 36), a interação entre os agentes agressivos e a estrutura porosa de concreto é variável, em função do meio de transporte, como se descreve a seguir:

a) pelo ar, o mecanismo de transporte de gases, de água e de agentes agressivos diluídos (carbonetos, cloretos e sulfatos) é por difusão. Entenda-se que a maior ou menor intensidade no transporte de gases ou de água dependerá da umidade relativa do ar; quanto maior a umidade, menos permeável aos gases será o concreto;

b) pela água das chuvas ou das marés, em transporte por sucção (os canais porosos de diâmetros mais reduzidos chegam a ficar completamente saturados pela água aderida à parede da sua superfície lateral devido ao fenômeno da adsorção);

c) em condições de imersão, e portanto sob pressão, o transporte acontece por penetração direta.

2.5.1 Fundamentos teóricos relativos ao transporte de fluidos em meios porosos

2.5.1.1 Desequilíbrio local e fluxos

Em geral, quando se analisa uma situação física, o foco de atenção é colocado em uma determinada porção de matéria, que, então, passamos a denominar sistema. Para empreender tal análise, é necessário determinar adequadamente quais serão as propriedades adotadas para a descrição do comportamento do sistema, ou seja, é preciso escolher grandezas observáveis. As grandezas que dependem do volume ou da massa como, por exemplo, momento (quantidade de movimento) linear, massa e energia são denominadas extensivas. Consideram-se grandezas intensivas aquelas definidas em um ponto e que não dependem do volume ou massa do sistema, tais como: massa específica, concentração, velocidade e temperatura. Em muitas situações, essas últimas grandezas possuem valores diferentes em pontos distintos do sistema, assim lança-se mão de mais um conceito: o de campo. O conceito de campo é muito útil, pois corresponde a uma distribuição contínua de uma grandeza intensiva que pode ser descrita por funções de coordenadas espaciais e do tempo.

Na natureza, observa-se que, geralmente, a existência de um desequilíbrio local na distribuição de uma grandeza intensiva causa um fluxo da grandeza extensiva correspondente. Esses fluxos consistem em transferência de grandezas extensivas, cuja tendência é

restabelecer o equilíbrio nas distribuições das grandezas intensivas correspondentes. A área da ciência que estuda os fenômenos nos quais ocorrem os fluxos que tendem a uniformizar os campos é chamada de Fenômenos de Transporte.

2.5.1.2 Princípio de Conservação da Massa. Equação da Continuidade

Um sistema consiste em uma quantidade definida e identificada da matéria. O princípio de conservação da massa estipula que a massa de um sistema permanece constante, desprezando-se os efeitos nucleares e relativísticos, de forma que

$$\frac{\partial M_{sist}}{\partial t} = 0 \quad (2.7)$$

onde M_{sist} é a massa do sistema e t é o tempo.

Considerando o princípio de conservação da massa, Equação (2.7), tem-se então:

$$\iint_{S.C.} \rho (\vec{V} \cdot \vec{n}) dA + \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{V.C.} \rho d\forall = 0 \quad (2.8)$$

A Equação 2.8 é chamada de equação da continuidade na forma integral e representa matematicamente um balanço de massa para o volume de controle considerado.

onde:

ρ corresponde à massa específica do fluido ($M \cdot L^{-3}$);

dA corresponde a uma área infinitesimal da superfície de controle, S.C. (L^2);

$d\forall$ corresponde a um volume infinitesimal do volume de controle, V.C. (L^3);

$(\vec{V} \cdot \vec{n})$ corresponde ao produto escalar entre a velocidade de fluxo e a normal da superfície de contorno em um dado ponto ($L \cdot T^{-1}$).

2.5.1.3 Princípio da Conservação de Energia. Equação de Bernoulli

A Figura 2.22 refere-se a um escoamento incompressível, em regime permanente, sem efeitos viscosos e com propriedades uniformes nas seções transversais no tubo de corrente coincidente com o volume de controle.

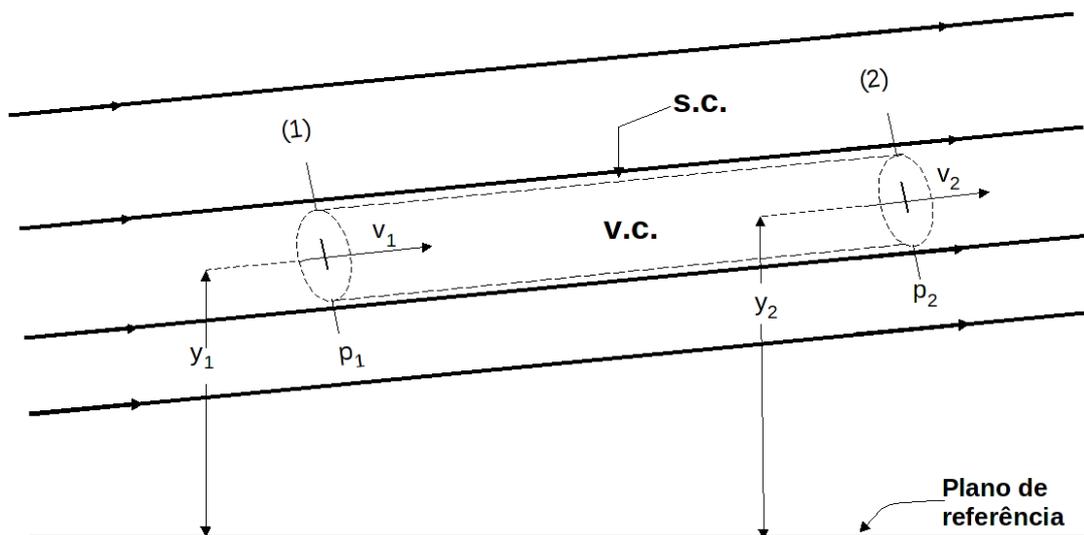


Figura 2.22 – esquema de um escoamento num tubo de corrente coincidente com o volume de controle (V.C.)

Fonte: Livi (2004).

Considerando que não há trocas de calor nem realização de trocas de energia entre o volume de controle e o meio, obtém-se a Equação 2.9, que é chamada de *Equação de Bernoulli sem dissipação de energia mecânica*, na qual os termos que possuem a dimensão de energia específica, isto é, energia por unidade de massa, representam a energia mecânica, por unidade de massa, disponível no escoamento.

$$gy_1 + \frac{V_1^2}{2} + \frac{p_1}{\rho} = gy_2 + \frac{V_2^2}{2} + \frac{p_2}{\rho} \quad (2.9)$$

onde:

p_1 corresponde à pressão do fluido no volume de controle, na seção (1);

p_2 corresponde à pressão do fluido no volume de controle, na seção (2);

gy_1 é a energia potencial específica na seção (1) ($L^2 \cdot T^{-2}$);

gy_2 é a energia potencial específica na seção (2) ($L^2 \cdot T^{-2}$);

ρ corresponde à massa específica do fluido ($M.L^{-3}$);

$\frac{V_1^2}{2}$ é a energia cinética específica na seção (1) ($L^2.T^{-2}$);

$\frac{V_2^2}{2}$ é a energia cinética específica na seção (2) ($L^2.T^{-2}$).

A melhor forma de se utilizar a equação de Bernoulli, por questões gráficas e por simplicidade de apresentação, é a forma de carga hidráulica (dimensão L), conforme indicado na Equação 2.10. Nesta equação, a energia está representada na forma de energia por massa de fluido.

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} = h \quad (2.10)$$

Os escoamentos reais, contudo, apresentam dissipação de energia mecânica por causa do atrito viscoso que ocorre ocasionando alguma aderência do fluido às superfícies sólidas. Isso acarreta uma variação da energia interna do fluido ao longo do escoamento, a qual pode ser constatada por meio do controle do volume, diferença de volume nas seções de entrada e de saída, assim como pelo controle de fluxo de calor do fluido na vizinhança feito através da superfície de controle. Todo esse estudo da dissipação de energia mecânica resulta na seguinte equação (Equação 2.11):

$$\left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} \right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} \right) = \Delta h \quad (2.11)$$

Ou seja, verifica-se uma diminuição na carga hidráulica, isto é, da energia mecânica por unidade de peso do fluido, entre as seções (1) e (2) em decorrência do escoamento, pois ocorre dissipação de energia mecânica durante esse processo devido ao atrito viscoso entre as partículas do fluido e o meio.

2.5.1.4 Princípio da Conservação do Momento

Para a resolução de um problema de fluxo, faz-se necessário associar a variação de energia (Δh) percebida em um processo de escoamento com a grandeza que representa o próprio processo de escoamento de fluxo em um meio, ou seja, a própria velocidade de escoamento. Para o caso de fluxo em meios porosos em geral, a Lei de Darcy, proposta em 1850, que preconiza uma proporcionalidade entre o gradiente de energia e o módulo da velocidade de escoamento em um ponto, é a mais utilizada. As equações a seguir ilustram a Lei de Darcy aplicada a uma região de um meio poroso sujeita à existência de escoamento ou fluxo de fluidos.

$$\vec{V} = -\left(\frac{k_x \cdot \partial h}{\partial x}; \frac{k_y \cdot \partial h}{\partial y}; \frac{k_z \cdot \partial h}{\partial z}\right) \quad (2.12)$$

ou, para o caso de meios porosos isotrópicos:

$$\vec{V} = -k \left(\frac{\partial h}{\partial x}; \frac{\partial h}{\partial y}; \frac{\partial h}{\partial z}\right) \quad (2.13)$$

ou ainda, mais resumidamente:

$$\vec{V} = -k \cdot \vec{\nabla} h \quad (2.14)$$

onde k_x , k_y , k_z e k representam a permeabilidade do solo das diferentes direções e $\vec{\nabla} h$ representa o gradiente de energia. O sinal negativo indica que o processo de fluxo se dá das regiões de maior energia para as regiões de menor energia do sistema.

Vale ressaltar que o uso da Lei de Darcy para o concreto é motivo de controvérsias. Segundo Gonçalves e Coutinho (1995), as regras de variação da energia do fluido no interior do concreto são praticamente desconhecidas e só existe continuidade na sua fase sólida, na sua fase fluida não, o que dificulta a aplicação dessa lei. Além disso, a não continuidade das fases fluidas tornaria o concreto impermeável, o que sabemos não acontece na realidade.

Ainda assim – conforme reconhecem os próprios autores –, em muitos estudos de permeabilidade do concreto, a Lei de Darcy é aplicada.

2.5.1.5 Equação Geral de fluxo em um meio poroso

Adotando-se um sistema definido pelas coordenadas (x, y, z) e considerando-se o fluxo de água, admitida como incompressível, através de uma superfície de controle elementar na forma de um paralelepípedo, pode-se representar a Equação 2.7 na forma da Equação 2.15 (Equação de Conservação da Massa):

$$\frac{\partial(Sr \cdot e)}{\partial t(1+e)} = -\left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z}\right) \quad (2.15)$$

onde Sr representa a saturação dos poros do meio poroso à água e e é o índice de vazios do meio poroso, determinado pela relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos (V_v/V_s).

Assumindo-se a validade da Lei de Darcy e se aplicando os princípios de conservação de energia e de massa, obtém-se a Equação 2.16, que representa a equação geral do fluxo de água em um material sólido, não saturado, heterogêneo e anisotrópico. Nesses casos, conforme se verá adiante, os valores dos coeficientes de permeabilidade em cada direção (k_x, k_y, k_z) e os valores do potencial de água no material serão dependentes das coordenadas do ponto considerado e do grau de saturação, o que torna mais complexa a modelagem do problema de fluxo.

$$\frac{\partial(Sr \cdot e)}{\partial t(1+e)} = \left(\frac{\partial \frac{k_x \cdot \partial h}{\partial x}}{\partial x} + \frac{\partial \frac{k_y \cdot \partial h}{\partial y}}{\partial y} + \frac{\partial \frac{k_z \cdot \partial h}{\partial z}}{\partial z} \right) \quad (2.16)$$

2.5.2 Fundamentos teóricos relativos ao transporte de solutos em meios porosos

É sabido que, apesar de ser considerado um elemento importante no transporte de substâncias no interior da massa de concreto, o movimento de fluidos (água ou ar) não é capaz

de explicar plenamente a movimentação de substâncias dissolvidas dentro da massa de concreto. Além do movimento da água e do ar, deve-se adicionar ao transporte de solutos os fenômenos de difusão e retardo. Ao movimento do soluto em função do movimento do solvente, denomina-se advecção.

Cada tipo de substância, em suas mais diversas formas, terá um mecanismo predominante na velocidade de sua penetração no concreto. O estudo desses mecanismos é significativo para se estabelecerem os parâmetros de projeto que devem ser usados para garantir a vida útil das estruturas. Segundo Cascudo (1999), excetuando-se a influência da capilaridade que ocorre com mais intensidade nas camadas mais superficiais, o movimento dos cloretos no interior do concreto, onde o teor de umidade é mais elevado, dá-se essencialmente por difusão em meio aquoso. Segundo este autor, a difusão iônica é o mecanismo de transporte predominante dos cloretos dentro do concreto. Caso alguma interconexão dos capilares seja resguardada e haja eletrólito (sem o qual esse fenômeno não ocorre), as diferenças nas concentrações podem se constituir um fator mais significativo do que a própria permeabilidade no que se refere à durabilidade. Entretanto, considerando a complexidade dos fenômenos envolvidos no transporte de solutos no concreto, ainda é necessário obter uma quantidade muito maior de dados, a partir de estruturas reais, para que se possa subsidiar a previsão de uma determinada vida útil para uma estrutura em um projeto. Esses dados podem ser fundamentais para a simplificação das modelagens matemáticas que correlacionam os diversos fenômenos já descritos considerando também as características dos materiais envolvidos (NEPOMUCENO, 2005).

Advecção

A advecção consiste no mecanismo através do qual um poluente migra em resposta a gradientes de energia que atuam no fluido em que ele está dissolvido. Levando-se em consideração apenas a advecção, a velocidade de transporte do poluente será igual à velocidade de percolação da solução. Num meio poroso tal como o concreto, o fluxo passa através dos vazios. Portanto, a velocidade média do fluido será a velocidade de percolação, v_s , e não a velocidade de descarga, v .

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{Q}{An} \quad (2.17)$$

onde v é a velocidade de percolação aparente ou de descarga calculada pela Lei de Darcy em um ponto (L/T);

n é a porosidade do meio (Volume de vazios sobre volume total, V_v/V) e

Q é a vazão através de uma área transversal A (L^3/T).

Assumindo que a concentração de solutos é definida como a massa de soluto por unidade de volume de solução, a massa de soluto por unidade de volume do meio poroso será $n \cdot C$. O fluxo de soluto por uma área unitária devido ao processo de advecção será:

$$J_A = V_s \cdot n \cdot C \quad (2.18)$$

Difusão

O processo de dispersão da água em meios porosos está dividido em dois tipos distintos: dispersão por difusão e dispersão mecânica. A dispersão mecânica é predominante nos domínios de regimes de fluxo de maiores velocidades, enquanto que a dispersão por difusão é predominante do campo das baixas velocidades de percolação ($v < 1 \times 10^{-8}$ cm/s), como se considera ser o caso do fluxo de fluidos em concreto.

- Dispersão por difusão

A dispersão por difusão que ocorre por meio de fluxos de qualquer espécie química, íons, átomos ou moléculas, em uma solução é denominada difusão molecular. A magnitude desse fluxo depende do gradiente de concentração e da temperatura, a qual afeta o coeficiente de difusão no meio.

Deve-se ressaltar, contudo, que ao se deslocar por difusão em um meio poroso os solutos encontram uma série de obstáculos, formados pelos canalículos que interligam a estrutura porosa do meio, de modo que o coeficiente de difusão da espécie química no meio poroso é sempre menor do que seria se a sua difusão ocorresse em um meio contendo somente

a solução. Esta redução no coeficiente de difusão (D) é expressa por intermédio da equação a seguir:

$$D_e = w \times D \quad (2.19)$$

onde D_e é o coeficiente de difusão molecular efetivo (difusão em meio poroso, $L^2 \cdot T^{-1}$) e w é denominado de fator de tortuosidade, ≤ 1 (-).

- Dispersão mecânica

A dispersão mecânica é o processo de mistura do contaminante decorrente da velocidade de percolação. A mistura ocorre nos canais e nos poros individuais por eles interligados (Figura 2.23). As moléculas do contaminante viajam com velocidades diferentes em pontos diferentes dos canais. Isso decorre do atrito exercido sobre o fluido pela rugosidade das paredes dos poros e do tamanho dos poros presentes ao longo da trajetória de fluxo seguida pelas moléculas da solução. Outros fatores que contribuem para a ocorrência da dispersão mecânica são a tortuosidade e a ramificação do fluxo, já que algumas moléculas seguirão trajetórias de fluxo menores do que as outras para perfazerem a mesma distância linear. O espalhamento do contaminante na direção do fluxo da solução é denominado dispersão longitudinal, já o espalhamento na direção perpendicular ao fluxo da solução é denominado dispersão transversal. De uma forma geral, a dispersão longitudinal é maior do que a transversal. A partir deste fenômeno, são definidos dois coeficientes:

- Coeficiente de Dispersão mecânica na direção longitudinal: $\alpha_\ell \cdot v_\ell$
- Coeficiente de Dispersão mecânica na direção transversal: $\alpha_t \cdot v_t$

onde: α_ℓ é a dispersividade mecânica na direção longitudinal (L);

v_ℓ é a velocidade linear média de fluxo na direção longitudinal (L/T);

α_t é a dispersividade mecânica na direção transversal (L) e

v_f é a velocidade linear média de fluxo na direção transversal (L/T).

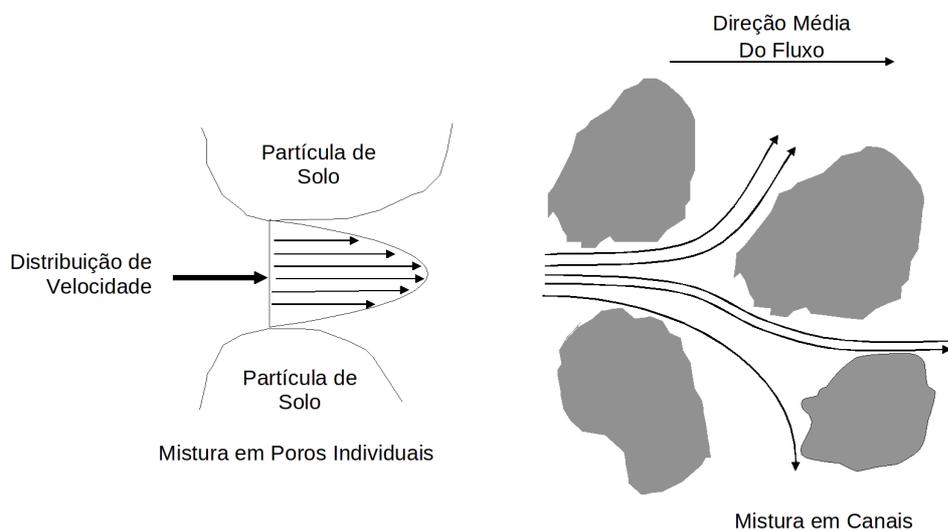


Figura 2.23 – Causas da dispersão mecânica

Fonte: Freeze e Cherry (1979).

Em se tratando da modelagem do transporte de solutos em meios porosos, costuma-se não se separar o processo de difusão molecular do processo de dispersão mecânica. Estes dois processos são então tratados de forma combinada para definir o parâmetro denominado Coeficiente de Dispersão Hidrodinâmica, D_h , conforme ilustrado na equação abaixo, para o caso de se considerar as dispersividades longitudinal e transversal como equivalentes:

$$D_h = D_e + \alpha \cdot v \quad (2.20)$$

Entretanto, conforme relatado anteriormente, em situações de campo, em que a velocidade de fluxo dos fluidos presentes nos poros intersticiais do concreto costuma ter um valor muito baixo, a expectativa é de que haja um predomínio da difusão molecular efetiva D_e em detrimento da dispersão mecânica.

A taxa com que átomos, íons e moléculas se dispersam em um material é calculada por intermédio da primeira Lei de Fick, segundo a qual o fluxo de soluto (J_D) por uma área unitária é proporcional ao gradiente de concentração, expresso neste caso pela equação a seguir:

$$J_D = -D_h \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.21)$$

onde:

J_D é o fluxo de soluto por dispersão, ou seja, engloba a difusão molecular e a dispersão mecânica ($M \cdot L^{-2} \cdot T^{-1}$);

D_h é o coeficiente de dispersão hidrodinâmica ($L^2 \cdot T^{-1}$) e

C é a concentração do soluto ($M \cdot L^{-3}$).

O fluxo das espécies em difusão ocorre de altas concentrações para as baixas, produzindo em gradiente negativo; tornando, portanto, J_D positivo. O sinal negativo na Equação 2.21 indica essa situação. A segunda Lei de Fick descreve a difusão em regime transiente, sendo expressa pela equação diferencial:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_h \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (2.22)$$

Caso se estabeleça que o coeficiente de dispersão hidrodinâmica, D_h , não é uma função da posição, x , nem da concentração, C , de espécies em difusão, pode-se formular uma versão simplificada da segunda Lei de Fick, como:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_h \left(\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right) \quad (2.23)$$

A Equação 2.24 ilustra o fluxo de solutos em um elemento de controle englobando os fenômenos de advecção, dispersão mecânica e difusão molecular.

$$J = J_D + J_A = V_s \cdot n \cdot C - D_h \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.24)$$

Assim, a Equação 2.25 elucida a equação diferencial para o caso de fluxo advectivo/difusivo em meios porosos.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_h \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_s \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.25)$$

Retardo

O transporte de contaminantes pode também ser afetado por interações que ocorrem entre o soluto e as partículas do meio poroso. Estas reações podem provocar diminuição ou aumento na concentração de solutos. Segundo Freeze e Cherry (1979), é possível agrupar as reações capazes de alterar a concentração dos contaminantes em solução nas seguintes categorias:

- Reações de Sorção – Dessorção
- Reações Ácido – Base
- Reações de Dissolução – Precipitação
- Reações de Óxido – Redução
- Formação de Complexos
- Reações Biológicas

As reações de sorção-dessorção e dissolução-precipitação provocam a transferência real de contaminantes da fase líquida para a fase sólida do solo. Os outros processos atuam afetando a disponibilidade dos contaminantes para o processo de transferência e ou alterando a forma do contaminante, aumentando ou diminuindo seus efeitos tóxicos. Adsorção é a acumulação de uma substância em uma interface. Ocorre com todos os tipos de interface, tais como gás/sólido, solução/sólido, solução/gás e tipos diferentes de solução.

Os fenômenos retenção ou a adsorção de solutos pelas partículas sólidas são normalmente divididos em dois grupos: química e física. A adsorção química é restrita à primeira camada superficial do adsorvente. Quando o processo de adsorção na superfície do sólido ocorre pode haver a formação de ligações químicas entre as valências livres do sólido e do adsorvato. Este comportamento é característico de adsorção localizada, em que as moléculas adsorvidas se fixam na superfície do material adsorvente, e usualmente se constitui um processo irreversível com calor de adsorção bem maior que a fisissorção. A natureza das espécies envolvidas é o que vai permitir, ou não, a ocorrência da ligação química. Assim, a

adsorção química torna-se algo específico, não ocorrendo em relação a todas as espécies de adsorbato, mas no caso de substâncias específicas (MOORE, 2008).

A adsorção física, também chamada fisissorção, é empregada em máscaras contra gases e na purificação e descoloração de líquidos. Os sólidos moleculares apresentam forças covalentes entre os átomos e as moléculas para se manterem unidos. Por sua vez, para que esses sólidos formem retículos devem existir forças que unam essas moléculas. São as chamadas forças de Van der Waals, que apesar de serem interações de longo alcance, são fracas e não formam ligações químicas. Uma molécula fisicamente adsorvida mantém a sua identidade, embora possa ser deformada pela presença dos campos de força da superfície (MOORE, 2008). Na adsorção física, a capacidade da monocamada corresponde à quantidade adsorvida necessária para cobrir a superfície, enquanto na química, essa capacidade está relacionada com a quantidade adsorvida necessária para ocupar todos os sítios ativos. Na Tabela 2.11 encontram-se esquematizadas as diferenças entre esses dois tipos de adsorção.

Tabela 2.11 – Características da adsorção física e da adsorção química

Adsorção Física	Adsorção Química
<ul style="list-style-type: none"> • Baixo calor de adsorção (1,0 a 1,5 vezes o calor latente de evaporação) • Não específica • Monocamada ou multicamada • Não há dissociação de espécies adsorvidas • Rápida, não ativada, reversível • Não há transferência de elétrons, embora possa ocorrer polarização do adsorbato 	<ul style="list-style-type: none"> • Elevado calor de adsorção (1,5 vezes maior que o calor latente de evaporação) • Altamente específica • Somente monocamada • Pode envolver dissociação • Ativada, pode ser lenta, irreversível • Há transferência de elétrons conduzindo à formação de ligação entre o adsorbato e a superfície

Fonte: Ruthven (2008) *apud* Carvalho (2010).

No processo de adsorção sólido/líquido, a transferência do soluto é caracterizada por transferência de massa externa ou difusão intrapartícula ou ambos. A dinâmica de adsorção pode ser descrita por três etapas consecutivas:

- a) transporte do soluto do seio da solução através do filme líquido para a superfície exterior do adsorvente;
- b) difusão do soluto dentro do poro do adsorvente e mecanismo de difusão

intrapartícula;

c) adsorção do soluto nas superfícies interiores dos poros e espaços capilares do adsorvente.

A quantidade de substância adsorvida na superfície das partículas decresce com o aumento de temperatura, já que todos os processos de adsorção são exotérmicos. A uma temperatura constante, a quantidade adsorvida aumenta com a concentração do adsorbato (em solução ou na fase gasosa). A relação entre a quantidade adsorvida (S) e a concentração (C) é conhecida como isoterma de adsorção. Segundo Horowitz (1991), a adsorção sobre a superfície das partículas é o mecanismo mais importante para a captação e retenção de metais por um meio poroso, principalmente em solos. A velocidade com a qual a adsorção ocorre depende da velocidade com a qual o soluto se movimenta na solução, ou da velocidade com a qual o soluto pode alcançar a superfície das partículas sólidas através da difusão pelos poros. Para o caso mais simples, o processo de adsorção pode ser modelado como sendo linear e reversível. Assim, a massa de contaminante removida da solução, S , é proporcional à concentração na solução, C :

$$S = K_d C \quad (2.26)$$

onde:

S é a Massa de soluto removido da solução por unidade de massa de sólido (-);

K_d é o coeficiente de partição ou distribuição ($M^{-1} L^3$) e

C é a concentração de equilíbrio do soluto ($M \cdot L^{-3}$).

O gráfico de S versus Concentração da solução em equilíbrio, C , é chamado de isoterma. Na Figura 2.24 é apresentada uma relação linear, recomendável somente para baixas concentrações de contaminantes.

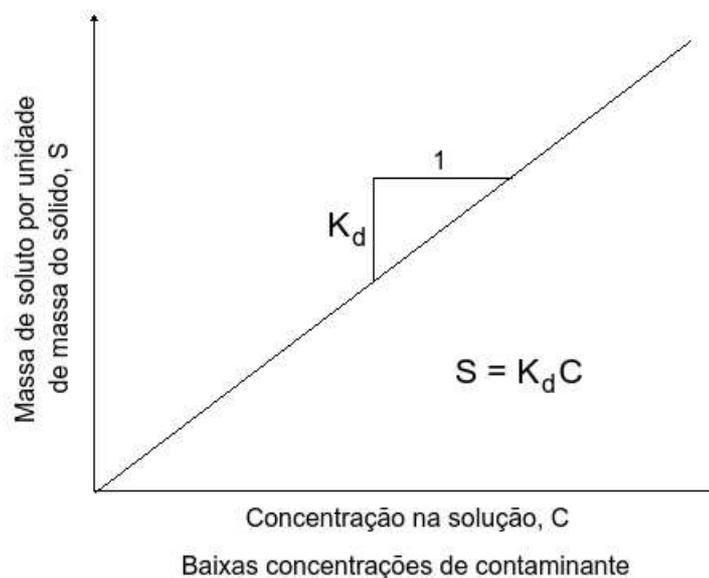


Figura 2.24 – Isoterma Linear. Aproximação razoável para baixas concentrações de contaminante

Fonte: Machado (2002).

Em altas concentrações, a adsorção não é linear. Nessas circunstâncias, a hipótese mais utilizada para explicar o fenômeno é de que ocorram reações mais complexas entre a concentração na fase sólida S e a concentração do soluto. As relações mais utilizadas são as de Langmuir e Freundlich, que são apresentadas nas Figuras 2.25 e 2.26.

O modelo de *Langmuir* foi proposto para descrever a adsorção de gases em sólidos. Esse modelo supõe que a superfície do sólido seja coberta por um grande número de sítios, que cada sítio possa ser ocupado por uma molécula adsorvida e que todos os sítios sejam equivalentes. O modelo também considera que as moléculas adsorvidas não interagem umas com as outras nem saltam de um sítio para outro. Além disso, a adsorção completa-se quando todos os sítios forem ocupados, correspondendo a uma monocamada de adsorbato. Conforme Paula e Atkins (2008), a isoterma de Langmuir está baseada teoricamente em três hipóteses:

- 1^a) a adsorção não pode ir além do recobrimento com uma monocamada;
- 2^a) todos os sítios de adsorção são equivalentes uns aos outros e a superfície é uniforme (isto é, a superfície é perfeitamente plana em escala microscópica);
- 3^a) a capacidade de uma molécula ser adsorvida num certo sítio é independente da ocupação dos sítios vizinhos (ou seja, não há interações entre as moléculas adsorvidas).

Outras isotermas, obtidas em grande parte empiricamente, coincidem mais ou menos

com os dados experimentais sobre intervalos limitados de pressão. Apesar de sua coincidência com dados de experimentos não ser total, elas podem ser úteis, pois, se os parâmetros de uma isoterma razoavelmente confiável forem conhecidos, é possível estimar com boa aproximação o recobrimento de uma superfície em diversas circunstâncias. Esse tipo de estimativa é essencial na discussão da catálise heterogênea (PAULA; ATKINS, 2008).

A isoterma de Freundlich oferece um modelo empírico, que algumas vezes, fornece uma melhor descrição quantitativa do processo de adsorção.

A transferência por adsorção da massa de um contaminante que está em uma solução para a fase sólida de um meio poroso ocorre sob a forma de fluxo e enseja uma diminuição na velocidade do avanço da frente de contaminação. Esta diminuição na velocidade do soluto será tanto maior quanto maior for o K_d .

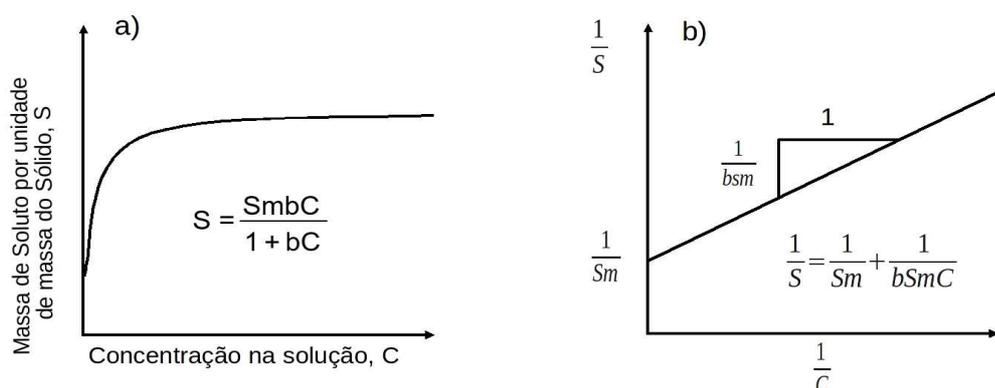


Figura 2.25 – Isotherma de Langmuir: a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros
Fonte: Machado (2002).

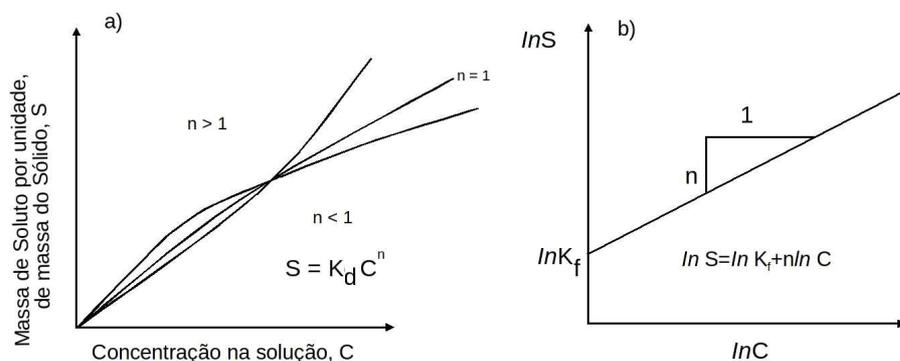


Figura 2.26 – Isotherma de Freundlich: a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros
Fonte: Machado (2002).

A equação diferencial a seguir é utilizada para descrever o transporte de soluto em meios porosos, levando-se em consideração os fenômenos de advecção, dispersão hidrodinâmica e retardo.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{D_h}{R_d} \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{v_s}{R_d} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.27)$$

onde R_d é denominado de coeficiente de retardo, obtido com o uso da equação a seguir:

$$R_d = 1 + \frac{\rho}{n} K_d \quad (2.28)$$

sendo que n corresponde a porosidade, K_d ao coeficiente de partição e ρ refere-se à densidade seca do material.

A função de retardamento é um índice quantitativo da mobilidade do soluto. Valores de retardamento elevado indicam uma redução da mobilidade do contaminante. Na área da tecnologia de concretos, Tuuti (1982) apresentou um modelo no qual a reação e a adsorção de cloretos resulta em um coeficiente de difusão menor que o coeficiente de difusão molecular. Desprezando a parcela de advecção, o autor propõe a seguinte equação para a representação do transporte de cloretos pela massa de concreto:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{D}{R+1} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = D_{ef} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.29)$$

onde:

R representa a relação entre os cloretos livre e combinados (adsorvidos ou que reagiram quimicamente com o concreto);

D_{ef} seria o coeficiente de difusão efetivo em campo.

Comparando-se a Equação 2.29 com a equação geral do balanço de massa (2.27), é possível afirmar que o parâmetro, D_{ef} , levaria em conta os fenômenos de atenuação retratados anteriormente, além da tortuosidade dos canalículos dos poros intersticiais os quais tendem a

reduzir o valor do coeficiente de difusão no interior do material.

2.5.3 Equações analíticas utilizadas para descrever o transporte de solutos em meios porosos

A resolução da equação geral do balanço de massa de solutos vai depender das condições iniciais e de contorno da própria solução. Assumindo as condições indicadas na Figura 2.27, Ogata (1970) apresentou a solução da Equação 2.27 para o caso de um soluto reativo (com adsorção pelo solo):

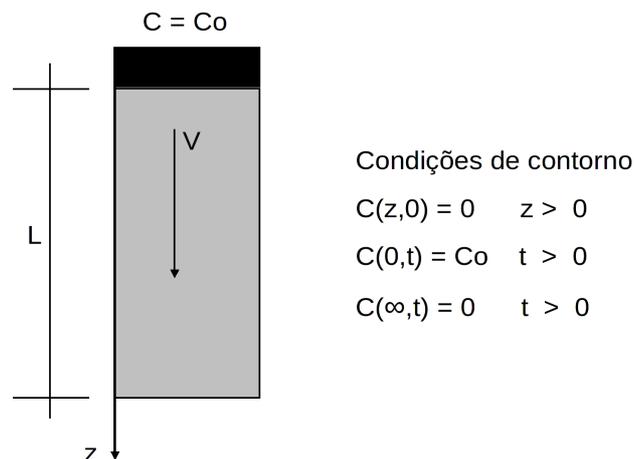


Figura 2.27 – Condições de contorno adotadas por Ogata (1970) para a obtenção da Equação 2.30 para modelagem do problema de transporte de solutos unidimensional
Fonte: Machado (2002).

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{R_d \cdot z - \bar{v} \cdot t}{2\sqrt{D_h \cdot R_d \cdot t}} \right) + \exp \left(\frac{\bar{v} \cdot z}{D_h} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{R_d \cdot z + \bar{v} \cdot t}{2\sqrt{D_h \cdot R_d \cdot t}} \right) \right] \quad (2.30)$$

onde:

erfc representa a função erro complementar;

z é a distância ao longo da trajetória de fluxo e

\bar{v} , é a velocidade linear média da solução.

Em situações onde a dispersividade do meio poroso é elevada, ou quando x ou t apresentam grandes valores, o segundo termo da direita pode ser desprezado. Soluções analíticas para outras condições de contorno são descritas por Rifai e outros (1956), Ebach e

White (1958), Ogata e Banks (1961) e Ogata (1970), podendo ser encontradas em Fetter (1992).

2.6 INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO NAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS NO TRANSPORTE DE MASSA

2.6.1 Permeabilidade do concreto

A permeabilidade é a propriedade de um concreto ser atravessado pelos gases e líquidos que atuam na sua superfície, quando estes fluidos são sujeitos a gradientes de energia.

Apesar de ser considerada uma propriedade fundamental, a permeabilidade não tem sido estudada com a profundidade merecida (GONÇALVES; COUTINHO, 1995). O principal motivo para a existência desse aparente descaso está na dificuldade de se reproduzir em laboratório as condições reais da estrutura. Podem reduzir-se a cinco as formas de penetração dos fluidos no concreto: através da pasta de cimento hidratado, do agregado, da superfície de ligação cimento-agregado, das inevitáveis fissuras e fendas e dos grandes defeitos existentes nas grandes massas de concreto, que em geral só são passíveis de ocorrer na execução real de uma obra. O que se mede em peças de laboratório é apenas a permeabilidade através de uma massa de concreto não só isenta dos defeitos que existem nos grandes volumes trabalhados (apesar dos cuidados postos na execução do trabalho), mas também livre das inevitáveis fendas e fissuras, espontâneas e acidentais, que só existem em quantidade apreciável em massas maiores na concretagem real. É especialmente na ligação cimento-agregado, sobretudo nos agregados de maiores dimensões, onde o fluido encontra caminhos mais fáceis para percolar, que a permeabilidade pode ser apreciada nos ensaios de laboratório.

No domínio do concreto, o mecanismo da permeabilidade não é idêntico ao movimento da água através de um maciço argiloso, pois naquele as partículas de cimento estão soldadas por combinações químicas devido à reação com a água. É diferente a percolação da água na argila (maciço constituído por partículas ligadas entre si apenas por forças físicas) e no concreto (maciço em que as partículas estão ligadas por forças de natureza química). Sendo assim, as leis de escoamento no concreto são normalmente não lineares, motivo pelo qual há dificuldade no estudo do movimento da água neste material, agravada

ainda pelas suas possíveis reações químicas com o meio. Poucos estudos sistemáticos têm sido realizados sobre a permeabilidade do concreto. Por vezes aparecem estudos contraditórios, provavelmente porque as condições de contorno de ensaio, entre outras, não são levadas em conta.

Tanto a resistência mecânica quanto a permeabilidade têm estreita relação com a porosidade; então de um modo geral, os fatores que influenciam a primeira também influenciam a segunda. Descrevemos a seguir, de forma resumida, alguns fatores que interferem na permeabilidade do concreto.

Fatores que interferem na permeabilidade do concreto à água:

- Influência da relação água-cimento, *a/c*, da dosagem de cimento, da relação água/materiais secos e da idade do concreto
- Granulometria do agregado e dimensões das peças
- Condições de cura
- Influência do efeito parede
- Aditivos e adições

Influência da relação a/c, dosagens de cimento, relação água-materiais secos e da idade do concreto

A relação água/cimento determina o tamanho, volume e continuidade dos espaços capilares. Este parâmetro define a estrutura da pasta. Quanto menor o seu valor, mais próximos estarão os grãos de cimento uns dos outros e, portanto, menor a porosidade da pasta de cimento.

Conforme Mehta e Monteiro (2008), o desenvolvimento da hidratação da pasta de cimento propicia a queda da porosidade e, portanto, uma diminuição do coeficiente de permeabilidade, apesar de não existir uma proporcionalidade direta entre os dois. Por exemplo, quando a porosidade capilar diminui de 40% para 30% (Figura 2.28), o coeficiente de permeabilidade cai muito mais (isto é, de cerca de 110×10^{-12} cm/s para 20×10^{-12} cm/s). Entretanto, um decréscimo adicional na porosidade de 30% para 20% resulta em apenas uma pequena queda na permeabilidade. Isso porque, no início, com o desenvolvimento do processo de hidratação, mesmo uma pequena diminuição da porosidade capilar total é associada a uma segmentação considerável nos poros grandes, reduzindo muito o tamanho e o número de

canais de fluxo na pasta de cimento. Tipicamente, cerca de 30% da porosidade capilar representa um ponto no qual as interconexões entre os poros já se encontram tão tortuosas, que um maior decréscimo na porosidade da pasta não é acompanhado por uma diminuição substancial do coeficiente de permeabilidade.

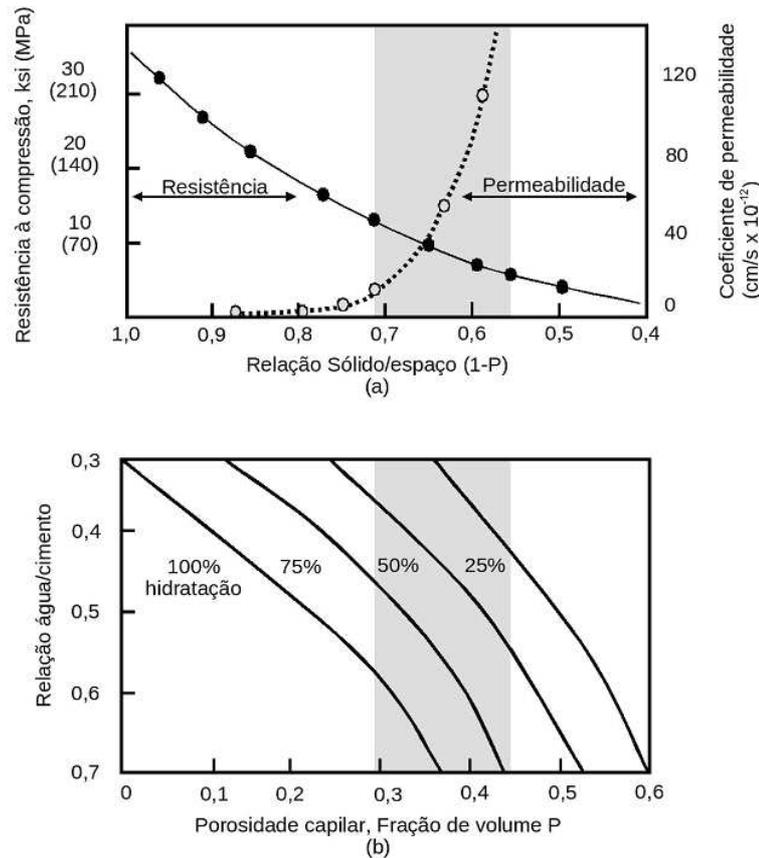


Figura 2.28 – Influência da relação água/cimento e do grau de hidratação sobre a resistência e a permeabilidade

Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

Alguns autores reconhecem a existência de um intervalo de relação água/cimento, compreendido entre 0,40 e 0,60, que resulta no mínimo de permeabilidade. Em pastas com mesmo grau de hidratação, nota-se uma redução na permeabilidade com a redução deste parâmetro (HELENE, 1986, p. 10-13). Uma redução da relação água cimento de 0,7 para 0,3 resulta em redução do coeficiente de permeabilidade em 1000 vezes, redução equivalente à observada em pasta de cimento com idade de 1 ano quando comparada a uma pasta aos 7 dias de idade (NEVILLE, 1997, p. 416). Em pesquisas efetuadas por Powers (1954) e por Mehta e Monteiro (2008), foram obtidos resultados semelhantes.

Os pesquisadores Gonçalves e Coutinho (1995, p. 322) apresentam por meio das Figuras 2.29a e 2.29b os resultados dos estudos da variação do coeficiente de permeabilidade do concreto com a dosagem de cimento e com a idade, para misturas com máxima dimensão do agregado (d_{max}) igual a 25 mm. Apesar de terem utilizados dois índices de consistência (9^0 *Vebe* e abatimento = 40 mm), eles mantiveram a consistência quando compararam concretos com diferentes consumos de cimento. Os referidos autores afirmam também que: “Quando a água de amassadura aumenta de 40 litros por metro cúbico (passando a trabalhabilidade de 9^0 *Vebe* para a de um abatimento do tronco de cone de Abrams de 40 mm), o coeficiente de permeabilidade chega a aumentar também de duas ordens de grandeza” (GONÇALVES; COUTINHO, 1995, p. 322). Inúmeros outros autores apontam a relação A/C como um dos principais fatores a governar a permeabilidade do concreto como, por exemplo, Mehta e Monteiro (2008, p. 129), Neville (1997) e Helene (2003).

É oportuno discutir também o que assegura a durabilidade: se é um teor de cimento bastante elevado ou uma relação água/cimento muito baixa. A discordância em relação a qual dos dois fatores deve ser usado para controlar a durabilidade pode estar relacionada com os interesses comerciais envolvidos, os fabricantes de cimento, de um lado, e os responsáveis pela especificação do concreto com uma resistência determinada, de outro. Como foi mostrado por Mather (1976 *apud* NEVILLE, 1997), o teor de cimento não é uma boa referência, pois, por exemplo, com 365 kg de cimento por metro cúbico, pode-se obter concretos com resistências entre 14 MPa e 41 MPa, dependendo da relação água/cimento e do abatimento do tronco de cone. Por outro lado, argumenta-se que, nas condições práticas de dosagem, o teor de cimento é muito mais fácil de se controlar do que a relação água/cimento. Segundo Cánovas (1988, p. 50), a dosagem de cimento também pode criar problemas no concreto. Para uma determinada resistência sempre se deve procurar empregar a menor quantidade possível de cimento. Altos consumos desse material trazem como consequência um intenso calor de hidratação. Posteriormente, ao resfriar, o cimento sofre retrações. Essas grandes elevações de temperatura, especialmente em épocas mais quentes, acabam por se traduzir em fortes retrações de origem térmica havendo perigo de ocorrer fissuração. Quantidades elevadas de cimento aumentam o risco de retração hidráulica, que também se traduzirá em fissuração no concreto recém lançado.

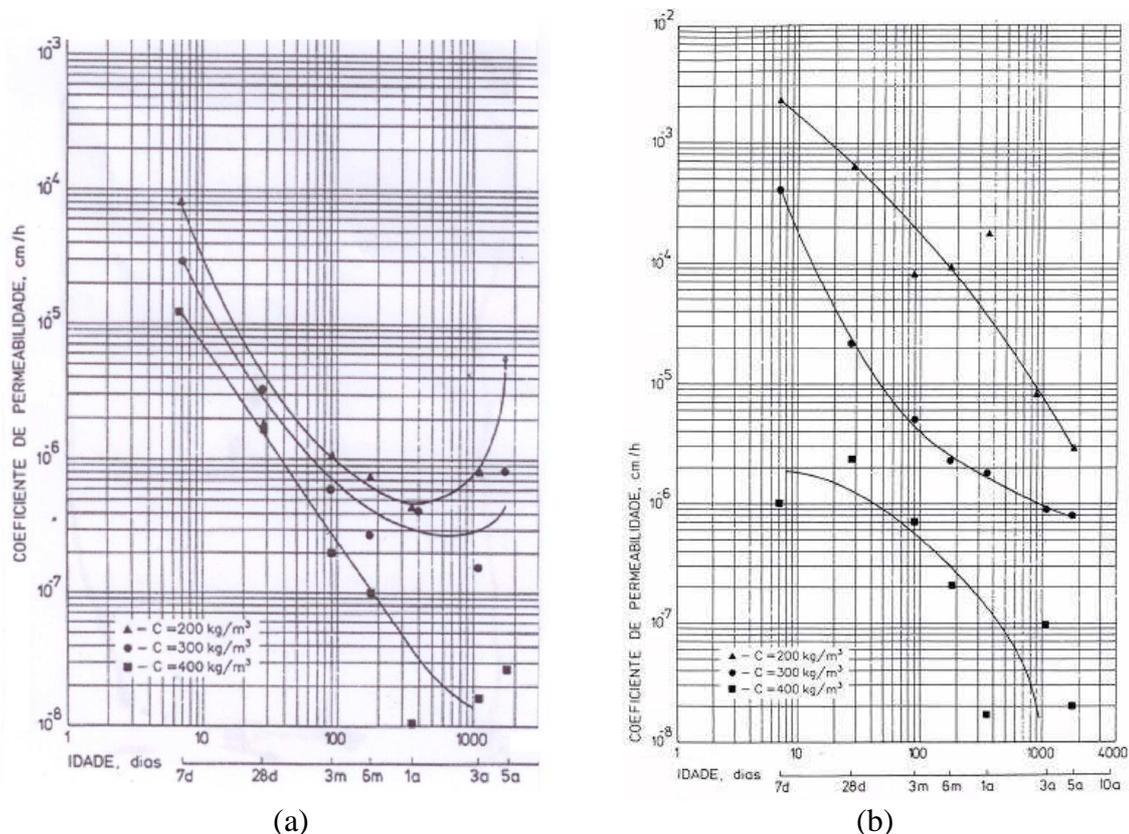


Figura 2.29 – Variação do coeficiente de permeabilidade com a dosagem de cimento e com a idade: a) concreto com consistência de 9° *Vebe* b) concreto com consistência de 40 mm do abatimento do cone de Abrams. Cura em atmosfera saturada
Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

Ainda a este respeito, o gráfico constante na Figura 2.30, apresentado por Helene e Medeiros (2003, p. 53-66), mostra o comportamento da carga passante em duas situações diferentes, após a execução de ensaios de resistência à penetração de cloretos em concreto, conforme a norma ASTM C-1202/94. Na primeira, quando se mantém a relação água/cimento constante, a migração de cloretos é uma função direta do consumo de cimento. Isso indica que neste caso há influência da quantidade de pasta. Na segunda, quando o que varia é a relação água/cimento e a consistência é mantida constante, a migração é uma função inversa do consumo de cimento, o que indica que, neste caso, a qualidade da pasta é o fator mais importante. Assinala-se que a carga passante corresponde à carga elétrica transferida num corpo de prova de concreto, sujeita a uma diferença de potencial de 60 V, ou seja, o seu valor total é a medida da condutância do concreto durante o período de ensaio.

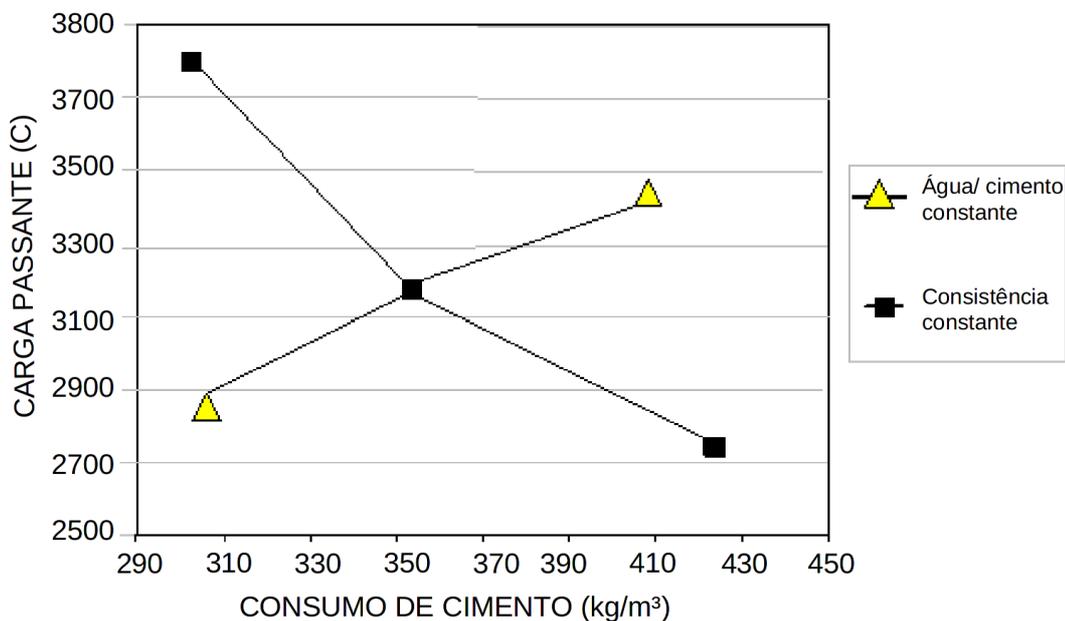


Figura 2.30 – Variação da carga passante com o consumo de cimento para os casos de relação água/cimento constante e consistência constante
 Fonte: Helene e Medeiros (2003).

Influência da granulometria do agregado e das dimensões das peças

Em tese, com a introdução de partículas de agregados de baixa permeabilidade (especialmente em pastas dosadas com valores altos de relação água/cimento nas primeiras idades, quando a porosidade capilar é alta), espera-se reduzir a permeabilidade do sistema, porque as partículas do agregado devem interceptar os canais de fluxo na matriz da pasta de cimento. Sendo assim, comparados à pasta de cimento pura, uma argamassa ou um concreto com a mesma relação água/cimento e mesmo grau de maturidade devem ter um coeficiente de permeabilidade menor. Contudo, na prática, isso não acontece, como indicam os dados dos ensaios de laboratório. Os gráficos (a e b) na Figura 2.31 mostram claramente que a incorporação de agregado à pasta de cimento ou argamassa aumenta consideravelmente a sua permeabilidade. Outro aspecto a ser destacado é que quanto maior a dimensão do agregado, maior será o coeficiente de permeabilidade.

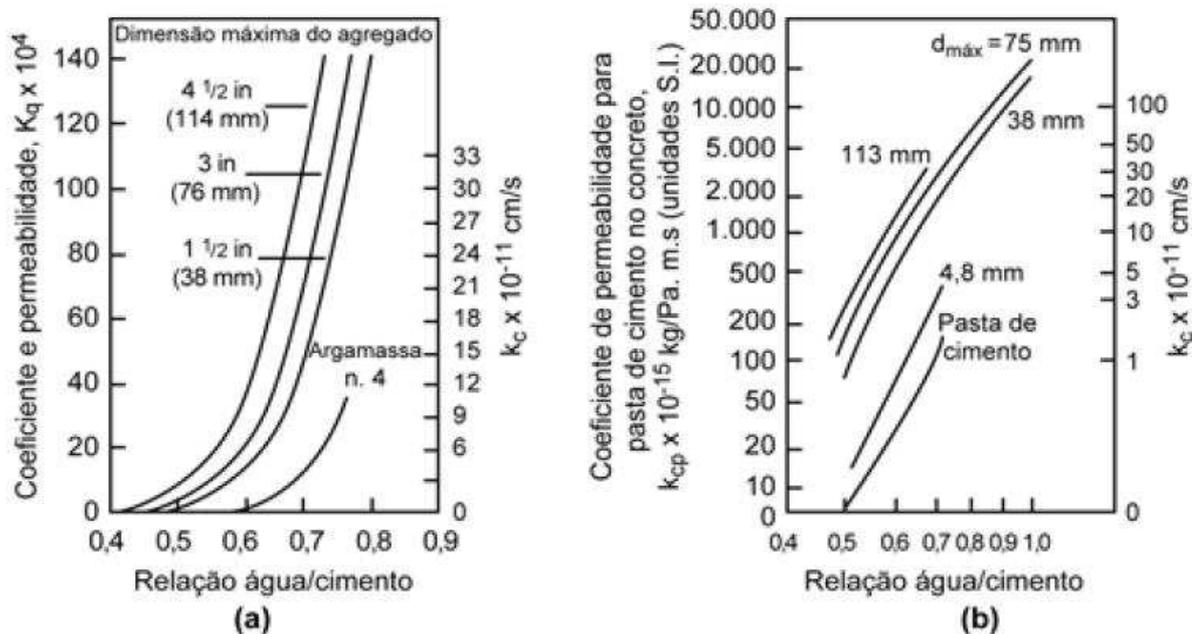


Figura 2.31 – Influência da relação água/cimento e da dimensão máxima característica do agregado na permeabilidade do concreto: a) ensaios em concreto e argamassa b) ensaios em concreto e pasta

Nota: K_q é a medida relativa do fluxo de água através do concreto em metros cúbicos por ano por metro quadrado de área para uma unidade de gradiente hidráulico.

Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

A explicação para este fato, a permeabilidade da argamassa ou do concreto ser maior do que a da pasta de cimento correspondente, está nas microfissuras normalmente presentes na zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento. Durante o período de hidratação inicial, essa zona de transição é fraca e vulnerável à fissuração devido aos esforços diferenciais entre a pasta de cimento e o agregado provocados pela retração por secagem, pela retração térmica e pelo carregamento aplicado externamente. Assim, microfissuras acabam ocorrendo. A maior ou menor presença de microfissuras sofre a influência da dimensão do agregado e de sua distribuição granulométrica, que interferem na característica de exsudação que ocorre na mistura do concreto, o que, por sua vez, afeta as condições na interface pasta agregado. Vale salientar que as fissuras nesta zona de transição são muito pequenas para serem vistas a olho nu, mas são maiores do que grande parte das cavidades capilares presentes na matriz da pasta de cimento. Com o tempo, a propagação dessas microfissuras estabelece interconexões que se tornam favoráveis ao aumento da permeabilidade do sistema.

Para uma determinada relação água/cimento, mantida a mesma trabalhabilidade, à medida que se aumenta dimensão do agregado, o coeficiente de permeabilidade vai se

tornando maior, conforme se observa a partir dos dados da Figura 2.32. Este resultado deve-se provavelmente aos maiores vazios causados pela acumulação de água de amassamento na parte inferior das partículas maiores. Silva (1993) também chegou a conclusões semelhantes.

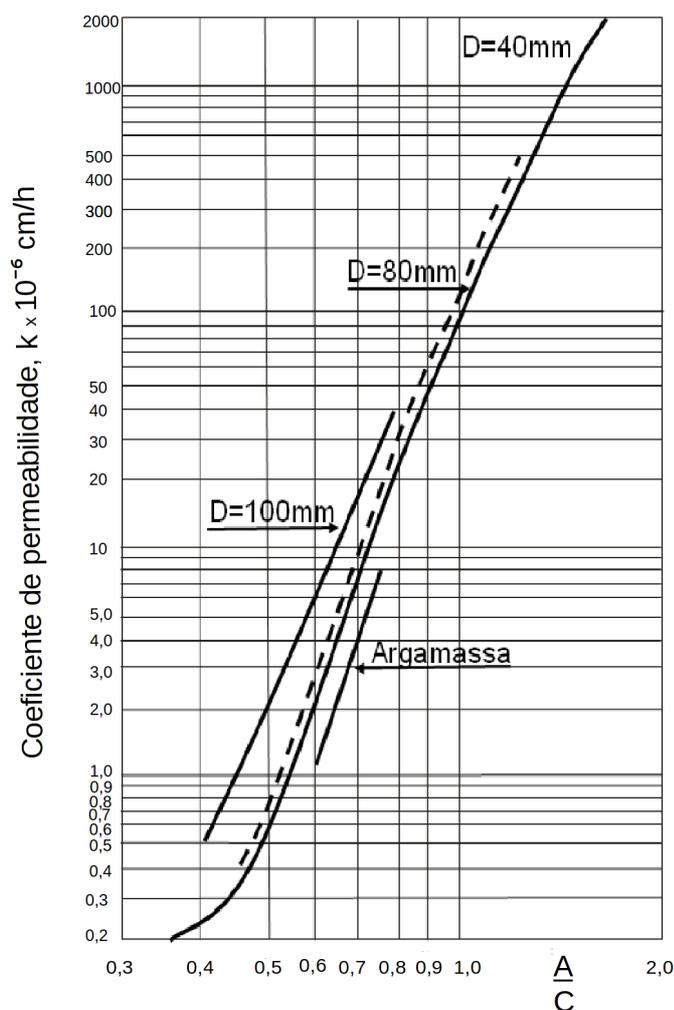


Figura 2.32 – Variação do coeficiente de permeabilidade do concreto, de igual trabalhabilidade, com a relação A/C e com a dimensão máxima característica do agregado
Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

Influência das condições de cura

A composição química do cimento só afeta a permeabilidade do concreto no que concerne à sua maior ou menor rapidez de hidratação. Concluída a hidratação nem a porosidade nem o coeficiente de permeabilidade final serão influenciados pela composição do

concreto. Desse modo, pode-se concluir que há uma queda na permeabilidade do concreto com o aumento da idade até que, terminada a hidratação, esses fatores passam a ser constantes. Deve-se considerar, entretanto, que a cura inadequada provoca a interrupção parcial ou total da hidratação do cimento, o que tem influência na permeabilidade e na porosidade do concreto.

Experiências têm demonstrado que a conservação do concreto dentro de água faz o cimento expandir e a quantidade de compostos hidratados aumentar, reduzindo o volume dos capilares e diminuindo o acesso da água. Nesse caso, a importância da filtração é reduzida. Ao mesmo tempo, a água não pode dissolver o hidróxido de cálcio senão nas vizinhanças dos canais percorridos, deixando intactas as zonas mais afastadas. Segundo Gonçalves e Coutinho (1995, p. 320), durante o ensaio de permeabilidade, sob pressão de 1,0 a 1,2 MPa, o concreto curado ao ar livre do laboratório deixa penetrar um volume de água de 20 a 30 vezes o volume de água que atravessa um concreto com a mesma idade, mas curado dentro de água. Além disso, a quantidade de cal arrastada pela água, quer destilada quer incrustante, na primeira hora, pode atingir 1g/l no concreto curado ao ar, enquanto que, no concreto curado em água, chega apenas a alguns décimos deste valor. Verifica-se assim a extrema importância de se realizar uma cura em meio úmido, pelo menos nas primeiras idades do concreto, para se reduzir a sua permeabilidade.

Influência do efeito parede

O efeito de parede foi posto em evidência por Caquot (1937 *apud* COUTINHO, 1973). Até então, não tinha sido considerado que junto a uma superfície limite qualquer do concreto, seja armadura ou face do molde, havia uma camada de partículas mais finas, que só pode ser obtida à custa do empobrecimento da massa do interior do concreto em tais partículas. Com efeito, a parede ou superfície limite influi na compacidade, pois a quantidade de argamassa necessária para encher o espaço entre partículas maiores do agregado e a parede é maior do que a necessária para encher espaços entre partículas no interior da massa. Portanto, é preciso sempre prever um excesso de argamassa em todo concreto. Há uma proporcionalidade já estabelecida, considerando-se uma massa indefinida: quanto maior for a relação entre a superfície da peça e o seu volume, mais necessário se faz tal excesso.

Segundo Gonçalves e Coutinho (1995, p. 321), o efeito parede aumenta em torno de

uma ordem de grandeza o coeficiente de permeabilidade.

Efeito de aditivos e adições

As adições que têm a propriedade de se combinar com o cimento (efeito pozolânico) criando ligações sólidas com os produtos hidratados do cimento são eficazes na redução da permeabilidade. O uso de materiais pozolânicos é em geral benéfico, pois estes agem como *filler*, preenchendo os poros da pasta e, principalmente, reagindo com a cal liberada na hidratação do cimento. Sendo solúvel em água, a cal pode ser carregada, deixando os poros da pasta e aumentando a permeabilidade e a absorção do concreto. O emprego de aditivos plastificantes e incorporadores de ar tem também efeitos benéficos no que se refere à diminuição da permeabilidade. Os primeiros auxiliam na redução do teor de água/materiais secos, (A%), e os incorporadores formam micro bolhas de ar isoladas e dificultam a formação de capilares durante a fase plástica do concreto, conforme Scanduzzi e Andriolo (1986, p. 470).

2.6.1.1 Fatores que influem na permeabilidade ao ar do concreto

A permeabilidade aos gases no concreto não é muito comum em estruturas reais. Ainda assim, por meio de ensaios, tem-se estudado a porosidade do concreto e procurado caracterizar o mecanismo de transporte dos gases nesse material, além de correlacioná-lo a outros meios de transporte, tais como a difusão de oxigênio, difusão de CO₂, visando-se estabelecer parâmetros de durabilidade.

Em geral, apenas em concretos porosos, em corpos de prova de pequena espessura, ou aplicando-se pressões elevadas, se consegue obter uma condição estabilizada de passagem de água através do concreto. Sabe-se que a permeabilidade à água não é o melhor meio de aferir o comportamento do concreto em relação a alguns ataques agressivos, pois, em ensaio, se considera o corpo de prova saturado, condição pouco comum nas estruturas, especialmente nas edificações. Devido ao tipo e a granulometria dos agregados e à enorme variedade atual de cimentos, muitos deles fabricados com adições, por vezes sem propriedades pozolânicas, têm sido realizados estudos em que se procura estabelecer relações entre os coeficientes dos diferentes mecanismos de transporte e a resistência do concreto aos ataques físicos ou

químicos. Assim, dependendo do tipo de aglomerante, têm sido encontradas boas correlações, por exemplo, entre a carbonatação (que, desconsiderando-se a umidade relativa, é controlada pela difusão do dióxido de carbono através do concreto) e a permeabilidade ao ar. Portanto, a permeabilidade ao ar surge como um ensaio complementar aos ensaios de difusão, capilaridade ou permeabilidade à água para se estimar a durabilidade do concreto.

2.6.2 Mecanismos de retenção de água pelo concreto

Assim como nos solos, os mecanismos de retenção de água pelo concreto são: a capilaridade e a adsorção. Estes mecanismos são importantes, pois diminuem a energia específica do fluido. Eles atuam principalmente na componente energia correspondente à pressão da água, que, sob a condição de não saturação dos poros do concreto, apresenta-se menor do que a atmosférica. Isso explica o fenômeno da ascensão capilar. Desprezando-se a parcela da energia cinética (conforme a Equação de Bernoulli), para que a água possa ascender por capilaridade na massa de concreto é necessário que a sua pressão no interior desse concreto seja negativa. Para que se trabalhe sempre com valores positivos, é comum se utilizar o conceito de sucção intersticial ou matricial, que nada mais é do que a diferença entre os valores de pressão do ar (normalmente atmosférica) e da água, provocada pelos fenômenos de capilaridade e adsorção, ou seja: $sucção = u_{ar} - u_w$, onde u_{ar} corresponde à pressão na fase ar e u_w à pressão na fase água.

Capilaridade

A explicação dos fenômenos capilares é feita com base numa propriedade do solo associada com a superfície livre de qualquer líquido, denominada tensão superficial. A tensão superficial resulta da existência de forças de atração de curto alcance entre as moléculas, denominadas de forças de Van der Waals, ou simplesmente forças de coesão. A distância limite de atuação destas forças, isto é, a distância máxima dentro da qual uma molécula consegue exercer atração sobre as outras é conhecida pelo nome raio da esfera de ação molecular ' r ', que, na água, não excede a 5×10^{-6} cm. Desse modo, qualquer molécula cuja esfera de ação não esteja totalmente no interior do líquido não se equilibra, porque a calota

inferior da sua esfera de ação está repleta de moléculas que a atraem, o que não acontece em sua calota superior, que se encontra fora do líquido – e não está cheia de moléculas como a inferior (ver Figura 2.33). As moléculas que estão fora do líquido são atraídas para o seu interior pela resultante das forças de coesão não equilibradas. Evidentemente, esta resultante é nula quando a molécula se encontra a uma distância maior ou igual a ' r ' da superfície do líquido.

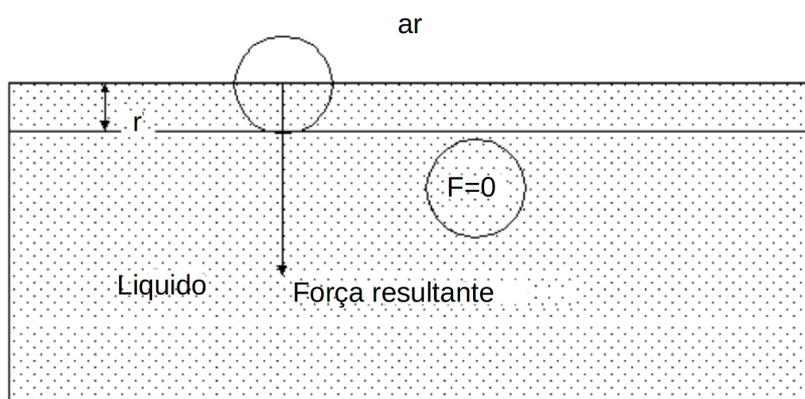


Figura 2.33 – Forças intermoleculares
Fonte: adaptado de Libardi (1993).

Além disso, pela ação das forças de coesão não equilibradas, a superfície do líquido se contrai minimizando sua área e adquire uma energia potencial extra que se opõe a qualquer tentativa de distendê-la, isto é, ocorrendo uma distensão, a tendência da superfície é sempre voltar a sua posição original. Com base nestas observações, a superfície ativa do líquido é também chamada de membrana contrátil.

Quando a membrana contrátil de um líquido se apresenta curva, pelo fato de possuir moléculas tracionadas, surge uma força resultante. Esta força é a responsável por alguns fenômenos como, por exemplo, a ascensão capilar. A curvatura do menisco por sua vez é função da intensidade da força com que as moléculas do líquido são atraídas por outras moléculas do mesmo líquido, pelo ar e pelas moléculas da superfície sólida eventualmente em contato com o líquido. A formação de meniscos capilares é ilustrada na Figura (2.34) mostrada adiante. O menisco capilar será côncavo ou convexo a depender da relação entre as forças de atração entre as próprias moléculas do líquido e as forças de atração entre as moléculas do líquido e as do sólido com o qual elas mantêm contato. Caso a atração entre as moléculas do líquido seja fraca comparada com as forças de atração líquido/sólido (como acontece com os meniscos formados pela água e a maioria das superfícies de contato

minerais), o menisco será côncavo. Caso contrário, o menisco será convexo, ou seja, θ será maior do que 90° (como acontece com os meniscos formados pelo mercúrio e a maioria das superfícies de contato).

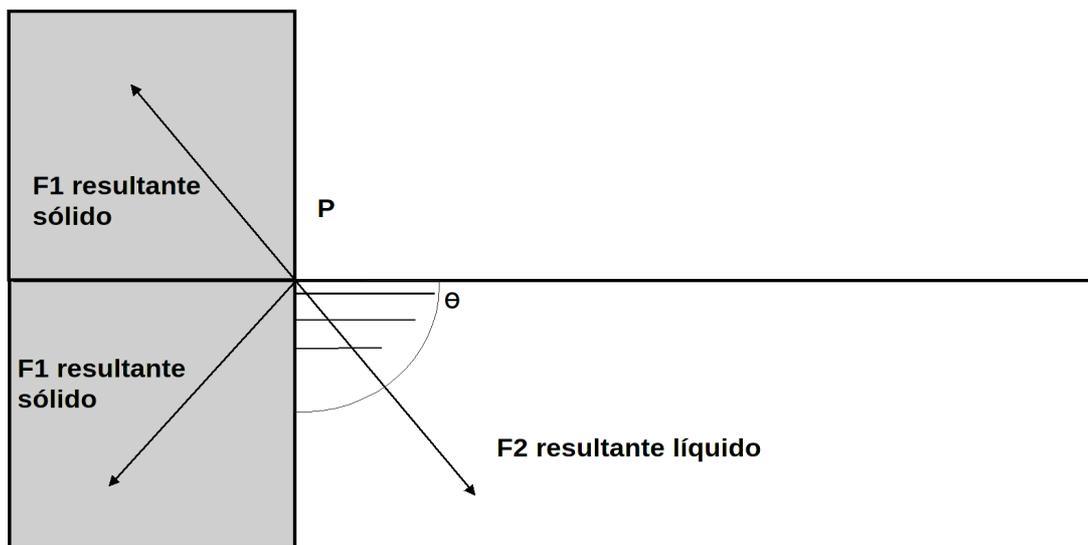


Figura 2.34 – Formação de meniscos capilares
Fonte: modificado de Libardi (1993).

Imergindo-se a ponta de um tubo fino de vidro num recipiente com água, esta subirá no tubo capilar até uma determinada altura, que será tanto maior quanto mais fino for o tubo. Existirá sempre uma tensão superficial (T_s) no contato entre a água e o vidro, formando um ângulo θ (cujo valor depende da relação entre as forças apresentadas na Figura 2.34), que é também conhecido como ângulo de molhamento ou de contato. A T_s e o θ assumirão valores que dependerão do tipo de fluido e da superfície de contato em questão. No caso da água pura e do vidro quimicamente limpo, na temperatura ambiente, T_s é aproximadamente igual a $0,074 \text{ N/m}$ e θ é igual a zero. O cálculo da altura de ascensão capilar é feito através da fórmula de Laplace, representada pela equação a seguir. Nesta equação, r_1 e r_2 são raios de curvatura ortogonais do menisco de água.

$$\sigma = T_s \cdot \left[\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right] \quad (2.31)$$

Caso o menisco de água seja esférico, temos $r_1 = r_2$, o que simplifica a equação de Laplace, que passa a ser representada na forma da Equação 2.32, utilizada para calcular a altura de ascensão capilar da água.

$$h = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos(\theta)}{\gamma_w \cdot r} \quad (2.32)$$

A estrutura porosa do concreto endurecido, sobretudo da sua rede capilar, é o fator decisivo em termos de durabilidade, pois esta depende principalmente da facilidade com que os fluidos, principalmente a água pura ou com substâncias dissolvidas, dióxido de carbono e oxigênio, penetram e se movimentam através de rede porosa, sobretudo nos capilares que formam uma rede contínua, pois os microporos ou poros do gel já são demasiado pequenos para intervirem, e os macroporos, em geral, estão isolados da rede. A absorção capilar depende da finura do cimento (diminui quando a finura aumenta), da relação água/cimento (aumenta quando a/c aumenta), da idade (diminui quando a idade aumenta), da duração da cura úmida (diminui quando a duração aumenta) e da compactidade. Uma elevada percentagem de elementos finos, inertes, sem reatividade pozolânica, aumenta a absorção capilar.

Segundo Duriez (1964), a pasta de cimento praticamente não tem capilaridade, pois os canalículos capilares são formados na superfície de contato cimento-agregado. A capilaridade da argamassa é reduzida quando as partículas com dimensões inferiores a 0,5mm existem em pequena quantidade (GONÇALVES; COUTINHO, 1995, p. 309). A adição de produtos convenientes, designados hidrófugos, também pode diminuir substancialmente a capilaridade. Estes produtos atuam de dois modos: obturando os poros por meio de partículas muito finas, de superfície específica elevada, obtidas, por exemplo, pela precipitação de determinados produtos, ou criando superfícies interiores que não são molhadas pela água (diminuição da tensão superficial).

Adsorção de água pela matriz porosa do concreto

Como no caso dos solutos, dá-se o nome de adsorção ao mecanismo de fixação da água à superfície das partículas de um meio poroso. Em solos, as partículas de argila se

encontram desbalanceadas eletricamente, e a água, por ser uma molécula polar, acaba aderindo à superfície das partículas sólidas por atração elétrica. Forma-se então na vizinhança da partícula sólida um campo elétrico, cuja intensidade diminui à medida que a distância da superfície da partícula aumenta, deixando as moléculas de água paulatinamente mais disponíveis para o fluxo. A teoria mais aceita para descrever o comportamento do conjunto campo elétrico/camada de água adsorvida é a teoria da camada dupla, segundo a qual as partículas de água mais próximas das partículas sólidas (primeira camada) estão fortemente aderidas a estas, de tal modo que não participam do fluxo e se apresentam em estado de consistência de gel. Na segunda camada, a força de intensidade do campo elétrico decresce paulatinamente com a distância, deixando, a partir de certo valor, as partículas de água livres para responderem aos gradientes de energia e participarem do fluxo. No caso do concreto, o aglomerante é o principal responsável pela capacidade de retenção de água das argamassas, devido à sua elevada área específica e à grande capacidade de adsorção de suas partículas.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), água adsorvida é a água que se encontra próxima à superfície do sólido. Sob influência das forças de atração, as moléculas de água são fisicamente adsorvidas na superfície dos sólidos na pasta de cimento hidratada. Sugere-se que até seis camadas moleculares de água, com espessura de 15 Ângstrons, podem ser fisicamente retidas por pontes de hidrogênio.

A pasta de cimento é, de fato, higroscópica, devido ao caráter hidrófilo do cimento e à presença de poros submicroscópicos. O conteúdo real da água da pasta depende da umidade relativa do meio. De modo específico, os poros capilares, devido ao seu tamanho relativamente grande, esvaziam-se quando a umidade relativa do ambiente desce abaixo de 45%, mas a água adsorvida continua nos poros de gel mesmo com percentuais de umidade ambiente inferiores (NEVILLE, 1997). Uma pasta de cimento saturada não se manterá dimensionalmente estável quando exposta a baixas umidades relativas do ambiente, principalmente porque a perda de água fisicamente adsorvida do C-S-H resulta em deformação por retração.

Curvas de retenção de água e de condutividade hidráulica

Conforme relatado anteriormente, quando o conteúdo de um líquido dentro de um meio poroso qualquer – como o concreto, por exemplo – se modifica, há uma mudança no

estado de energia desse fluido e na maior ou menor facilidade com que este se move dentro dos interstícios que encontra. À medida que o volume do líquido de interesse (normalmente a água) decresce, a “seção de fluido” nos vazios do material se torna progressivamente menor. Desse modo, no processo de secagem, há um momento em que a continuidade entre as partículas do fluido pode ser interrompida, ponto em que a permeabilidade praticamente se anula. Assim, no caso de meios porosos não saturados, costumamos nos referir a uma função de condutividade hidráulica, em que os valores de permeabilidade estão normalmente associados a conteúdos volumétricos do fluido ou ao seu estado de energia (dado normalmente pelo valor de sucção) dentro do meio. Embora não haja um claro consenso na literatura especializada, o termo permeabilidade aqui somente fará referência ao valor da função de condutividade hidráulica para uma condição de saturação do material.

Há uma redução no estado de energia da água quando seu volume é reduzido dentro dos interstícios do concreto, de forma que este passa a apresentar valores de pressão menores que a pressão atmosférica (sucção). Denomina-se de curva de retenção de água a relação existente entre o conteúdo de água do meio e o estado de energia da água intersticial.

A Figura 2.35 apresenta curvas características de sucção típicas para solos arenosos e argilosos (PRESA, 1982). Nesta figura, a sucção está representada no eixo das ordenadas, em função do logaritmo da carga hidráulica, em PF; e o conteúdo de água está representado no eixo das abscissas, em função da umidade gravimétrica. Esta é uma representação bastante utilizada em trabalhos relacionados com a física dos solos, embora neste caso a umidade volumétrica seja a mais utilizada.

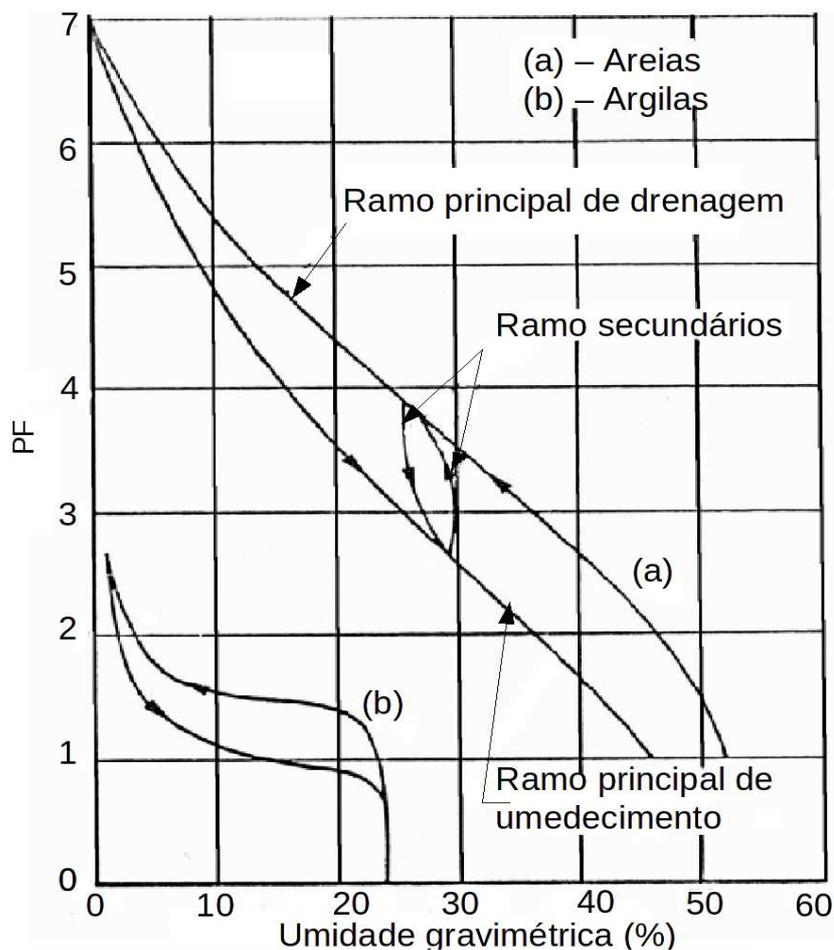


Figura 2.35 – Curva de retenção típica para solos arenosos e argilosos
 Fonte: Presa (1982).

Conforme se pode observar nesta figura, a curva característica de sucção é dependente da trajetória (de secagem, umedecimento ou mista) seguida durante o ensaio. Este fenômeno é denominado de histerese. O fenômeno da histerese é explicado por meio de diferentes causas, tais como: a geometria não uniforme dos poros intercomunicados por pequenas passagens, o efeito do ângulo de contato, que varia em função da trajetória seguida, a ocorrência de bolhas de ar aprisionadas, que influenciam a trajetória de umedecimento, e as variações de volume sofridas por expansão e retração. Assim, durante os processos de redistribuição de umidade, podem-se encontrar, para um mesmo solo, havendo condições de equilíbrio de sucção, diferentes valores de umidade.

Não se encontrou na literatura a informação de que curvas de retenção para o concreto tenham sido obtidas. No que tange aos modelos utilizados para a representação da curva característica de sucção, aqueles propostos por Van Genuchten (1980), Equação 2.33, e

por Fredlund e Xing (1994), Equação 2.34, são os de uso mais corriqueiro na área de geotecnia. Nestas equações, α (kPa^{-1}), a (kPa), n e m são parâmetros de ajuste; θ_{sat} corresponde à umidade volumétrica saturada (igual à porosidade do meio); θ_r à sua umidade residual e e corresponde à base do logaritmo neperiano ($e = 2,718$). Ambas as equações apresentam similaridades como, por exemplo, valores de umidade ou de sucção a partir dos quais são necessários grandes incrementos de sucção ou de energia para uma secagem adicional do meio. Estes são denominados valores de umidade ou de sucção residuais: θ_r e ψ_r , respectivamente. A equação proposta por Van Genuchten (1980) possui como grande vantagem a sua simplicidade; em compensação, aquela proposta por Fredlund e Xing (1994) permite a representação da curva de retenção do meio até a sua completa secagem, o que, para estes autores, ocorre para um valor de sucção em torno de 1×10^6 kPa.

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_{sat} - \theta_r}{[1 + |\alpha \psi_m|^n]^m} \quad (2.33)$$

$$\theta = \theta_{sat} \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000.000}{\psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (2.34)$$

Conforme relatado anteriormente, à medida que um determinado fluido presente em um meio poroso é drenado, fica cada vez mais difícil a sua passagem pelos poros desse meio, pois começa haver perda de continuidade da fase fluida. Dessa forma, para fazer a modelagem da advecção de meios porosos não saturados, em vez de se utilizar o valor da permeabilidade, obtido para uma condição de meio saturado com o fluido de interesse (normalmente a água), utiliza-se a curva de condutividade hidráulica do meio, na qual a permeabilidade é expressa como uma função ou da sucção ou do conteúdo do fluido de interesse. A partir do modelo de Mualem para previsão de $K(\theta)$, Van Genuchten (1980), considerando ser a água o fluido de interesse e usando a simplificação: $m=1-1/n$, propõe a seguinte equação para prever a função de condutividade hidráulica:

$$k(\theta) = k_{sat} \cdot \omega^p \left[1 - \left(1 - \omega^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (2.35)$$

onde:

ω é denominado de saturação efetiva do solo, sendo dado pela Equação 2.36 (abaixo);

K_{sat} é a condutividade hidráulica do meio poroso saturado;

p é um parâmetro empírico, que foi estimado por Mualem (1976) como sendo aproximadamente igual a 0,5 para a maioria dos solos (não foram encontrados relatos do valor de p para concreto).

$$\omega = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{sat} - \theta_r} \quad (2.36)$$

A Figura 2.36 apresenta as curvas características de sucção e de condutividade hidráulica, representadas em termos de sucção matricial. Conforme se pode observar, a curva de condutividade hidráulica apresenta uma histerese pronunciada. Quando estes mesmos dados são expressos em termos de umidade volumétrica (vide Figura 2.37), a histerese observada é desprezível.

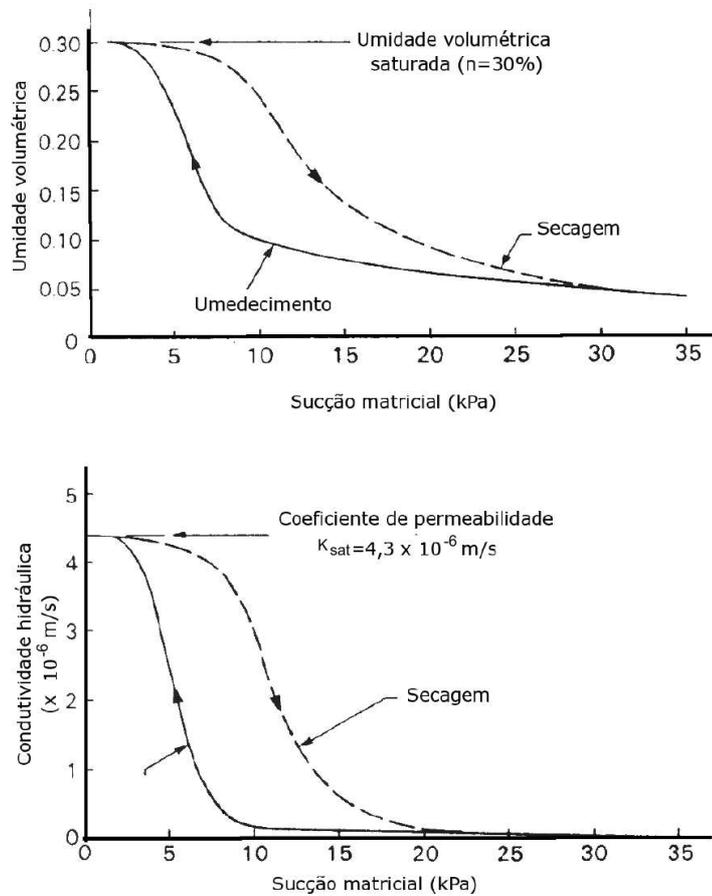


Figura 2.36 – Efeito da histerese em curvas de condutividade hidráulica e característica de sucção

Fonte: modificado de Fredlund e Rahardjo (1993).

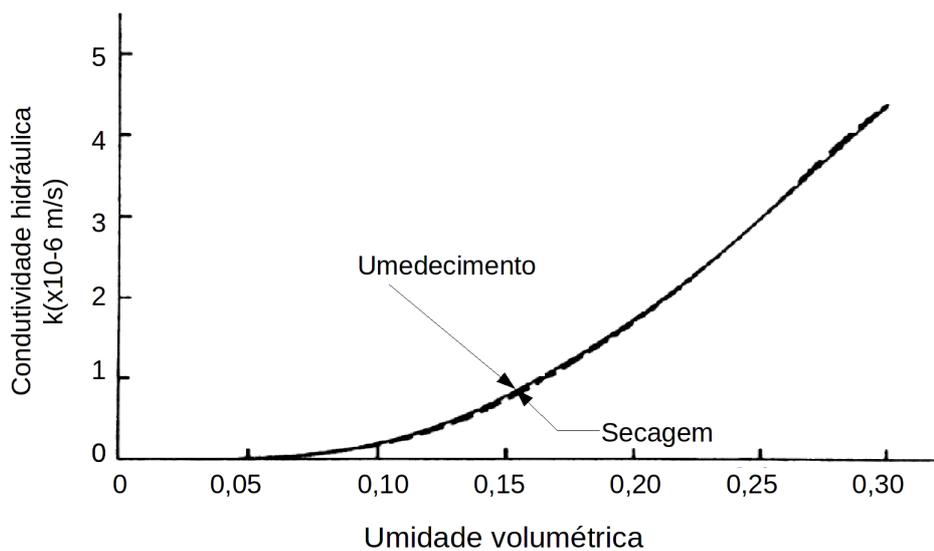


Figura 2.37 – Redução na histerese da curva de condutividade hidráulica quando a mesma é expressa em termos de umidade volumétrica

Fonte: modificado de Fredlund e Rahardjo (1993).

2.6.3 Fatores que interferem na difusão de substâncias no interior da massa de concreto

Coeficiente de difusão

A determinação do coeficiente de difusão de cloretos é, hoje, um dos maiores desafios para o meio técnico, porque dele depende a previsão de vida útil das estruturas em ambientes contaminados por cloretos. O fenômeno da difusão desses íons no concreto é bastante complexo, pois várias são as possibilidades de combinações dos diversos fatores que o influenciam, tais como: variação da concentração superficial de cloreto com o tempo, variação da temperatura, variação do coeficiente de difusão em função do íon combinado, capacidade de combinação que varia com o tipo de cimento, o fluxo tridimensional, a modificação da microestrutura ao longo do tempo etc. Estudando a difusão de cloretos em função do grau de hidratação e do volume de agregados, Halamickova e outros (1995) verificaram que a hidratação reduz o coeficiente de difusão e que uma maior quantidade de agregados o aumenta. Provavelmente, neste último caso, aumenta-se a conectividade da zona de transição. Estas relações entre coeficiente de difusão e relação água/cimento e/ou volume de agregado devem ser mantidas no caso do estudo de outras substâncias, tais como vapor de água, oxigênio etc. No entanto, elas podem ser representadas por modelos matemáticos diferentes.

Para Nepomuceno (2005), os valores do coeficiente de difusão são da ordem de 10^{-8} cm^2/s . Andrade (1993) define que, quando se considera a combinação do íon cloreto, tem-se o coeficiente de difusão aparente e, quando se determina somente o coeficiente dos cloretos livres, deve ser chamado de coeficiente de difusão efetivo. Na opinião do autor deste trabalho, esta nomenclatura está invertida, pois o coeficiente de difusão efetivo deve se referir ao que realmente acontece na estrutura porosa do concreto e não a um valor potencial de difusão considerando-se apenas a difusão de cloretos em água pura.

Indica-se a seguir a classificação dos concretos conforme os valores típicos do coeficiente de difusão do íon cloreto (k) nesses materiais:

- Concreto de elevada difusibilidade $k > 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
- Concreto de média difusibilidade $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} \leq k \leq 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
- Concreto de baixa difusibilidade $k < 1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Difusão do vapor de água, oxigênio e do dióxido de carbono

A difusão do vapor de água presente na atmosfera para o interior do concreto, além de ser responsável pela corrosão de armaduras, também controla outros fenômenos como, por exemplo, a carbonatação, que necessita de um teor mínimo de umidade interna para ocorrer. O fluxo de vapor de água através dos poros de concreto pode ser descrito pelas leis de Fick, segundo as quais a pressão parcial de vapor (ou a umidade relativa) é o potencial que lhe impulsiona (QUENARD; SALLE, 1992). A pressão parcial de vapor também pode ser expressa na forma de concentração do vapor na atmosfera. Enquanto a umidade relativa for menor que a quantidade de vapor capaz de promover a condensação no poro (umidade crítica), o vapor de água existente está em equilíbrio com uma camada de líquido adsorvida. Nessa condição, o transporte de umidade é caracterizado pelo mecanismo de difusão de vapor de água presente no ar dos poros e pelo escoamento de líquido resultante de diferenças de pressões na camada superficial adsorvida (SATO, 1998).

Entre as principais substâncias na fase gasosa que podem comprometer a durabilidade do concreto, destaca-se o oxigênio, que é responsável pela reação catódica na corrosão de armaduras e vários processos de biodegradação. O coeficiente de difusão do O_2 no concreto é da ordem de $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (TUUTTI, 1982) e varia em função da diferença entre os materiais constituintes, da preparação das amostras, do teor de umidade interna do concreto e das técnicas de medida.

Os gradientes de concentração do dióxido de carbono no concreto devem-se principalmente à reação do CO_2 , sobretudo com os hidróxidos na pasta de cimento hidratado. Essa reação só acontece na presença da água. A difusão deste gás ocorre através da película de água que forra as paredes do poro até a sua superfície, onde ele se combina com os hidróxidos. Por esse motivo, a difusão de dióxido de carbono e, portanto a carbonatação, não se dá no concreto totalmente seco, nem no concreto totalmente saturado. Neste último caso, o acesso do ar contendo o CO_2 é impedido.

Relações entre difusão, capilaridade e permeabilidade

Sendo o movimento dos fluidos no concreto realizado através do mesmo sistema de

poros, é natural que seja possível estabelecer relações entre os diferentes mecanismos de transporte, conforme Gonçalves e Coutinho (1995, p. 337). De acordo com o Comité Euro-Internacional du Béton CEB-1990 (1991), a distribuição da porosidade, dependendo da dimensão dos poros, influencia diretamente o fluxo de massa através do concreto. Os poros da pasta de cimento são de vários tamanhos, podendo ser, genericamente, classificados em macroporos, poros capilares ou microporos, sendo os dois primeiros particularmente importantes quanto à durabilidade das estruturas de concreto, pois é por seu intermédio que ocorre a maior parte do transporte de massa.

Salienta-se que o movimento da água líquida se processa mesmo com os poros ocupados por água, enquanto o movimento do vapor ou dos gases só se dá nos poros não saturados. A umidade do concreto desempenha portanto um papel fundamental no transporte de massa pelos poros do concreto, podendo dificultar o estabelecimento das relações entre difusão, capilaridade e permeabilidade. De fato, para uma determinada umidade relativa do ar, devido ao fenômeno de condensação capilar, existem ao mesmo tempo poros com água sob a forma líquida, sob a forma de vapor ou sob ambas as formas. Num processo de secagem, por exemplo, o fluxo da umidade nos poros envolverá, assim, diferentes mecanismos de transporte (Figura 2.38). Compreende-se portanto que só em situações de umidade muito baixa, em que o gás ou vapor ocupa todo o sistema de poros, os seus respectivos coeficientes de difusão ou de permeabilidade, poderão estar relacionados, por exemplo, com o coeficiente de permeabilidade à água.

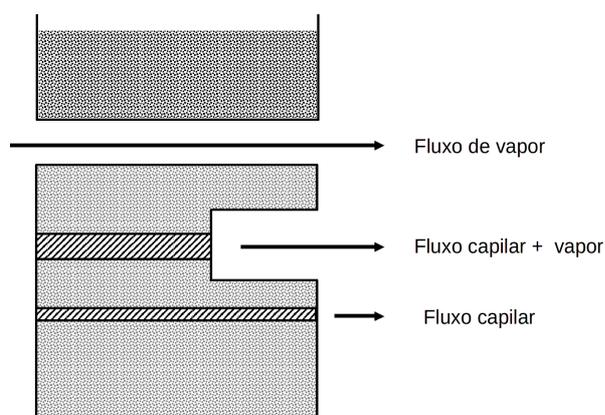


Figura 2.38 – Fluxo da umidade nos poros para uma determinada umidade relativa
Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

Nestas condições, é possível estabelecer uma relação entre o coeficiente de

permeabilidade à água, k , e o coeficiente de difusão do vapor de água ou de um outro gás qualquer, D_c , como a descrita a seguir:

$$k = C \cdot D_c^b \quad (2.37)$$

onde:

C é uma constante;

b é um coeficiente da ordem de 1,8 para o caso do vapor de água (Figura 2.39).

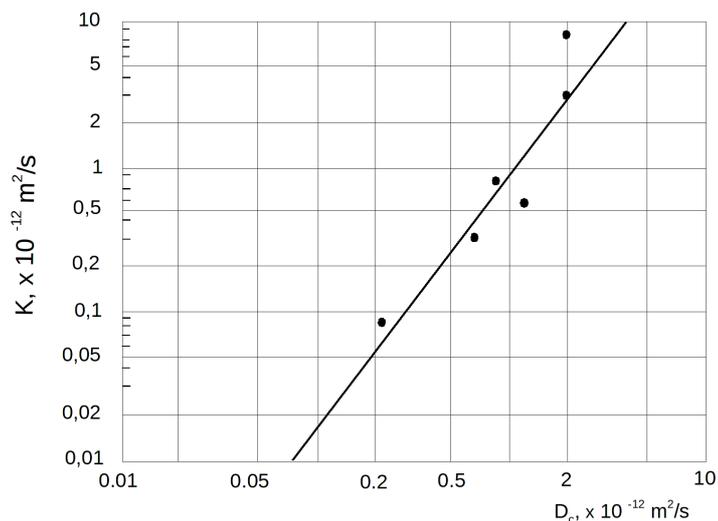


Figura 2.39 – Relação entre o coeficiente de permeabilidade à água, k , e o coeficiente de difusão do vapor, D_c (medido à umidade relativa de 39%), em argamassa de cimento

Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

No caso de poros com elevados teores de umidade, é possível se obter relações entre a difusão dos íons e a permeabilidade à água semelhantes às expressas na 2.37, onde o expoente b depende também do tipo de íon. A Figura 2.40 ilustra a relação entre a permeabilidade e o coeficiente de difusão do cloreto na água. É natural que em concretos muito densos, com poros de pequeno diâmetro, a relação deixe de ser verdadeira, uma vez que a mobilidade dos íons e a das moléculas de água podem ser afetadas de modo diferente. Igual comportamento pode acontecer se os íons reagirem com os componentes do concreto, alterando a sua porosidade.

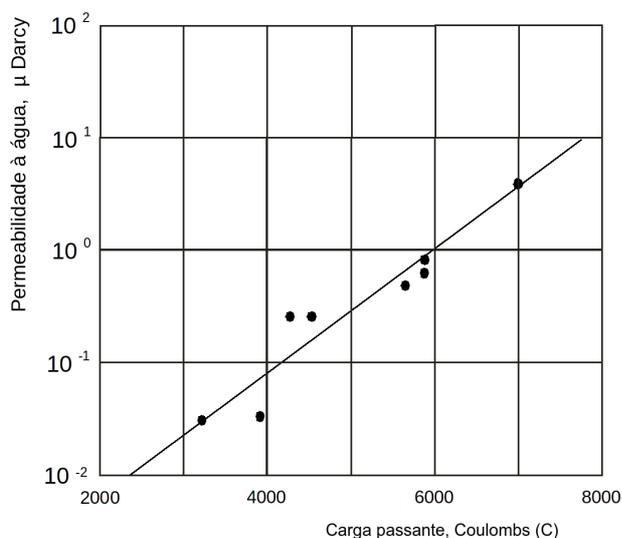


Figura 2.40 – Relação entre a permeabilidade à água e a difusão do íon cloreto
Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

Segundo Rodrigues (2009), a observância do grau de saturação do concreto como fator de influência sobre a difusão de íons cloreto faz-se recentemente. Utilizando-se de simulação computacional, Martys (1999) obteve dados que possibilitaram a elaboração do gráfico mencionado na Figura 2.41, onde se verifica, para uma mesma pasta de cimento, a correlação entre a razão dos coeficientes de difusão do material saturado e não saturado com os seus diferentes graus de saturação. Ressalta-se que nessa pesquisa foi considerada apenas a rede de poros mais interligada (poros maiores). Segundo Guimarães e Helene (2000), o grau de saturação é um fator mais decisivo na intensidade de penetração de cloretos que o teor de umidade, como também a interligação dos poros é mais importante que o teor total de vazios no concreto.

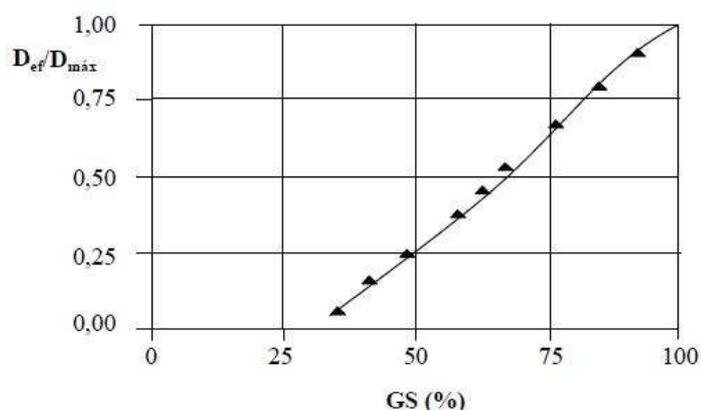


Figura 2.41 – Relação entre a razão dos coeficientes de difusão de pastas não saturada e saturada ($D_{ef}/D_{máx}$) e o grau de saturação
Fonte: Martys (1999).

2.6.4 Interação soluto partículas sólidas – retardo

Fatores que afetam na adsorção de solutos pela matriz porosa do concreto

Segundo alguns autores, a exemplo de Gonçalves (2003) e Neville (1997), muitos fatores afetam a adsorção dos contaminantes nos concretos, tais como as características: dos contaminantes (solubilidade na água, caráter polariônico), dos concretos (composição química do cimento, teor de adições do cimento, permeabilidade, porosidade, granulometria, homogeneidade, conteúdo de carbono orgânico, carga e área superficial) e as características do fluido (pH, conteúdo de soluto dissolvido).

A intensidade dos efeitos da adsorção depende da temperatura, da natureza das substâncias presentes no meio, da pressão do gás e da concentração do soluto. Um fator bastante importante está relacionado com a superfície do sólido. Quanto mais finamente dividido estiver este sólido, maior será a sua eficiência em adsorver as moléculas presentes no meio.

Adsorção de cloreto pelo concreto

O estado dos cloretos que atingem e se encontram no interior do concreto, ou seja, livres ou combinados, influi diretamente na sua penetração pelas armaduras. Do total de cloretos que penetra pelo concreto, somente os que estão livres ficam disponíveis para despassivar a armadura e deflagrar os mecanismos da corrosão.

As fases aluminato do material cimentante (ALONSO; ANDRADE, 1988 *apud* HELENE; ISAIA, 1995, p. 3-4) são as maiores responsáveis pela fixação dos cloretos, em especial o aluminato de cálcio hidratado. As pozolanas, em especial as cinzas volantes, por apresentarem geralmente teores altos de alumina, são adições que possuem maior capacidade de retenção de cloretos.

Justnes (1998) fez uma revisão geral na literatura internacional sobre a capacidade de combinação de cloretos. Em primeiro lugar, destacou que a combinação dos íons cloreto em sistemas cimentícios se dá predominantemente com o C_3A e o C_4AF , independentemente da fonte de cloretos. O principal composto resultante dessa combinação para ambos os casos é o cloroaluminato ou sal de Friedel. Os sulfatos presentes na composição do cimento têm maior

capacidade de combinação com os cloretos do que os aluminatos. Desse modo, apenas uma pequena quantidade de cloretos aparece combinada com compostos aluminatos. A adsorção de cloretos é dominada pela quantidade de C-S-H presente no concreto. O segundo aspecto destacado por Justnes se refere ao cloreto de cálcio. A sua combinação também pode ocorrer com o hidróxido de cálcio, o que não acontece em relação ao cloreto de sódio. O terceiro aspecto é a capacidade de combinação dos cloretos aumentar com o teor de cimento. O fato de a substituição de cimento por adições aumentar a capacidade de combinação dos cloretos, desde que haja uma formação maior de aluminato de cálcio hidratado, é o quarto aspecto. Por fim, o pesquisador destaca que os cloretos combinados podem ser liberados caso haja carbonatação do cimento ou haja penetração de sulfatos.

Segundo Helene e Isaia (1995), a retenção de cloretos depende, dentre outros fatores, das trocas iônicas na superfície dos poros e da quantidade de material amorfo. Alguns pesquisadores, como Tuuti (2000), afirmam que as fases aluminato e ferro aluminato do cimento, juntamente com a alumina das pozolanas, são os responsáveis pela retenção de cloretos nas pastas.

Conforme Ripper e Souza (2007), os íons cloreto presentes no interior do concreto podem encontrar-se sob quatro formas: a) quimicamente combinado, formando os cloroaluminatos; b) fisicamente adsorvidos nos poros; c) quimicamente adsorvidos aos silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e d) livres na solução dos poros do concreto. Convém destacar que uma maior quantidade de silicatos de cálcio hidratados implica uma menor penetração de íons cloretos. Consequentemente, maior será tempo requerido para que a corrosão tenha início. Além disso, os íons de cloro podem combinar-se com os silicatos na superfície desses sais, ou a estes se integrarem. A taxa de penetração dos cloretos também é afetada pela capacidade do concreto em fixar os íons cloreto que estejam – livres ou combinados – na água dos poros. A fixação dos cloretos seja quimicamente, pela reação com o aluminato tricálcico (C_3A), seja fisicamente, pela adsorção na superfície dos poros, faz com que a taxa de penetração destes íons diminua. Este efeito é função da relação água/cimento, do tempo, do tipo de cimento e adições minerais utilizados (BÔHNI, 2005; BUENFELD *et al.*, 1998).

O principal fator que afeta a capacidade de fixação de íons cloreto é o conteúdo de C_3A do cimento. O aumento no conteúdo de C_3A resulta no aumento da capacidade de fixação desses íons (HELENE, 1993; BUENFELD, 2000). Segundo Bishara (1991 *apud*

FERRARI, 2008), a porção de íons cloreto livre na fase aquosa é de 75% a 80 % do total de íons presentes.

Conforme Tuuti (1982), a relação entre os íons cloreto livres e íons cloretos combinados depende das características do cimento, da porosidade e das substâncias agressivas. Por sua vez, a formação de íons cloreto combinados, se CaCl_2 ou NaCl , vai depender do tipo de cátions disponível no meio aquoso do concreto. Na formação de CaCl_2 , a quantidade de íons cloreto combinados é significativamente maior que a quantidade de íons combinados que formam o NaCl . A fixação de íons cloreto através da formação de NaCl mostrou aumentar a concentração de íons OH^- na solução aquosa do poro. Por outro lado, os íons cloreto do CaCl_2 provocam uma redução na concentração de OH^- (SURYAAVANSHI; SCANTLEBURY; NEDWEL, 1994 *apud* FERRARI, 2008, p. 33).

O tipo de cátion envolvido no processo de difusão é também um fator que influi na taxa de penetração de cloretos, uma vez esta depende da quantidade de cloretos que são fixados. Este processo, por sua vez, depende do tipo de sal que os contém. Andrade e Page (1986) estudaram o efeito de uma mesma quantidade de cloretos provenientes do NaCl e CaCl_2 sobre a corrosão armadura, chegando à conclusão de que os corpos de prova que continham CaCl_2 foram mais afetados pela corrosão, apesar de conterem menor quantidade de cloretos livres e menor relação $[\text{Cl}^-/\text{OH}^-]$. Essa maior agressividade do CaCl_2 é atribuída à diminuição do pH resultante nesta situação. Apesar disso, Goñi e Andrade (1990) reafirmam que a relação $[\text{Cl}^-/\text{OH}^-]$ é o fator mais relevante para a despassivação da armadura do concreto.

Quando o concreto já se encontra endurecido, a contaminação só ocorre a partir do ambiente externo; e o ingresso de íons cloreto na estrutura só vai acontecer se eles estiverem dissolvidos em água. Isso se explica pelo fato de as dimensões dos cristais de cloretos serem usualmente muito maiores do que as dimensões dos poros dispostos em rede no concreto, o que impossibilita a entrada desses cloretos. Apesar disso, os cristais de cloretos podem depositar-se na superfície de uma estrutura em estado sólido até que ali haja água suficiente para a sua dissolução e seu ingresso no concreto. Quando dissolvidos, os cloretos infiltram-se no concreto através de mecanismos de penetração da água e de transporte de íons, como a sucção capilar, migração de íons, difusão de íons e permeabilidade (HELENE, 1993;

SCHNEIDER, 2005; SILVA, 2006 *apud* FERRARI, 2008, p. 34).

Segundo Hussain (1995), todos os fatores que afetam a capacidade de fixação de cloretos, teor de C_3A e C_4AF no cimento, sulfatos, temperatura de exposição e carbonatação, têm influência no teor de Cl^-/OH^- .

A relação água/aglomerante é um parâmetro de grande importância pela sua influência direta sobre a formação da microestrutura e da rede de poros do concreto, porque o tamanho e a interconectividade dos poros são determinantes para o ingresso de cloretos, pois são fatores controladores, facilitam ou impedem o deslocamento destes íons no interior desse material (PEREIRA, 2001). De modo geral, este parâmetro possui relação inversamente proporcional à resistência à penetração de cloretos, ou seja, quanto maior for a relação água/aglomerante menor será a resistência do concreto à penetração de cloretos, devido ao aumento da porosidade da pasta de concreto. Esse fato é relatado por Wee (2000).

A composição química do cimento pode influenciar de maneira benéfica no processo de diminuição de cloretos livres na solução dos poros. Esse processo ocorre através da reação dos íons cloreto com os aluminatos, formando cloroaluminatos de cálcio, e é determinado pelo teor de C_3A e C_4AF do clínquer (GASTALDINI, 2000). Os produtos de hidratação das fases ferro-aluminato são similares àqueles das fases tricálcio-aluminatos, ou seja, na presença de gesso, são formadas as fases AFt (trissulfoaluminato de cálcio hidratado ou etringita) e/ou AFm (monossulfoaluminato de cálcio hidratado). Os sais de Friedel são estáveis em soluções básicas (pH >12), mas se desestabilizam em soluções com baixo pH. A desestabilização desses sais tem como consequência a diminuição da resistência do cimento contra o ataque de cloretos. O conteúdo de álcalis parece ter um efeito inibidor sobre a capacidade de fixação de cloretos. Conforme Mehta e Monteiro (2008), a capacidade de fixação de íons cloreto de um cimento ocorre somente quando o conteúdo de C_3A é maior que 8%. É importante mencionar que aumentando muito o teor desse aluminato pode-se ter problemas de ataque por sulfatos.

De maneira geral, as adições minerais apresentam uma influência benéfica na redução da penetração de cloretos. Alguns autores associam este desempenho à diminuição da porosidade total e a mudanças na distribuição dos poros da argamassa, o que ocorre, por exemplo, com a adição da sílica ativa. Os minerais aumentam a quantidade de aluminatos disponíveis possibilitando a fixação de cloretos. As adições minerais também provocam um refinamento dos poros tornando a pasta do concreto mais densa, obturando e secionando a

rede de intercomunicação dos seus poros; com isso dificultam a entrada dos íons agressivos para o seu interior (BAUER, 1995; ZHANG, 1999; BASHEER, 2002. Pesquisas revelam que, quando são submetidos aos cloretos, os cimentos com adições têm um comportamento contrário àquele que apresentam quando submetidos à carbonatação. Em peças que sofreram carbonatação, as adições parecem influir de forma negativa na capacidade de retardar o ingresso de CO_2 , mas, no que se refere à resistência à penetração dos cloretos, agem de forma positiva freando a entrada desses íons.

A temperatura tem papel duplo nos processos de deterioração. Em seus estudos sobre a influência do C_3A na quantidade de cloretos livres com a variação da temperatura, Hussain (1996) destaca que a alta temperatura reduz a concentração de OH^- na solução contida nos poros, elevando a relação Cl^-/OH^- , e aumenta a concentração de cloretos livres pela decomposição de cloroaluminatos. Por outro lado, de acordo com Helene, (1986) a diminuição da temperatura pode dar lugar a condensações no concreto, ocasionando um aumento da umidade do material.

Em relação à cura, Jaergerman (1990) pesquisou a penetração de íons cloreto e a profundidade de penetração nos corpos de prova no clima do Mar Mediterrâneo. Segundo sua observação, depois de três anos de exposição, o período de cura não apresentou nenhuma influência significativa na profundidade de penetração desses agentes corrosivos. Aïtcin (2000) constatou que a falta de cura adequada do concreto pode ser um fator crítico para a sua durabilidade no que se relaciona aos agentes agressivos, entre eles o cloreto. Conforme Neville (1997), o esvaziamento dos capilares causa uma perda de água sem retração, porém, uma vez removida a água capilar, passa a ocorrer a remoção da água adsorvida. As condições de cura possuem um significativo efeito sobre as propriedades de transporte de pastas de cimento endurecidas, em especial sobre a difusibilidade efetiva dos íons cloreto, pois propiciam modificação da estrutura dos poros da pasta e, por conseguinte, alteram a sua porosidade final (PAGE; SHORT; EL TARRAS, 1981). Colleparidi, Marcialis e Turrziani (1972) verificaram que os concretos mais bem compactados têm coeficiente de difusão de íons cloreto inferiores àqueles não compactados.

2.7 TÉCNICAS EXPERIMENTAIS ASSOCIADAS AO ESTUDO DO TRANSPORTE DE MASSA NO CONCRETO

2.7.1 Determinação experimental do coeficiente de permeabilidade do concreto

Permeabilidade à água

Na literatura sobre o tema, encontra-se uma grande diversidade de métodos para determinar o coeficiente de permeabilidade à água do concreto. Quase todos são baseados na sua medição em corpos de prova moldados expressamente para este fim ou em corpos de prova cortados de corpos de prova de maiores dimensões, ou extraídos da própria estrutura.

Comumente são empregados dois métodos para determinar o coeficiente de permeabilidade do concreto: o ensaio de um cubo, que permite aplicar diretamente a equação da Lei de Darcy, e o de um cilindro vazado, que exige a integração da equação da Lei de Darcy com o uso da equação de conservação da massa. A Figura 2.42 mostra a montagem utilizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Portugal, para determinação do coeficiente de permeabilidade do concreto. Devido à sua baixa permeabilidade, altos gradientes de energia são necessários, o que é normalmente conseguido utilizando-se amostras de comprimento reduzido e se pressurizando, a altos valores, o líquido percolante. Em se tratando da água, sua pressão normalmente é elevada com o uso de compressores de ar ou de cilindros pressurizados e de interfaces ar/água. A água sob pressão é enviada para os reservatórios onde estão os corpos de prova a serem ensaiados. A água que passa pelos corpos de prova é coletada em recipientes e seu volume é determinado em intervalos de tempo preestabelecidos. A utilização do cilindro vazado aproxima-se mais das condições teóricas em função da espessura atravessada pela água ser apenas de 6,5 cm, pois se usam cilindros com diâmetro externo de 15 cm por 30 cm de altura com furo central de 2 cm de diâmetro. A água atua sob pressão na superfície lateral do cilindro e é recolhida na sua região central, de onde escorre para o recipiente de coleta. A Figura 2.42 ilustra um aparato típico utilizado para este fim.

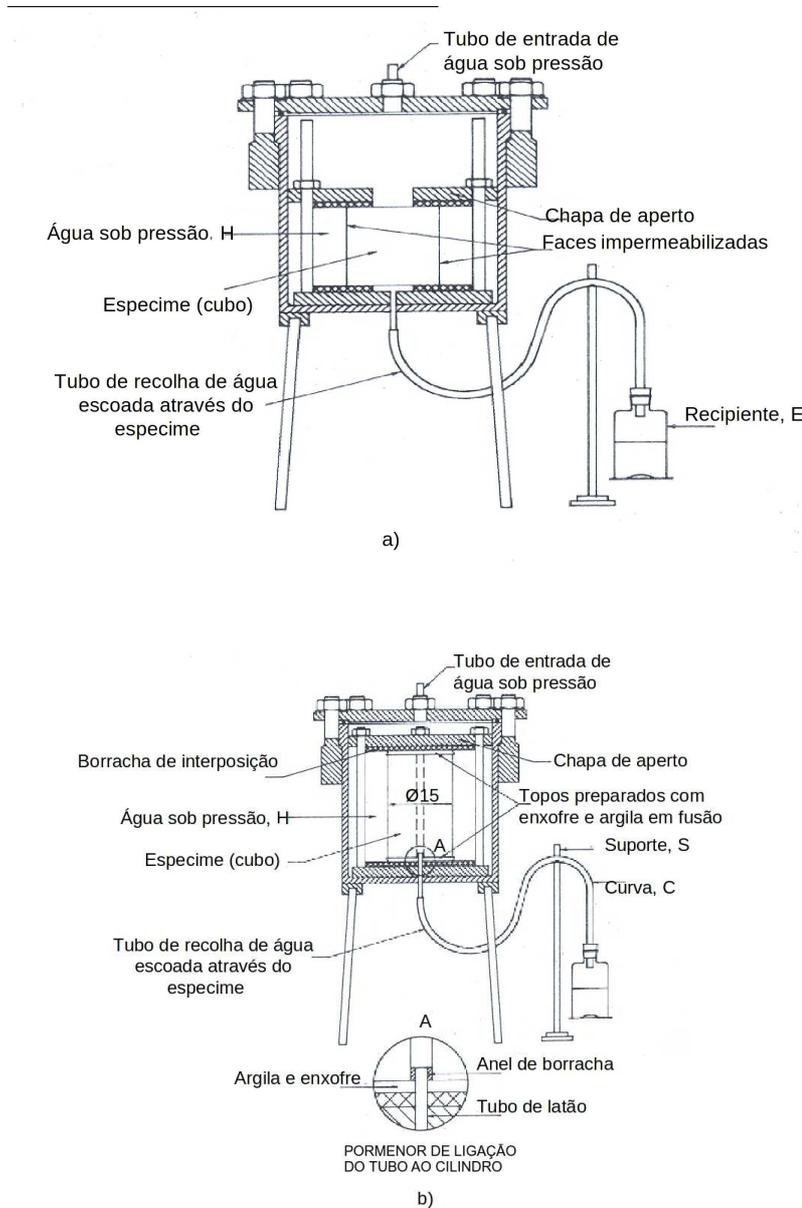


Figura 2.42 – Esquema da montagem do corpo de prova submetido ao ensaio de permeabilidade: (a) Ensaio de um cubo com 200 mm de aresta (b) Ensaio do cilindro furado
Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

No ensaio de permeabilidade de cubos, impermeabilizam-se as quatro faces laterais do cubo com uma mistura com parafina ou com resina poliéster orto tereftálica epoxídica. Medindo-se a vazão Q , facilmente se calcula o coeficiente de permeabilidade, k , utilizando-se a Equação 2.38.

$$k = \frac{Q \cdot \Delta L}{A \cdot \Delta H} \quad (2.38)$$

onde:

k é coeficiente de permeabilidade;

ΔL é o comprimento do corpo de prova;

ΔH é a diferença de energia, em termos de carga (L), entre a entrada e a saída de água da amostra.

O termo $\Delta H / \Delta L$ define o gradiente médio de energia da água no seu trajeto pelo corpo de prova.

No caso dos ensaios realizados em cilindros vazados de altura h , raio externo R e furo axial de raio r , com as bases impermeabilizadas, os corpos de prova estão a uma diferença de energia ΔH entre as paredes externas e internas do cilindro, o coeficiente de permeabilidade é dado pela equação a seguir.

$$k = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot h \cdot \Delta H} \ln \left(\frac{R}{r} \right) \quad (2.39)$$

O coeficiente de permeabilidade depende do modo como é medido. Em primeiro lugar, o fluxo de água que atravessa o corpo de prova sob uma dada pressão não é constante, devido principalmente ao processo de hidratação da pasta e à ação química da água. Se dissolver o hidróxido de cálcio, a água provoca um aumento de permeabilidade; se não o dissolver – caso da água incrustante – faz diminuir o coeficiente de permeabilidade do material. A NBR 10786 (ABNT, 2013) estabelece o procedimento para a determinação do coeficiente de permeabilidade à água em concreto endurecido. Este método define esse coeficiente como o parâmetro que expressa a velocidade de percolação da água no concreto, definido a partir da Lei de Darcy, aplicável a fluxos de fluido viscoso, em meio poroso, em regime laminar e permanente com a vazão de água em uma direção, submetida a um gradiente de pressão, que atravessa uma seção do concreto.

Para se avaliar a permeabilidade do concreto com índices $k < 10^{-8}$ cm/h, recomenda-se observar a profundidade de penetração do fluido sob pressão. A norma alemã DIN 1048 preconiza o ensaio de cubos que se submetem a água sob pressão numa das faces, de acordo

com o seguinte procedimento: 0,1 MPa durante 48 h; 0,3 MPa por 24 h e 0,7 MPa durante 24 h. O ensaio é realizado após os corpos de prova de concreto terem sido submetidos a 28 dias de cura dentro de água. No fim do ensaio, os cubos são partidos ao meio com um cutelo que atua sob pressão provocada pela máquina de ensaios de compressão; mede-se então a profundidade de penetração do fluido. Destaca-se que a penetração da água é detectada visualmente em função da diferença de umidade existente na seção do corpo de prova em análise.

Os concretos são classificados conforme a profundidade de penetração da água, conforme a seguir:

- Impermeáveis à água ≤ 50 mm
- Resistentes ao congelamento e descongelamento ≤ 50 mm
- Resistentes a intenso ataque químico ≤ 30 mm
- Resistentes à água do mar ≤ 50 mm

A norma portuguesa NP ENV 206 adota método proposto por Kollek, reportando-se à norma ISO 7031, que por sua vez está baseada na norma alemã referida anteriormente, e estabelece a penetração inferior ou igual a 20 mm como valor médio para concretos em que se exija reduzida permeabilidade. Fixa ainda como valor máximo, um valor de penetração de 50 mm.

A NBR 10787 (ABNT, 1994) estabelece o método para a determinação da penetração de água sob pressão em concretos endurecidos, com agregados de dimensão máxima igual ou inferior a 38 mm.

2.7.2 Estudo da capilaridade/adsorção de água do concreto

Na área de tecnologia do concreto, não se observou a aplicação de ensaios para obtenção de curvas de retenção de água pelo material, tal qual ocorre em mecânica dos solos ou na física dos solos, em agronomia. Em se tratando de concreto, o ensaio mais difundido para avaliar o coeficiente de capilaridade, k_c , é o ensaio de ascensão capilar, proposto por Hermite e Feret (1943 *apud* GONÇALVES; COUTINHO, 1995, p. 306). Neste método, um corpo de prova de forma geométrica bem definida tem uma de suas faces posta em contato com a água; mede-se então a quantidade de água absorvida, M_w , por unidade de área de

contato, A , e se divide essa medida pela raiz quadrada do tempo t .

$$k_c = 100 \cdot \frac{M_w}{A \cdot \sqrt{t}} \quad (2.40)$$

É evidente que mesmo em um método tão simples a interpretação dos valores experimentais se torna complicada, sobretudo por causa da dificuldade em se definir a condição inicial do corpo de prova e, muito especialmente, por causa das condições de evaporação, que modificam totalmente as quantidades de água absorvidas.

O método aplicado no *Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques* consiste em moldar em laboratório prismas de argamassa com $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, ou prismas de concreto com dimensões adequadas, as quais são: $8 \times 8 \times 33 \text{ cm}^3$, ou $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$, conforme os casos que se pretenda estudar. Após a moldagem, determinam-se as massas e se colocam os corpos de prova durante 6 dias (os de menores dimensões) ou 27 dias (os de maiores dimensões) numa sala a 20°C e 50% de umidade relativa, para que eles percam a maior parte da água evaporável (70 a 90%). Recomenda-se não prolongar muito a secagem, por causa dos efeitos de carbonatação, que podem modificar substancialmente a estrutura da superfície, mascarando depois os resultados. Caso haja receio de que tal possa ter ocorrido, é conveniente retirar a superfície dos corpos de prova, por exemplo, por serragem. Em seguida, os corpos de prova são pesados rigorosamente, com aproximação de 1 g, e colocados na posição vertical, num tabuleiro com água, assentes numa grade ou em calços, de modo que a face inferior fique em contato com a água, cujo nível não deve subir mais de 1 cm no corpo de prova, conforme mostra a Figura 2.43. Em vez desse dispositivo, também se pode usar uma camada de areia saturada de água, sobre a qual se assentam os corpos de prova (GONÇALVES; COUTINHO, 1995, p. 307).

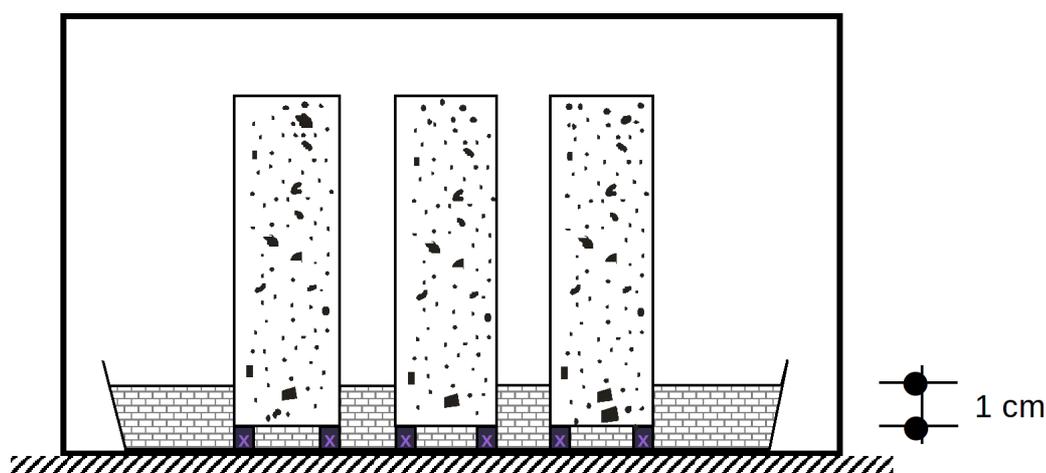


Figura 2.43 – Esquema da montagem para determinação do coeficiente de capilaridade
Fonte: Gonçalves e Coutinho (1995).

Embora a determinação da altura de ascensão capilar seja um parâmetro importante para a durabilidade, especialmente das armaduras de concreto armado, ela ainda é de difícil medição, pois é imprecisa a visualização da frente de umidade em corpos de prova por procedimentos usuais de ensaios. A sua determinação mais precisa é feita por ressonância magnética (RNM), que é uma técnica muito cara e disponível em poucos laboratórios.

A NBR 9779 (ABNT, 1995) prescreve a ascensão capilar como método para determinação da absorção de água em argamassa e concreto endurecidos, sendo que a amostra deve ser constituída de no mínimo três corpos de prova, os quais poderão ser moldados ou extraídos da estrutura.

Vale ressaltar ainda que, conforme discutido nos itens 2.5 e 2.6, este ensaio expressa não só o resultado do efeito conjunto da sucção capilar e da adsorção na redução da energia da água intersticial, mas também o resultado do aumento da permeabilidade à água pelo aumento do conteúdo de água da amostra à medida que o ensaio progride. Dessa forma, embora não usual na área de tecnologia do concreto, o ideal para a modelagem do transporte de água em concretos em situações não saturadas é a obtenção, em separado, das suas curvas de retenção e de condutividade hidráulica. Essa separação, desde que as condições de contorno adequadas sejam adotadas, possibilita a modelagem do fluxo de água no interior do material.

A determinação da curva de retenção de um meio é realizada de forma rotineira na física dos solos para obtenção dos limites de sucção dentro dos quais se deve situar o solo no cultivo de uma determinada cultura: capacidade de campo e ponto de murcha. Na capacidade de campo, a água intersticial começa a fluir sob o potencial gravitacional, de forma que uma

adição adicional de água somente fará com que a água infiltre além dos rizomas da cultura empregada. Na capacidade de campo (equivalente a uma sucção de 1,5 MPa), admite-se que a água presente no solo se torna indisponível para as plantas. Na área geotécnica, são inúmeros os processos utilizados para a determinação da curva de retenção. De acordo com Machado e Presa (2008), existe uma tendência à utilização de diferentes técnicas combinadas para a obtenção da curva característica de sucção. Assim, por exemplo, tem-se o uso da placa de sucção ($u_w < 0$ e $u_a = 0$) para baixos valores de sucção, da câmara de pressão para valores intermediários e do papel-filtro para altos valores de sucção. A Tabela 2.12 apresenta os intervalos típicos de utilização de diferentes técnicas de imposição/medida de sucção.

Tabela 2.12 – Algumas das técnicas utilizadas para medida/imposição de sucção em solos

Técnica	Componente da sucção medida	Faixa de medida (kPa)
Papel filtro	Total e matricial	10 – 30 000
Sensor de condutividade térmica	Matricial	0 – 400
Tensiômetros	Matricial	0 – 70
Micro tensiômetros	Matricial	0 – 1500
Técnicas de eixos Hilf	Matricial	0 – 1500
Equilíbrio de vapor	Matricial	0 – 1500
Equilíbrio de vapor	Total	3000 – $3,0 \times 10^5$
Placas de pressão	Matricial	0 – 70
Psicômetros	Total	500 – 8000

Fonte: adaptado de Machado e Presa (2008).

Machado e Dourado (2001) apresentam o desenvolvimento de um aparato experimental para a obtenção da curva de retenção de solos não saturados (ver Figura 2.44). No método proposto pelos autores, a técnica de translação de eixos é empregada. Nessa técnica, assume-se que o valor da sucção intersticial não é afetado por variações nos valores de pressão de ar, seguindo igual ao valor da pressão de ar subtraído do valor da pressão na água intersticial.

As amostras de solo são colocadas sobre o disco cerâmico, sendo posteriormente o espaço entre o anel que contém amostra e a parede da câmara preenchido com água desaerada até que a lâmina de água atinja aproximadamente 80% da altura da amostra, permanecendo

assim por um período de cinco horas, com o objetivo promover o umedecimento inicial do solo, levando-o a condições próximas à da saturação. Inicialmente, retira-se toda a água que não foi absorvida pela amostra, antes da aplicação da pressão de ar. Depois, fecha-se a câmara e se aplica a pressão de ar no topo da célula. Em seguida, com todos os registros fechados, verifica-se se não há fluxo pelo sistema de reversão, ocasião na qual se registra um aumento na pressão de água, que neste instante se estabiliza em um valor igual ao valor da pressão de ar aplicada (sucção zero).

Neste ensaio, após a saturação da amostra, permite-se a drenagem de uma certa quantidade de água do corpo de prova através da abertura do sistema de drenagem. Salienta-se que este sistema somente é fechado após se ter monitorado o volume de água expulso da amostra e constatado nova variação da pressão de água, a qual atinge, nos estágios subsequentes, valores de pressão de equilíbrio monotonicamente decrescentes (aumento da sucção).

O término do último estágio de sucção dá-se por limitação da pressão que pode ser imposta ao aparelho ou porque se atingiu a faixa da curva de sucção que se deseja trabalhar. Em seguida, descomprime-se o interior da câmara, retira-se a amostra e se determina a sua umidade. Posteriormente, coloca-se o material na estufa. O ensaio é composto por diversos estágios, sendo cada novo estágio iniciado depois de cessada a drenagem da fase anterior. Ao término de cada estágio, conhece-se a sucção na amostra e a quantidade de água drenada. Como a umidade da amostra foi determinada ao final do ensaio, pode-se determinar a quantidade de água existente no último estágio de sucção. A quantidade de água na amostra, em cada etapa, é determinada a partir do somatório do volume de água drenado com o volume de água existente na amostra na etapa seguinte.

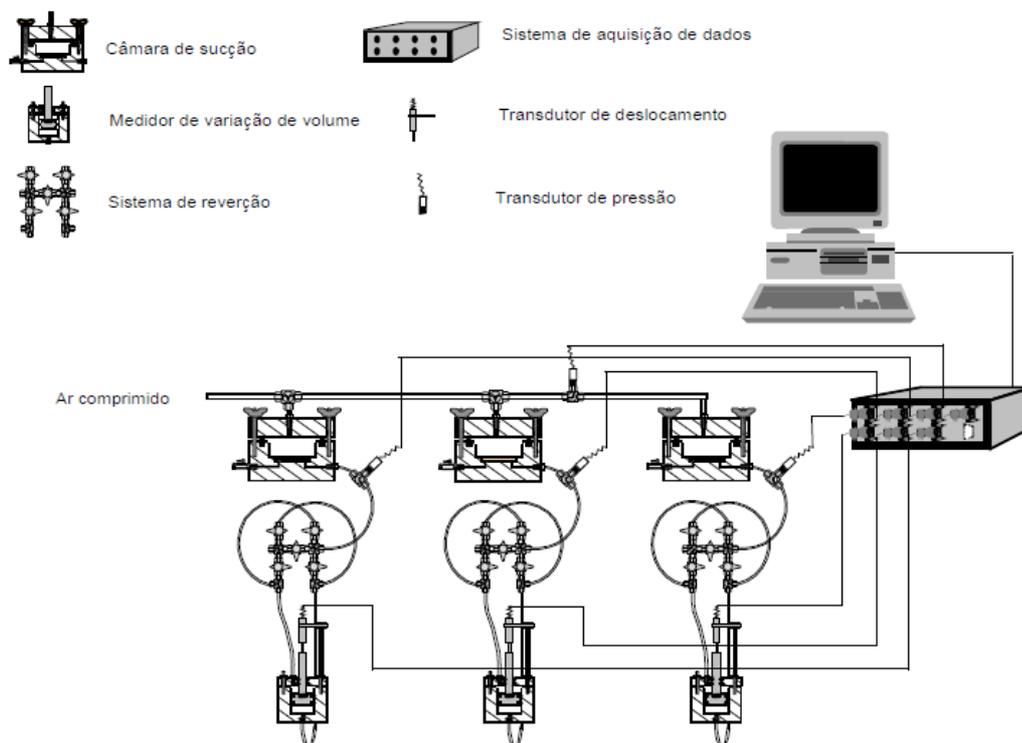


Figura 2.44 – Aparato experimental desenvolvido por Machado e Dourado (2001) para a obtenção da curva de retenção de solos
 Fonte: Machado e Dourado (2001).

Métodos de caracterização da resistência à penetração de cloretos

Existem vários procedimentos de ensaios para determinação do coeficiente de difusão de cloretos. Alguns se baseiam no estado estacionário e se utilizam da primeira lei de Fick para determiná-lo por meio de medição da concentração de cloretos em uma solução que atravessa amostra de concreto. O coeficiente de difusão é determinado depois que o fluxo torna-se constante, ou seja, não se considera a influência da combinação dos íons cloreto com os compostos do cimento. Em outro procedimento, aplica-se sobre a superfície do concreto uma solução de cloretos com uma concentração constante. Ao longo do tempo do ensaio, mede-se o teor de cloretos várias vezes, a diversas profundidades, e, utilizando-se a segunda lei de Fick, calcula-se o coeficiente de difusão. Este coeficiente pode também ser determinado retirando-se amostras ao longo do tempo em estruturas reais.

Todos esses procedimentos de ensaios são demorados e requerem várias semanas para que os resultados sejam alcançados. Em diversas instituições de pesquisa, em todo o mundo, tem-se estudado um método com a finalidade de acelerar a difusão e obter mais

rapidamente o coeficiente desse processo. Trata-se de um método que utiliza um campo elétrico para forçar a passagem do íon cloreto através de uma amostra. Em uma extensa revisão bibliográfica sobre o assunto, Calçada (2004) apresenta diversos tipos de ensaios para determinação do coeficiente de difusão de cloretos.

Pode-se dizer que uma das melhores maneiras para se definir o valor do coeficiente de difusão seria, a partir de condições de exposição natural, determinar os perfis de penetração de cloretos e aplicar a expressão resultante da segunda Lei de Fick (Teoria de difusão). Assim, seriam obtidos valores do coeficiente de difusão D e da concentração de cloretos à superfície C_s (COUTINHO, 1998). Segundo essa pesquisadora, para a determinação de perfis de penetração de cloretos em condições de exposição natural, é necessário definir requisitos de composição do concreto, execução da obra e de projeto etc., em função da vida útil que se pretende para a estrutura. Assim, o processo torna-se extremamente lento. Por essa razão, vários autores têm procurado desenvolver métodos mais rápidos para caracterizar a penetração de cloretos no concreto, baseados nos fenômenos de difusão e migração. No entanto, ainda não foi definido um método universal, pois cada um deles apresenta vantagens e inconvenientes.

Estabelecendo-se uma comparação, os métodos de migração são, sem dúvida, mais rápidos que os baseados na difusão, porém, segundo Coutinho (1998), apresentam muitas desvantagens. No método desenvolvido por Whiting (1983) – ensaio publicado como AASHTO T277-83 e depois como ASTM C 1202-00 –, por exemplo, mede-se a carga elétrica transferida num corpo de prova de concreto sujeito a uma diferença de potencial de 60 V. Há dois grandes inconvenientes nesse método: primeiro, o resultado obtido é apenas qualitativo: a carga resultante (em Coulombs) é associada de forma indireta a uma classe de penetração de cloretos, ou seja, o método não fornece efetivamente valor do coeficiente de difusão, D ; segundo, provoca aumento de temperatura no concreto pela elevada diferença de potencial imposta (cf. FELDMAN, 1994). Nos métodos de migração preconizados mais tarde, o potencial instalado foi reduzido. Alguns autores (cf. TANG; NILSSON, 1992; ANDRADE; WHITING, 1996; STREICHER; ALEXANDER, 1995) estabeleceram expressões em que se obtém o coeficiente de difusão, D , a partir de resultados quer do ensaio AASHTO, quer de novos ensaios.

A Figura 2.45 apresenta uma classificação resumida e esquemática dos principais métodos usados de acordo com a base em que se fundamentam: a difusão ou a migração.

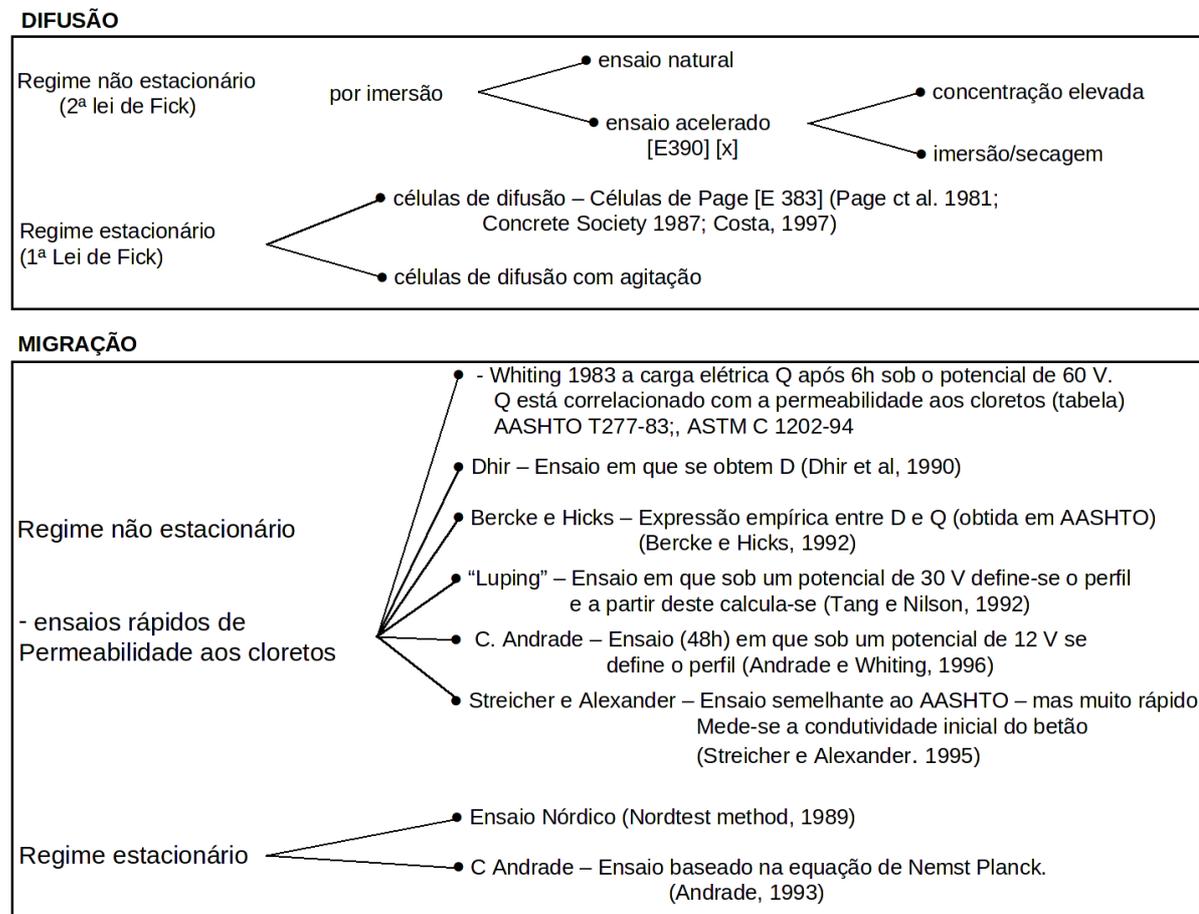


Figura 2.45 – Resumo esquematizado dos principais métodos de caracterização de resistência à penetração de cloretos
 Fonte: Coutinho (1998, p. 88).

No LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), localizado em Lisboa, foram realizados ensaios comparativos dos resultados obtidos para os coeficientes de difusão de cloretos por ensaios de difusão (por imersão) e de migração. Houve a conclusão de que os valores correspondentes aos ensaios de migração fornecem valores bem menores, como se verifica na Figura 2.46 (COUTINHO, 1998).

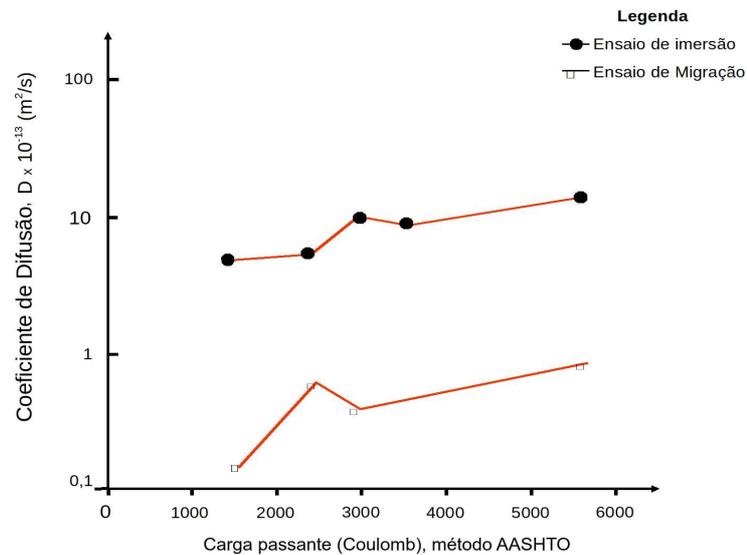


Figura 2.46 – Comparação dos valores do coeficiente de difusão obtidos por ensaio de migração e de difusão (por imersão)
Fonte: Salta (1996).

No Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Toronto, três pesquisadores, Stanish, Hooton e Thomas (2001), realizaram uma revisão de literatura acerca dos principais métodos de caracterização da resistência à penetração de cloretos, destacando as suas vantagens e desvantagens. Dentre os métodos estudados, há citação do procedimento em que uma solução de cloretos é aplicada sob pressão em uma das faces da amostra para acelerar o fluxo do contaminante no concreto. Vale destacar que a mencionada equação para avaliar os fenômenos responsáveis pela penetração dos cloretos nesse estudo é a de Freeze e Cherry (1979).

Alguns autores, a exemplo de Coutinho (1998), assinalam que as principais causas que levam a resultados diferentes dos previstos pela aplicação da 2ª Lei de Fick são:

- a) O coeficiente de difusão de cloretos (D) é função do tempo e em geral vai diminuindo. Acredita-se que a causa será a hidratação contínua do cimento. Além disso, este coeficiente varia com a concentração de cloretos, diminuindo com o aumento da concentração. Sofre influência do tipo de cimento usado e portanto será função da combinação de cloretos na pasta cimentícia. Essa combinação de cloretos dependerá da quantidade, tipo de cimento (quantidade de C_3A e teor de adições) e concentração de cloretos no exterior.

- b) A concentração de cloretos à superfície (C_s) evolui com o tempo e pensa-se que tende para um valor máximo.
- c) Efeito de pele resultante da carbonatação dos primeiros milímetros do concreto mesmo em estruturas submersas, neste caso resultante da lixiviação e da ação dos bicarbonatos presentes. As zonas mais próximas da superfície poderão ainda ser constituídas por concreto bem compactado ou mesmo segregado. Assim, o cobrimento da armadura será constituído, pelo menos, por duas camadas diferentes e, portanto, com valores distintos do coeficiente de difusão D , visto a estrutura dos poros ser diversa.
- d) A aplicação da 2ª Lei de Fick apenas considera fenômenos de difusão, sendo a absorção um fenômeno frequente em ambientes marítimos.

Considerando o objetivo deste trabalho, encontram-se descritas a seguir apenas as técnicas analíticas utilizadas tanto na previsão da vida útil da estrutura na fase de projeto quanto para o controle de qualidade do material, as quais estão associadas às propriedades do concreto em resistir à penetração de íons cloreto. As técnicas eletroquímicas (como resistividade elétrica, indicação elétrica da habilidade do concreto em resistir à penetração de cloretos, teste rápido de migração de cloretos, potencial de circuito aberto – PCA, curvas e resistência de polarização – Rp, voltametria cíclica – VC e espectroscopia de impedância eletroquímica – EIS), que utilizam um campo elétrico para acelerar a taxa de penetração dos íons cloreto foram estudadas por vários pesquisadores, a exemplo de Uchôa (2007), Ribeiro (2010) e Cascudo (1999).

- *Célula de difusão*

Neste método utiliza-se uma fatia de pasta, argamassa ou concreto, posicionada entre dois compartimentos, um contendo solução com íons cloreto e outro livre desses íons. Neste segundo compartimento, é feito o monitoramento da concentração dos íons cloreto, até ser atingido o regime estacionário. A partir deste momento, pode-se utilizar a primeira Lei de

Fick para calcular o coeficiente de difusão, segundo Calçada (2004). Andrade (1993) aponta algumas desvantagens deste método; por exemplo: o emprego de uma fatia de pasta e não de concreto, o que pode levar a resultados diferentes do que seria obtido com o uso do concreto; a espera de semanas para a obtenção do resultado e a necessidade de se manter constante a concentração de cloretos em uma das duas soluções do ensaio. Na ilustração da Figura 2.47, solução que deve possuir uma concentração constante corresponde à solução 1.

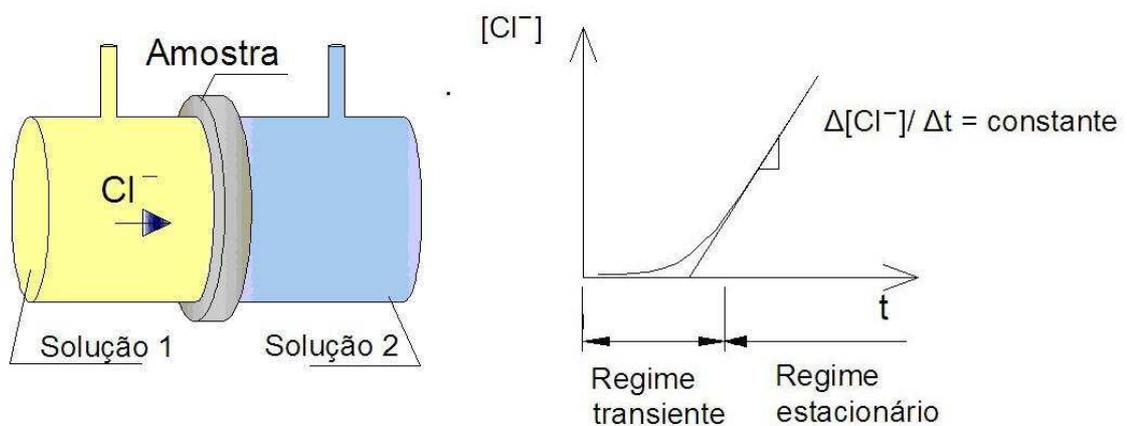


Figura 2.47 – Célula de difusão, à esquerda, e evolução da concentração de cloretos, à direita
Fonte: Pivonka, Hellmish e Smith (2004) *apud* Uchôa (2007).

Se o tempo de ensaio for longo, os íons cloreto podem reagir com os compostos do cimento e, se o regime estacionário for atingido, o coeficiente de difusão obtido passa a ser apenas função da distribuição de poros da amostra, sendo chamado de efetivo (CALÇADA, 2004).

- *Determinação da penetração de íons cloreto no concreto com utilização de um dique (Salt Ponding Test - ASTM C1543)*

Este teste é considerado de longa duração, pois não se utiliza nenhum processo para acelerar a penetração dos íons cloreto no concreto, permanecendo a solução sobre a superfície do concreto por, no mínimo, 90 dias. As placas de concreto devem ter uma superfície mínima de $0,030 \text{ m}^2$ e espessura de 90 a mais ou menos 15 mm e, após a cura de 28 dias, ter as suas laterais seladas. Um pequeno tanque deve ser posicionado na face superior, para conter a solução de NaCl a 3%, a placa deve ser apoiada de forma a permitir a circulação de ar sob a

face inferior (Figura 2.48). O conjunto deve ser armazenado em um ambiente com umidade relativa de 50% e temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$. Para evitar a evaporação da solução, utiliza-se uma placa ou filme plástico.

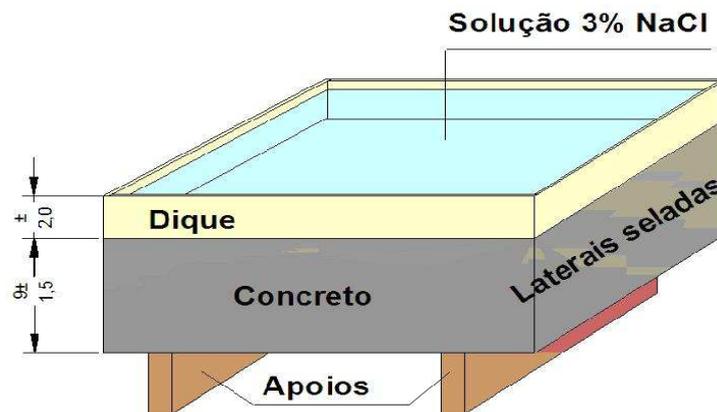


Figura 2.48 – Ensaio de penetração de cloretos conforme ASTM C 1543 (ASTM, 2002)

A principal crítica a este método refere-se à duração do teste, pois a norma recomenda uma primeira amostragem aos três meses e, se necessário, amostragens aos seis e doze meses de exposição (YANG, 2005 *apud* UCHÔA, 2007, p. 71). Além disso, a penetração dos cloretos ocorre inicialmente por absorção e, na face inferior, pode haver evaporação, o que vai acelerar a penetração da umidade e dos íons na parte superior. Nesse caso, a penetração ocorre de forma diferente do que acontece no processo de difusão (STANISH; HOOTON; THOMAS, 2001). O processo de amostragem e os intervalos de profundidade também são questionados, pois a norma recomenda os intervalos de 10 a 20 mm, 25 a 35 mm, 40 a 50 mm e 55 a 65 mm. Essas amostras podem ser conseguidas pela retirada de um cilindro, que posteriormente é fatiado nestas espessuras, ou podem ser obtidas por meio de uma furadeira de impacto nas profundidades indicadas (McGRATH e HOOTON, 1999). O teor de cloreto em cada faixa é considerado o teor total, não se obtendo um valor para cada profundidade (ASTM C1543, 2002). Para se obter o resultado, deve-se determinar o teor de cloretos em uma amostra de concreto sem exposição e se subtrair este valor dos teores determinados para cada faixa de profundidade.

A norma ASTM C 1543 oferece a opção de se fazer uma determinação milimétrica do teor de cloretos por outro processo de amostragem, pelo qual se pode obter um perfil de cloretos mais acurado para se aplicar a segunda Lei de Fick e calcular o coeficiente de

difusão. Ainda assim, a penetração dos cloretos sofre os efeitos de absorção e capilaridade já citados anteriormente.

- *Determinação do coeficiente de difusão aparente (Bulk diffusion - ASTM C 1556)*

O método ASTM C 1556 (2003) utiliza um corpo de prova cilíndrico com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, cortado na parte superior, correspondendo à face de acabamento do corpo de prova, com uma altura de 7,5 cm. Para a determinação do teor de cloreto inicial deve ser cortada mais uma fatia de 2 cm de espessura, conforme Figura 2.49.

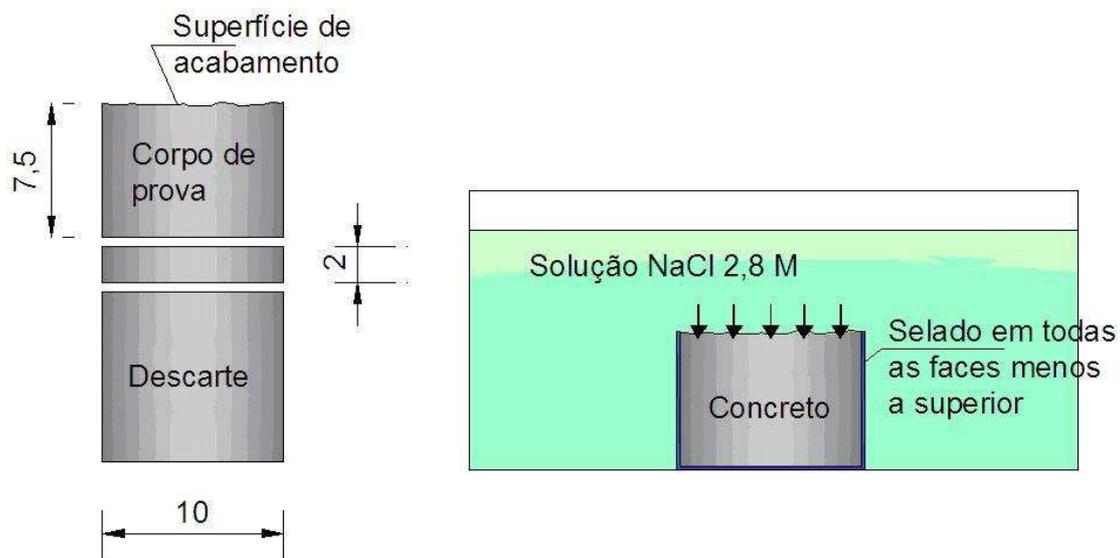


Figura 2.49 – Cilindro de concreto cortado para obtenção do corpo de prova (diâmetro = 10cm e altura = 7,5cm), à esquerda; corpo de prova imerso em solução de NaCl, à direita
Fonte: Uchôa (2007).

Após o corte, o corpo de prova deve ser selado, ficando exposta apenas a sua face superior. Em seguida, ele é submerso em uma solução saturada de hidróxido de cálcio até atingir uma massa constante. Depois de retirado e lavado, é submerso na solução de cloreto de sódio por no mínimo 35 dias, para concretos comuns; podendo chegar aos 90 dias, para concretos de alta qualidade. Terminada a exposição, o corpo de prova é triturado em finas camadas, de aproximadamente 1 mm de espessura, com uso de um equipamento abrasivo, e os teores de cloreto são determinados de forma a se obter um perfil de penetração dos íons

desse sal. A partir do perfil obtido, o coeficiente de difusão pode ser calculado utilizando-se a segunda Lei de Fick.

A principal diferença entre este método e o descrito no item anterior está na saturação do corpo de prova antes de ele ser exposto aos cloretos e a sua completa submersão; apenas uma face fica exposta, o que elimina os processos de absorção e migração capilar garantindo que a penetração ocorra apenas por difusão (STANISH, HOOTON e THOMAS, 2001). Apesar disso, o coeficiente calculado ainda é chamado aparente, pois na determinação do teor de cloretos total estão incluídos aqueles que haviam reagido com os materiais cimentícios e os adsorvidos fisicamente (CASTELLOTE; ANDRADE; ALONSO, 2001 *apud* UCHÔA, 2007, p.73). As referidas autoras observam ainda que o tempo necessário para a realização do ensaio é bastante longo e o valor do coeficiente de difusão calculado depende da concentração de cloretos na solução. Com uma solução de NaCl 3 M por 35 dias, obtêm-se valores superiores aos valores obtidos com uma solução de NaCl 0,5 M por 90 dias. Outra dificuldade é observada por Evans (1997 *apud* UCHÔA, 2007, p. 74). O autor afirma ser bastante trabalhoso o processo de desgaste do concreto por abrasão, o que torna difícil a repetição de amostras.

Este método também é normalizado, com poucas modificações, nos países nórdicos: Finlândia, Islândia, Dinamarca, Noruega e Suécia, como NT Build 443 (NORDTEST, 1995 *apud* UCHÔA, 2007, p. 74). A principal modificação introduzida nesses países se refere à face exposta, que passa a ser uma das faces cortadas, o que permite a retirada de corpos de prova para testes de estruturas existentes.

Lane (2006) comparou os perfis obtidos pelos métodos ASTM C 1543 e ASTM C 1556 e encontrou maior penetração para o primeiro, como pode ser constatado observando-se o exposto nas Figuras 2.50 e 2.51. Salienta-se que os concretos C1, C2, C3 e C4 foram preparados com relações água/cimento iguais a 0,58, 0,48, 0,38 e 0,38, respectivamente. Além disso, foi adicionado 6% de sílica ativa, em relação à massa de aglomerante, quando da fabricação do concreto C4.

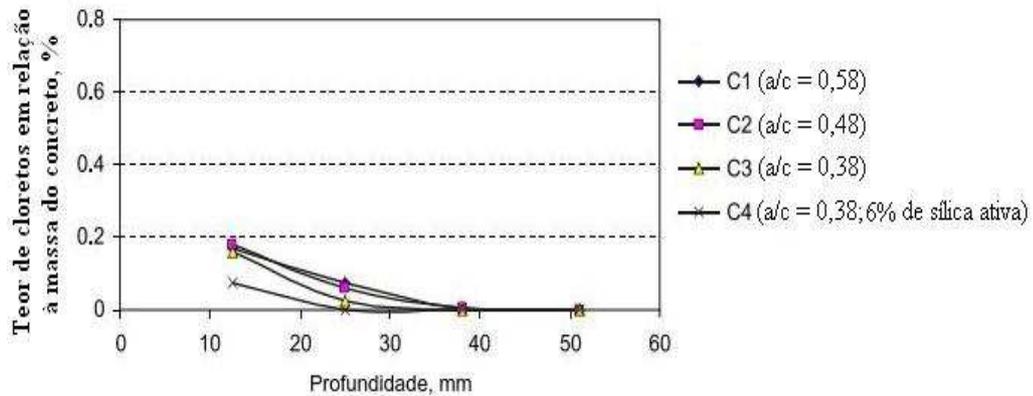


Figura 2.50 – Perfis de cloretos determinados pelo método ASTM C 1543
Fonte: Lane (2006).

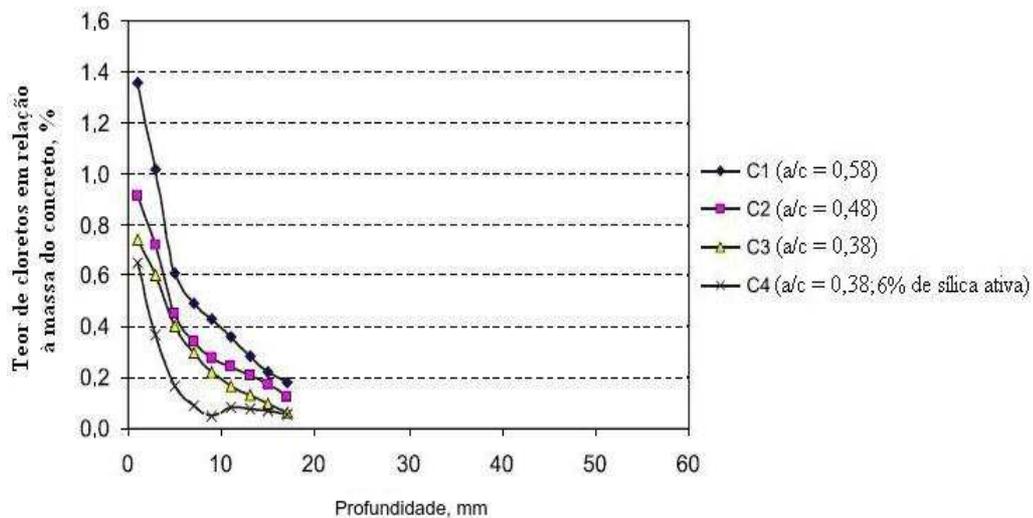


Figura 2.51 – Perfis de cloretos determinados pelo método ASTM C 1556
Fonte: Lane (2006).

Ensaaios de percolação em colunas

O ensaio em coluna tem por objetivo determinar os parâmetros de transporte que interferem na migração de espécies químicas ou contaminantes através de um meio poroso, em condições controladas de laboratório (SHACKELFORD, 1995). Além disso, este procedimento aproxima-se bastante da situação real e tem sido empregado por muitos pesquisadores no esclarecimento das inter-relações solo/contaminante para subsidiar projetos e obras de engenharia.

Trabalhos diversos têm sido publicados sobre o transporte de contaminantes no meio físico geológico natural e em sistemas de contenção construídos com argila. No Brasil, Costa

(1987 *apud* CALÇAS, 2001, p. 3) foi o pioneiro em relatar estudos da migração de metais pesados em colunas. Alguns trabalhos realizados por Zuquette e colaboradores (1992, 1995) avaliaram a retenção de íons cloro, potássio, cobre, cromo bivalente e cádmio em solos de formação Botucatu do município Ribeirão Preto (SP) e em areias argilosas no município de Franca (SP). Nesses estudos, também foram avaliados os potenciais empregos do solo da região de Ribeirão Preto como barreira de contenção. Outras pesquisas nessa mesma linha no Brasil foram efetuadas por Borges e outros (1997), Boscov e outros (1997, 1999), Ritter e outros (1999) e Ferreira (2000). No ensaio tradicional, uma coluna cilíndrica é preenchida com solo e saturada inicialmente por um solvente, usualmente água, até que seja estabelecido um regime de fluxo permanente. Em seguida, a solução contaminante de interesse, com concentração inicial conhecida, C_0 , é permanentemente aplicada sobre coluna durante o tempo de duração do ensaio.

A metodologia seguida neste tipo de ensaio é semelhante àquela empregada no ensaio de permeabilidade. Aqui, porém, faz-se também a percolação de uma solução contendo, além de água, o contaminante a uma concentração inicial conhecida; e são realizadas coletas de solução na face oposta da coluna para posterior análise química e determinação das concentrações nos efluentes.

Leite (2000) desenvolveu um estudo para idealizar um sistema de percolação em colunas, de baixo custo, para introduzir soluções contaminantes a pressões constantes, por um tempo prolongado. Esse sistema de percolação permitiu que se fossem identificadas algumas falhas que dificultavam a eficiência operacional e impediam a precisão das condições hidrodinâmicas e químicas. O resultado foi a construção de um equipamento passível de reutilização, cujas características relevantes são: a) a injeção contínua de soluções através de colunas de solos e b) a redução do tempo experimental pelo processo simultâneo de várias colunas, todas sujeitas a uma mesma pressão. A autora comenta que ensaios como este são de extrema importância, pois permitem várias ações relevantes para o estudo do transporte de contaminantes:

- Obtenção de parâmetros quantitativos primordiais para a simulação do movimento de contaminantes através do solo.
- Avaliar os efeitos das reações químicas e biológicas no destino dos contaminantes durante o transporte em meio poroso.
- Obter curvas de dessorção de íons do solo através de processos de extração química

ou hidráulica.

- Testar a compatibilidade do solo/contaminante.
- Avaliar o destino e transporte de contaminantes em aquíferos regionais.

Segundo Basso (2003 *apud* SOUZA, 2009, p.69), em termos de aplicação geoambiental, o ensaio de coluna pode ser utilizado para:

- Quantificar os parâmetros de transporte de contaminantes como: coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) e fator de retardamento (R_d).
- Avaliar os efeitos das reações químicas e biológicas nos destinos dos contaminantes durante o transporte em meio poroso.
- Investigar a validação e aplicabilidade das várias teorias e modelos que são utilizados para prever a migração dos contaminantes em meio poroso.

Os aparatos desses ensaios geralmente são os típicos adotados em ensaios de permeabilidade. O cilindro pode ser de parede flexível ou rígida, com topo e base metálicos. O emprego de cilindros de acrílico permite melhor visualização do comportamento da amostra no ensaio. De acordo com Leite (2000), a injeção das soluções no corpo de prova pode ser feita por gravidade, bombeamento ou por pressão de gás ou ar comprimido.

Nos ensaios de coluna, um gráfico é plotado para mostrar a concentração de saída C em função do tempo t , ou então, a relação C/C_0 em função do volume de efluente V . A representação gráfica é chamada de curva de saturação do poluente, ou curva de chegada “*breakthrough curve*” (BOSCOV, 1997). A Figura 2.52 apresenta um exemplo do esquema de funcionamento do sistema de distribuição de pressão.

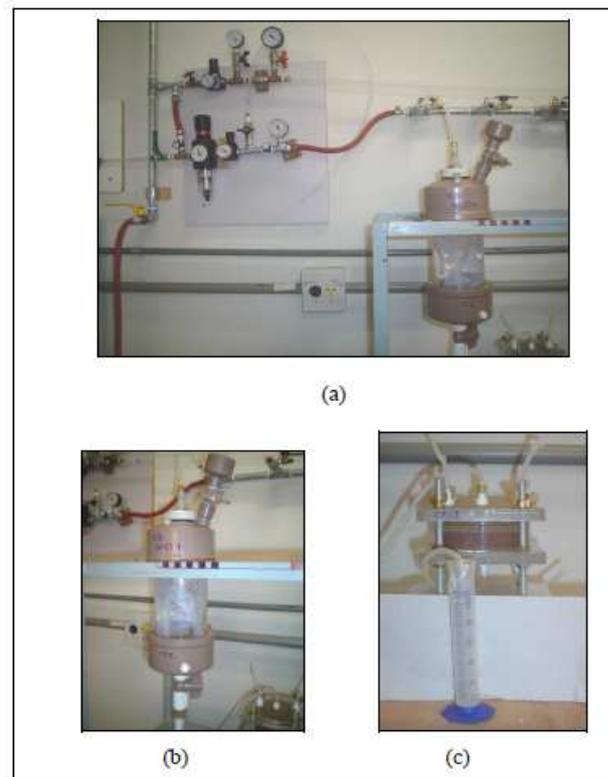


Figura 2.52 – Equipamento para ensaio em colunas: (a) painel com dispositivos para o controle da pressão (b) reservatório para recarga de solução contaminante (c) coluna de percolação e coletor de efluentes
 Fonte: Souza (2009).

Além de possibilitar a obtenção das curvas de chegada que representam o comportamento dos íons de soluções contaminantes, Boscov (1997) comenta que o ensaio em coluna, associado a outros ensaios, permite estimar a capacidade de adsorção e o coeficiente de dispersão hidrodinâmica longitudinal.

No ensaio de coluna, por meio do método tradicional de coleta e análise dos dados obtidos, a determinação do fator de retardamento (R_d) pode ser feita diretamente a partir da curva de característica de transporte ou curva de chegada, desde que os fenômenos de advecção e dispersão mecânica exerçam influência significativa no transporte do soluto, decorrente de altas taxas de fluxo (FREEZE & CHERRY, 1979, *apud* SHACKELFORD, 1994). Conforme se observa na Figura 2.53, o valor de R_d é admitido como sendo o valor de T (número de volume de poros) para uma concentração relativa, C/C_0 , igual a 0,5. Segundo Moncada (2004), este procedimento equivale a calcular o fator de retardamento considerando apenas o primeiro termo da Equação 2.30.

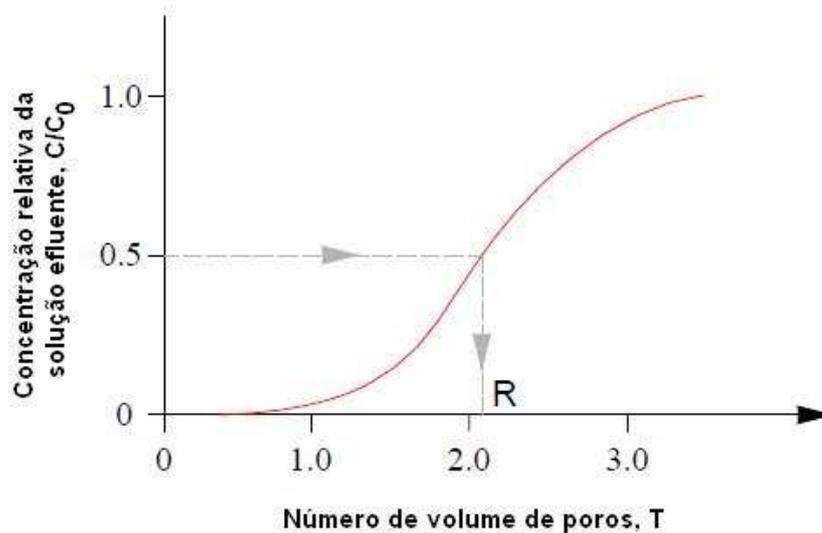


Figura 2.53 – Determinação do fator de retardamento (R_d), para transporte de soluto decorrente de altas taxas de fluxo (modificado de MONCADA, 2004)

Shackelford (1995 *apud* NASCENTES 2006, p.126) propôs nova interpretação dos ensaios em coluna para calcular o fator de retardamento, que permite o efluente acumular-se em um reservatório por período de tempo finito ou volumes de poro de fluxo. Este tipo de interpretação do ensaio de coluna (*Cumulative Mass Approach – CMR*) difere do tradicional, pois neste caso em vez de concentração de soluto mede-se a massa de soluto acumulada que passou pela amostra. De acordo com análises feitas pelo mencionado pesquisador, uma comparação entre os dados medidos com base no método da massa acumulada e aqueles obtidos a partir dos métodos mais tradicionais, baseados na concentração, indicou diferenças menores do que 3% nos valores do fator de retardamento e do coeficiente de dispersão, determinados por regressão. Essas diferenças foram atribuídas a uma maior dispersão nos dados para o método mais tradicional, além de outros pequenos erros. As vantagens do método de análise da massa acumulada em relação método tradicional podem ser resumidas como se segue:

- a) elimina-se a influência do incremento de volume de efluente da amostra nas concentrações medidas;
- b) o processo de amostragem do efluente é menos trabalhoso e, conseqüentemente, menos dispendioso;
- c) o fator de retardamento e a porosidade efetiva podem ser medidos diretamente a

partir dos gráficos dos resultados dos ensaios, para baixas velocidades de ensaio;

d) a medição da massa acumulada é particularmente atraente nas situações que exigem longo período de ensaio, por exemplo, na avaliação de parâmetros de transporte de espécies químicas reativas (tais como, Cu^{2+} e Pb^{+2}) a taxa de fluxo baixas, comuns em aplicações de campo que envolvem solos de granulometria fina.

A quantidade acumulada ou total de massa de soluto efluente é a soma dos incrementos de massa de soluto do início ($T_{\text{inicial}} = 0$) até o final ($T_{\text{final}} = T$) do ensaio em coluna, desde que a coluna seja alimentada permanentemente, como pressupõe o ensaio (NASCENTES, 2006). Se esses limites de integração forem respeitados, assim como os da função erro complementar, então, pode-se expressar a quantidade de massa acumulada de soluto efluente, de forma adimensional, por uma razão de massa acumulada, CMR, dada por:

$$CMR = \frac{\sum_{i=1}^k \Delta m_i}{V_p \cdot C_o} = \frac{R_d}{2 \cdot P_L} \cdot \left[(\zeta_4 - \zeta_2) \cdot \text{erfc}(\zeta_1) + (\zeta_4 + \zeta_2) \cdot \exp(\zeta_2) \cdot \text{erfc}(\zeta_3) \right] \quad (2.41)$$

em que:

R_d é o fator de retardamento;

C_o é a concentração de soluto no reservatório afluente, admitido constante e bem misturado;

T é o número de volume de poros percolado;

P_L é o número de Peclet da coluna;

L é a altura da coluna de argamassa ou concreto;

Δm corresponde ao incremento de massa do soluto efluente;

k é número total de amostras de efluente coletadas ao longo do número de volume de poros escoado, T ;

V_p é o volume de poros (ou de vazios) da argamassa ou concreto na coluna, e:

$$\zeta_1 = \frac{R_d - T}{2 \cdot \sqrt{\frac{T \cdot R_d}{P_L}}} ; \quad \zeta_2 = P_L ; \quad \zeta_3 = \frac{R_d + T}{2 \cdot \sqrt{\frac{T \cdot R_d}{P_L}}} ; \quad \zeta_4 = \frac{T \cdot P_L}{R_d} \quad (2.42)$$

$$P_L = \frac{L \cdot v_x}{D_h} ; \quad T = \frac{t \cdot v_x}{L} \quad (2.43)$$

De acordo com Shackelford (1995 *apud* NASCENTES, 2006, p.131), o valor de Rd obtido com base no método de análise tradicional geralmente é preciso para taxas de fluxo relativamente altas, associadas ao transporte miscível através de materiais de granulometria mais grossa (aquíferos). Entretanto, com base na conservação da massa de uma coluna de solo finita, o fator de retardamento é representado mais corretamente pela área acima da curva de eluição (VAN GENUCHTEN; PARKER, 1984; SHACKELFORD, 1994, 1995), ou seja,

$$R_d = \int_0^{T_{ss}} \left[1 - \frac{C_e(T)}{C_o} \right] dT = T_{ss} - \int_0^{T_{ss}} \left[\frac{C_e(T)}{C_o} \right] dT \quad (2.44)$$

onde:

T_{ss} é o número de volumes de poros necessários para atingir o regime estacionário;

C_e é a concentração de fluido efluente;

C_o é a concentração de fluido afluente, conforme ilustrado na Figura 2.54.

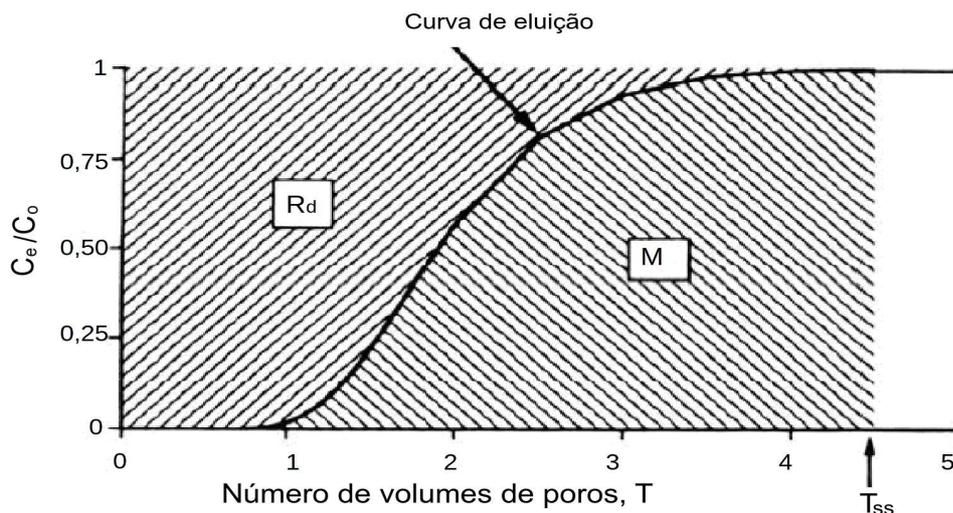


Figura 2.54 – Esquema de curva de eluição que ilustra a área acima da curva, R_d , e a área abaixo da curva, M , em regime de fluxo estacionário ($T=T_{ss}$)

Fonte: Shackelford (1995) *apud* Nascentes (2006, p. 131).

Assim, para taxas de fluxos baixas, comuns em camadas de impermeabilização usadas

na contenção de percolados de resíduos sólidos, uma avaliação precisa de R_d , com base no ensaio tradicional em coluna, pode ser obtida determinando-se o valor da área acima da curva de eluição, quando atingido um regime estacionário de fluxo, o que pode exigir um tempo considerável. No método da massa acumulada, a inclinação da curva CMR (razão entre a quantidade de massa acumulada de soluto efluente e a massa acumulada) *versus* T em regime de fluxo estacionário é igual à unidade e esta tendência independe do valor de R_d . Ou seja, o fator de retardamento influi no tempo necessário para atingir o regime permanente, mas não no valor do fluxo de massa de soluto atingido neste regime. O valor de T resultante do prolongamento da linha reta da curva T versus CMR até o eixo horizontal ($CMR=0$) representa o valor do fator de retardamento, $R_d = T_0$, conforme mostrado na Figura 2.55.

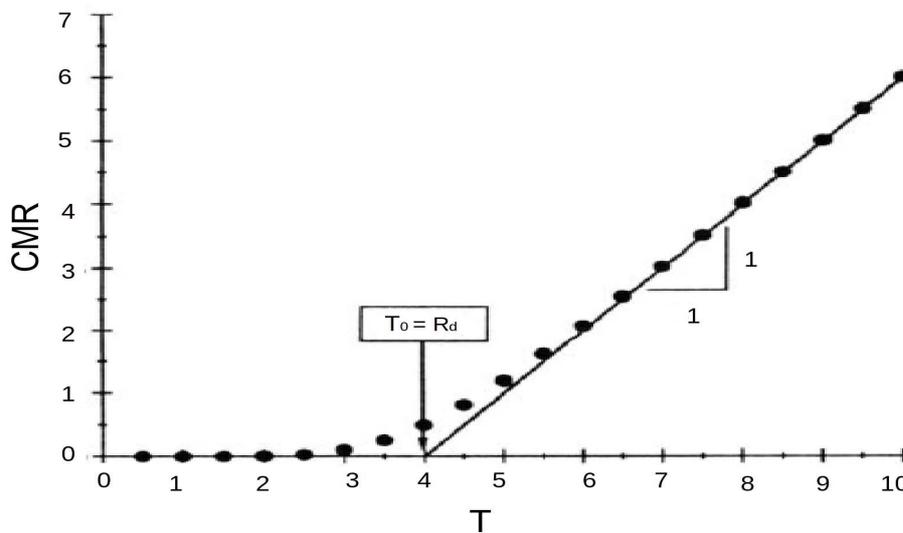


Figura 2.55 – Exemplo de estimativa de R_d de dados CMR versus T
 Fonte: Shackelford (1995) *apud* Nascentes (2006, p.132).

Um das vantagens do método da massa acumulada está em permitir a obtenção dos valores de R_d e Dh utilizando-se menor número de pontos de amostragem. Para ilustrar esta potencialidade, Shackelford (1995) apresenta análise de dados CMR versus T usando um número reduzido de pontos. Os valores determinados para PL e R_d são, em todos os casos estudados, muito próximos aos valores estimados com base em uma análise em que foram utilizados vinte pontos de amostragem. Dessa maneira, a frequência de amostragem do efluente pode ser reduzida, permitindo redução nos custos (pessoal e análises químicas), em particular nos casos em que solutos muito reativos (valores altos do fator de retardamento)

estão sendo avaliados, exigindo ensaios de longa duração para que se obtenham resultados compatíveis com velocidades realistas.

Azevedo e colaboradores (2005) realizaram ensaios em coluna e determinaram Rd e Dh de alguns metais pesados pelos métodos tradicional e o da massa acumulada e verificaram diferenças menores do que 3% nos resultados fornecidos pelos dois métodos. Desse modo, a análise realizada com número reduzido de dados experimentais de massa acumulada (no caso, dez pontos) demonstra não ser necessária a coleta frequente de efluentes para se chegar a estimativas razoavelmente precisas de Rd e Dh , quando se tratar de um problema em que a velocidade de fluxo é baixa, a exemplo de 10^{-8} m/s.

2.8 CORROSÃO DO AÇO DE ARMADURA NO CONCRETO

2.8.1 O aço no concreto armado

Várias experiências têm demonstrado que em soluções fortemente alcalinas o aço conserva-se passivo em relação à corrosão, ficando assim protegido enquanto tal condição de alcalinidade perdurar. Essa fundamental propriedade do aço é responsável pela existência do concreto armado.

De acordo com o que se observa no fenômeno da “pega”, todos os produtos da hidratação do cimento são fortemente alcalinos, pois conseguem manter a estabilidade em contato com soluções alojadas nos seus poros cujos pH sejam da ordem de 12,5. Na condição de alcalinidade que o concreto proporciona, o filme de óxido formado sobre o aço fica aderente e permanece estável, impedindo o prosseguimento da corrosão. Em um diagrama que apresenta a relação potencial *versus* pH (ver Figura 2.56), Pourbaix (1987) – citado por Fortes e Andrade (2000) *apud* Mattos (2002) –, mostra que o aço se mantém em um estado passivo para um pH entre 10,5 a 12,5; considerando-se potenciais de corrosão entre +0,1 e -0,5V (relativo ao potencial normal de hidrogênio).

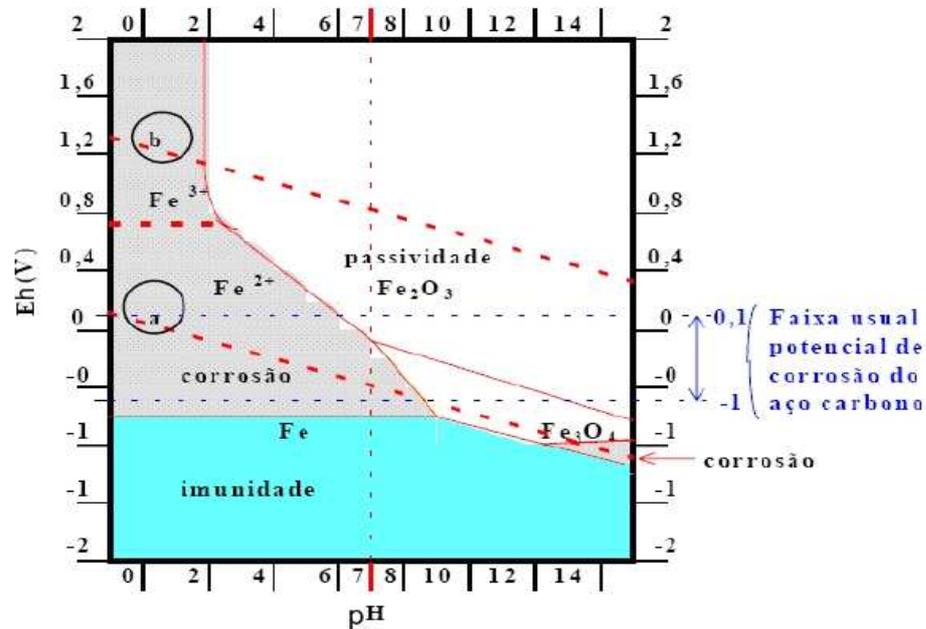


Figura 2.56 – Diagrama de Pourbaix para o ferro: equilíbrio potencial-pH para o sistema Fe-H₂O a 25°C

Fonte: Pourbaix (1987) *apud* Mattos (2002).

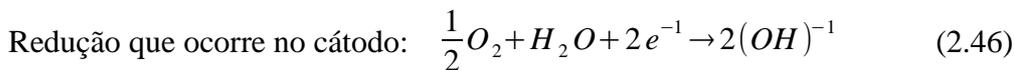
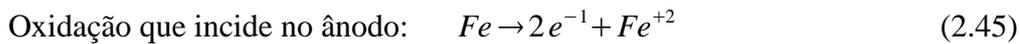
Vale observar que a situação do ataque por cloreto é diferente. Neste caso, a ação principal é a corrosão do aço, o dano no concreto em torno da armadura é apenas uma consequência (NEVILLE, 1997). A corrosão da armadura devido à ação dos íons cloreto é apontada como um dos mais sérios problemas à durabilidade das estruturas de concreto armado (FIGUEIREDO, 2005). Quando os íons cloreto estão presentes na mistura, eles tendem a se distribuir uniformemente, havendo assim menor tendência à formação de pilhas de concentração. Contudo, no caso da penetração de íons cloreto a partir da superfície dos concretos endurecidos, a concentração junto ao aço não é uniforme, devido às diferenças de permeabilidade do concreto. Esse fato propicia a formação de macrocélulas de concentração, com o agravante de existir uma relação desfavorável entre as áreas anódicas e catódicas (SERRA, 1992 *apud* MATTOS, 2002).

Os tipos de corrosão mais frequentes nas armaduras de aço presentes no concreto são classificadas como homogênea ou uniforme e localizada.

a) Corrosão uniforme

A corrosão uniforme ocorre homogeneamente em torno da superfície do material, o

que acarreta a sua perda com a formação de produtos dessa corrosão, principalmente o composto Fe_2O_3 , conhecido como ferrugem, em se tratando de ligas ferrosas. Esta forma de corrosão processa-se na presença da água, que atua como condutor de íons (eletrólito), e se baseia principalmente na ocorrência de reações de oxidação e redução descritas:



A reação global das reações mencionadas em (2.45) e (2.46) é representada por:



Como resultado, uma das partes do metal torna-se anódica e a outra catódica. As mudanças químicas fundamentais que ocorrem nas áreas anódica e catódica de uma liga de aço contida em uma estrutura de concreto estão esquematizadas na Figura 2.57 (a).

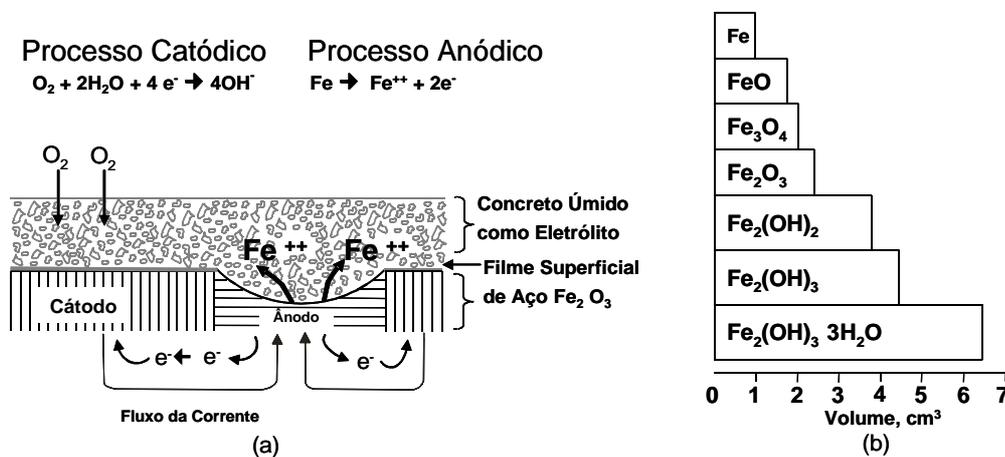


Figura 2.57 – Processo eletroquímico da corrosão do aço no processo úmido e permeável
 Fonte: adaptado de Mehta e Monteiro (2008).

A transformação de aço metálico em óxido ou hidróxido de ferro é acompanhada por um aumento no volume que, dependendo do estado de oxidação, pode ser acima de 500% do metal original, conforme Figura 2.57 (b). Acredita-se que este aumento de volume seja a principal causa da expansão e fissuração do concreto.

A presença simultânea de ar e água na superfície do cátodo é absolutamente

necessária para ocorrência do fenômeno. Vale observar que produtos de ferro comum e de aço são cobertos por um filme de óxido Fe_3O_4 . Esse filme, que se forma em meios alcalinos, apresenta uma baixa permeabilidade e é fortemente aderente à superfície do aço, aumentando a sua proteção. Assim, o aço torna-se imune a uma corrosão uniforme significativa, isto é, o ferro metálico não estará disponível para a reação anódica até que a passividade do aço seja destruída. Na ausência de íons cloreto na solução, o filme protetor sobre o aço é considerado estável enquanto o pH da solução permanecer entre 11,5 e 13. Uma vez que o cimento Portland hidratado contém álcalis no fluido dos poros, e aproximadamente 20% de sua massa é constituída de hidróxido de cálcio sólido, normalmente há alcalinidade suficiente no sistema para manter o pH acima de 12. Em condições excepcionais (por exemplo: quando o concreto possui alta permeabilidade e contém álcalis, e a maior parte do hidróxido de cálcio está carbonatada ou neutralizada por uma solução ácida), o pH do concreto na vizinhança do aço pode ser reduzido a menos de 11,5, destruindo a proteção do aço e assim criando condições para o processo de corrosão.

b) Corrosão localizada

Os tipos de corrosão localizada que podem ocorrer em armaduras de concreto abrangem a corrosão galvânica, a corrosão por diferença de concentração e, principalmente, a corrosão localizada por pite. Na corrosão galvânica, as células de composição podem ser formadas quando dois metais de diferentes suscetibilidades à corrosão estão embutidos no concreto, tais como barras de aço e eletrodutos de alumínio, ou quando existem variações significativas nas características superficiais do aço. Neste caso, o metal ou a região mais nobre sofrerá o processo de redução, funcionando então como cátodo; enquanto o metal ou a região mais suscetível à corrosão passará a funcionar como ânodo, podendo apresentar, dependendo da área, uma intensa corrosão. Já na corrosão por diferença de concentração, as células de concentração podem ser formadas devido à diferença na concentração de íons dissolvidos na vizinhança do aço, tais como álcalis, cloretos e oxigênio. A região do metal exposta a uma maior concentração de íons atuará como catodo, enquanto a região exposta a uma menor concentração sofrerá corrosão. Na corrosão localizada por pite não se verifica perda significativa de material como ocorre na corrosão uniforme, entretanto ocorrem danos intensos à armadura, uma vez que os pites consistem em cavidades caracterizadas por baixa relação entre os seus diâmetros e comprimentos. Por esse motivo, quando armaduras

danificadas por esse tipo de corrosão ficam submetidas a tensões por tração, há uma concentração dessas tensões, o que as amplifica significativamente acarretando diminuição da resistência mecânica do concreto.

A corrosão localizada por pites em estruturas de concreto é causada principalmente por cloretos. A literatura sobre o tema relata que na presença desses íons, dependendo da relação Cl^-/OH^- , o filme protetor pode ser destruído pontualmente mesmo para valores de pH consideravelmente acima de 11,5. Quando as relações molares Cl^-/OH^- são maiores que 0,6, o aço parece não estar mais protegido contra a corrosão, provavelmente porque o filme de óxido de ferro torna-se permeável ou instável sob estas condições. Nas dosagens típicas de concreto normalmente utilizadas na prática, sabe-se que o limite de teor de cloreto para iniciar a corrosão está na faixa de 0,6 kg a 0,9 kg de Cl^- por metro cúbico de concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 181). Além disso, quando há grandes quantidades de cloreto, este tende a conservar mais umidade, o que também aumenta o risco da corrosão do aço pela diminuição da resistividade elétrica do concreto. Com a passividade da armadura localmente destruída, a resistividade elétrica e a disponibilidade de oxigênio são responsáveis pelo controle da taxa de corrosão. Não se observa corrosão significativa enquanto a resistividade elétrica do concreto estiver acima de 50 a 70 x 10³ Ω.cm (MEHTA; MONTEIRO, 2008, p. 181). Convém ressaltar que as fontes comuns de cloreto no concreto são os aditivos, agregados contaminados por sais e a penetração de soluções com sais degelantes ou água do mar. O esquema do mecanismo deste tipo de corrosão está representado nas seguintes equações:



A partir destas equações, pode-se observar que, ao reagir com o ferro, o íon cloreto forma o sal metálico. Este sal, por sua vez, quando hidratado, resulta na formação do ácido clorídrico, produto este que irá atacar o metal. Em seguida, há dissociação desse ácido, pois o Cl^- não tem caráter oxidante. Esse fenômeno caracteriza-se, portanto, por ser cíclico, o que

evidencia a gravidade desse tipo de corrosão. O efeito da presença de íons agressivos é baixar o pH em pontos discretos da película passivadora, destruindo-a totalmente. Nesses pontos, formam-se zonas anódicas de pequenas dimensões. Como o restante da armadura constitui uma enorme zona catódica, ocorre então uma intensa corrosão nesses pontos anódicos, conforme o esquema mostrado na Figura 2.58.

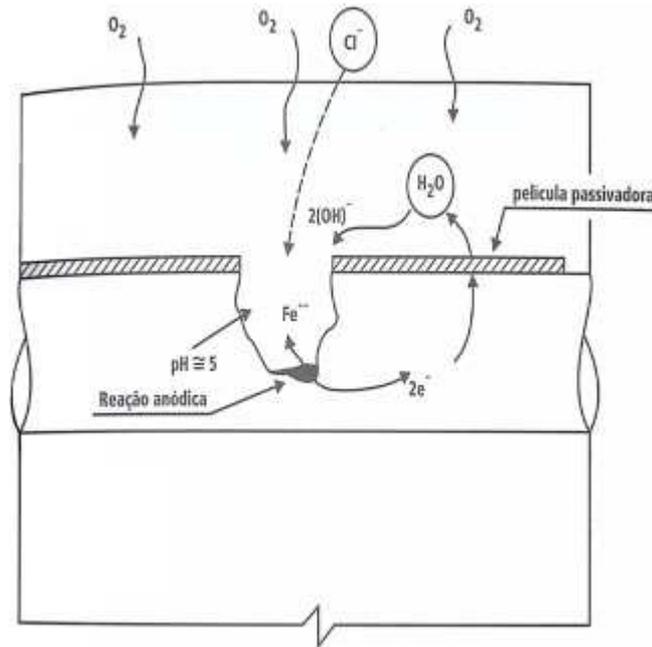


Figura 2.58 – Representação esquemática da intensa corrosão na armadura do concreto, ocasionada pela presença de íons cloreto

Fonte: Fusco (2008).

Os íons cloretos cloreto funcionam como catalisadores da reação de solubilização dos íons Fe^{2+} . Como estes não são consumidos na reação, agrava-se cada vez mais a intensidade da corrosão.

2.8.2 Meios para evitar a corrosão das armaduras

As medidas de proteção para evitar corrosão em concreto armado são de várias naturezas. Algumas estão na escolha do cimento e na fabricação do concreto; outras, após a montagem das estruturas. Para que essas medidas tenham o resultado esperado, alguns pré-requisitos são indispensáveis, tais como: concreto de qualidade adequada, estrutura corretamente projetada para o ambiente em causa, previsão da agressividade do meio ambiente e condições operacionais adequadas. Deve-se, portanto, exigir que as estruturas de

concreto sejam projetadas, construídas e utilizadas de modo que atendam a sua vida útil, que corresponde ao período em que as estruturas não necessitam de medidas extras de manutenção e reparo (GENTIL, 2008, p. 214). Segundo Gonçalves e Coutinho (1995), os fatores essenciais para se obter uma estrutura com pouca permeabilidade consistem em: evitar a fissuração, tratar convenientemente as juntas de construção, monitorar a mistura, o transporte, a colocação e o adensamento do concreto de modo a eliminar a segregação e os ninhos de brita, conseguindo o máximo de compactação. Além disso, deve-se assegurar uma cura adequada e intensiva, a fim de se impedir a saída da água e conservar úmido o concreto durante o maior intervalo de tempo possível (mais de duas semanas). A Tabela 2.13 apresenta as recomendações indicadas pela especificação DIN-4030 para evitar a corrosão do concreto (GENTIL, 2008).

Tabela 2.13 – Recomendações para evitar a corrosão da armadura no concreto armado

Requisitos	Ataque fraco	Ataque forte	Ataque muito forte
Teor mínimo de cimento, kg/m ³	400	-	-
Relação água/cimento	0,60	0,50	0,50
Profundidade de penetração da água, mm	50	30	30
Proteção superficial	-	-	Necessária
Tipo de cimento	Água contendo mais do que 400 ppm de sulfato ou solos contendo mais do que 3.000 ppm de sulfato: essencial o uso de cimento resistente a sulfato.		
Espessura do concreto cobrindo a armadura de reforço	Maior do que 30mm		

Fonte: Gentil (2008).

São recomendáveis diversas medidas para se evitar, tanto quanto possível, a corrosão das armaduras. Entre elas estão o emprego de:

- cimento resistente a sulfato, isto é, cimento contendo um teor de aluminato de tricálcico (C₃A) menor do que 8%, conforme especificação ASTM C150-12, tipo V ou tipo II. O tipo V, por apresentar cerca de 4% em C₃A, seria o mais indicado na presença de teores mais elevados do sulfato. Entretanto, como o cimento com aluminato tricálcico aumenta a resistência à ação do cloreto, deve-se estabelecer um valor médio para esse aluminato; normalmente é usado um valor em torno de 7 a 8%;

- cimento de escórias de alto-forno ou ainda cimento pozolânico;
- concreto suficientemente compacto para evitar a progressão da carbonatação até espessuras elevadas, empregando dosagens adequadas dos materiais constituintes. Atenção especial deve ser dada à definição da relação água/cimento, que deve ser a mais baixa possível;
- distâncias adequadas da armadura à superfície do concreto;
- procedimentos que evitem a fissuração do concreto armado;
- concreto com capilaridade suficientemente reduzida para evitar a entrada dos eletrólitos por sucção;
- materiais compostos com polímeros;
- revestimentos protetores aplicados sobre o concreto (tintas a base de resinas epóxi, poliuretana, vinílica, acrílica, tintas asfálticas, pintura com impregnação de uma solução de silicato de sódio, o menos alcalina possível, processo de ocratização, por exemplo);
- revestimentos protetores aplicados sobre a armadura (aplicação de tintas epóxi e tintas ricas em zinco, revestimento com zinco, armadura cladizada com aço inoxidável AISI 304 ou 316, por exemplo);
- proteção catódica do aço destinado a armadura;
- agentes inibidores de corrosão do aço;
- remoção de cloreto e realcalinização.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007), em condições de exposição adversas devem ser tomadas medidas especiais de proteção e conservação do tipo: aplicação de revestimento hidrofugantes e pinturas impermeabilizantes sobre as superfícies do concreto, revestimentos de argamassas, de cerâmicas ou outros sobre a superfície do concreto, galvanização da armadura, proteção catódica das armaduras e outros.

Na procura por métodos de controle de corrosão, numerosos aditivos químicos, tanto orgânicos como inorgânicos, têm sido objeto de estudo como inibidores específicos da corrosão do aço. Entende-se por inibidores de corrosão, substâncias adicionadas ao concreto que, quando devidamente utilizados, são efetivos no controle e redução das taxas de corrosão das armaduras. Porém, muitos inibidores quimicamente efetivos no controle da corrosão, produzem efeitos adversos nas propriedades do concreto, como por exemplo, redução

significativa na resistência à compressão, retardamento do tempo de pega do cimento, ocorrência de reações expansivas e aparecimento de eflorescências. Segundo (LIMA; ARVATI FILHO; HELENE, 1996), ao se utilizar teores de 4% e 6% de nitrito de sódio em relação à massa de cimento há diminuição da resistência mecânica de argamassa de cimento, principalmente para idades mais avançadas.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentados os materiais utilizados na pesquisa, os procedimentos adotados para a realização dos ensaios de percolação em colunas e de determinação de curvas de retenção em amostras de concreto e argamassa, assim como descrições detalhadas dos equipamentos utilizados. Além disso, discorre-se acerca das metodologias empregadas para determinar o teor de cloretos em estruturas de concreto e para avaliar a taxa de deposição dessa substância, que existe normalmente na atmosfera, em diversos pontos da cidade de Salvador.

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

As atividades experimentais desenvolvidas para que os objetivos propostos neste trabalho fossem alcançados compreendem a realização de ensaios laboratoriais e de campo.

Em laboratório, foram realizados ensaios que visaram a estudar as propriedades de argamassas e de concretos endurecidos, tais como: difusão, capilaridade, porosidade, retardo (absorção) e permeabilidade, que são consideradas indispensáveis para explicar os fenômenos envolvidos no transporte de substâncias que afetam a sua durabilidade. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia Ambiental da Escola Politécnica da UFBA, pertencente ao Departamento de Ciência e Tecnologia de Materiais, DCTM. As tarefas de campo compreendem a extração de testemunhos em edificações e medidas de deposição salina na atmosfera, com o propósito de avaliar o comportamento do aerossol marinho decorrente das características climatológicas do ambiente estudado, bem como a sua interação com as estruturas de concreto. As etapas que constituíram o programa experimental desenvolvido encontram-se ilustradas no fluxograma apresentado na Figura 3.1 e são descritas a seguir de forma pormenorizada.

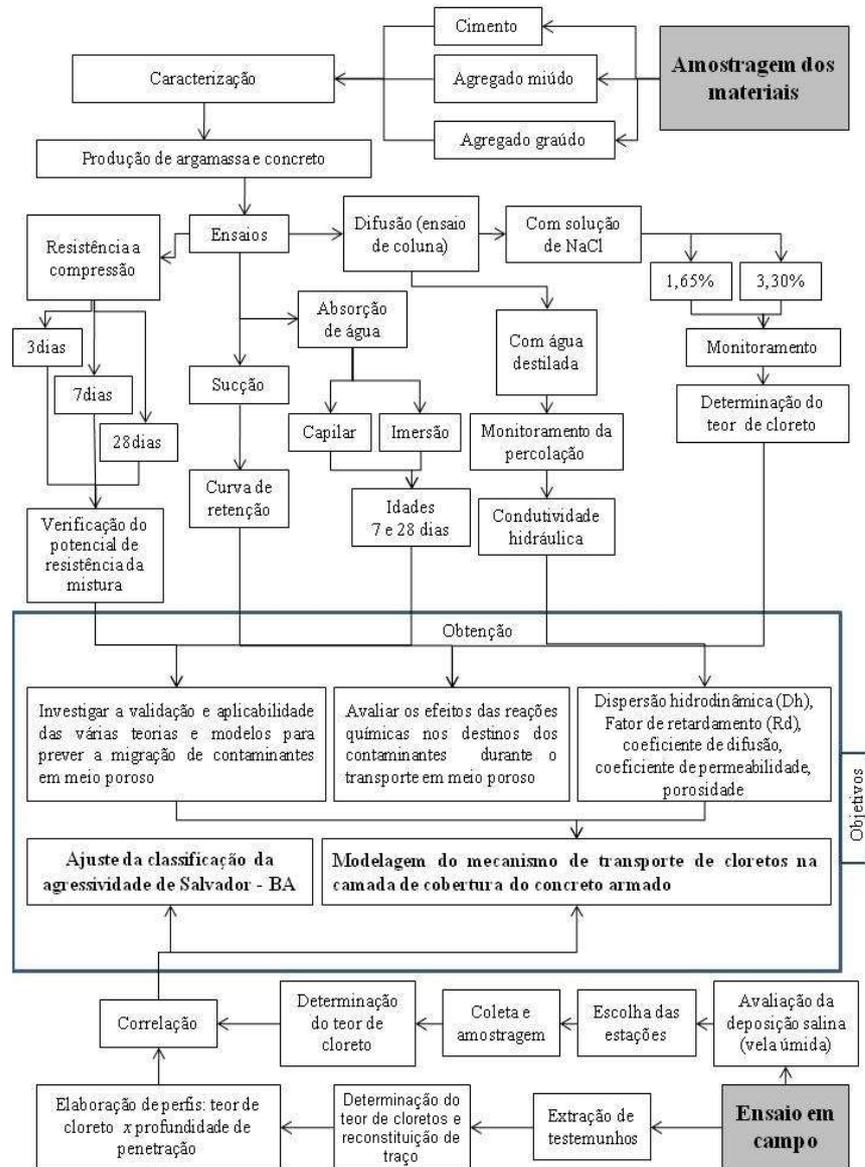


Figura 3.1 – Fluxograma de atividades

3.1.1 Caracterização dos materiais empregados

O cimento utilizado no programa experimental foi o cimento Portland de alta resistência inicial, resistente a sulfatos, marca Mizu, caracterizado como CP V-ARI RS, cujas características físicas, químicas e mecânicas, determinadas com os métodos de ensaios adotados, encontram-se discriminadas nas Tabelas 3.1 e 3.2. Este tipo de cimento, apesar de não ser o mais utilizado em Salvador, foi escolhido por proporcionar um rápido grau de hidratação e por permitir baixos teores de adição (0 a 5% de material carbonático), oferecendo por conseguinte uma baixa resistência à penetração de cloretos. Um motivo secundário diz

respeito à preocupação com a avaliação da dinâmica da corrosão em estruturas pré-moldadas, normalmente construídas com o cimento CP V-ARI RS pela demanda de rapidez no ganho de resistência mecânica.

Tabela 3.1 – Características químicas do cimento (CP V-ARI RS) estudado

ANÁLISE QUÍMICA	MÉTODOS DE ENSAIO
Perda ao fogo (PF)	NBR NM 18
Trióxido de enxofre (SO ₃)	NBR NM 16
Resíduo insolúvel (RI)	NBR NM 15
Óxido de cálcio livre	NBR NM 13
Óxido de magnésio (MgO)	NBR NM 14
Teor de C ₃ A do clínquer	EN-196-4
Teor de clínquer + sulfatos de cálcio	-
Teor de material carbonático	-

Tabela 3.2 – Características físicas e mecânicas do cimento (CP V-ARI RS) estudado

CARACTERÍSTICAS	MÉTODOS DE ENSAIO
Finura (peneira 75µm)	NBR 11579
Área específica	NBR NM 76
Expansibilidade a quente	NBR 11582
Consistência normal	NBR NM 43
Resistência à compressão	NBR 7215
Tempo de pega (Início e Fim)	NBR NM 65

No programa experimental, utilizou-se areia quartzosa, proveniente do areal Otomar, localizado na Região Metropolitana de Salvador. O agregado graúdo, de origem gnáissica, foi proveniente da Pedreira Valéria, cuja jazida também se situa nesta capital. A Tabela 3.3 mostra os ensaios de qualificação destes materiais com os respectivos métodos de execução.

Tabela 3.3 – Índices físicos e de qualidade dos agregados estudados

CARACTERÍSTICAS	MÉTODOS	
	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Composição granulométrica	NBR NM 248	
Massa específica	NBR NM 52	NBR NM 53
Teor de materiais pulverulentos	NBR NM 46	
Absorção de água	NBR NM 30	NBR NM 53
Impurezas orgânicas	NBR NM 49	-

3.1.2 Produção das argamassas, concretos e moldagem de corpos de prova

As argamassas e os concretos foram fabricados em duas etapas. Na primeira etapa, produziram-se argamassas a partir de misturas experimentais, tomando-se o cuidado de pesquisar, para uma determinada relação água/cimento, misturas com diferentes índices de consistência, (165 ± 5) mm e (225 ± 10) mm, e, conseqüentemente, com variados consumos de cimento. Assim, foram preparadas argamassas com relações água/cimento 0,45, 0,55 e 0,65. Para cada combinação de parâmetros acima, foram moldados 31 corpos de prova de argamassa cilíndricos de dimensões 50 mm x 100 mm. Destes 31: 6 foram submetidos ao ensaio de absorção de água por imersão (3 aos 7 dias e 3 aos 28 dias); 6, ao ensaio de absorção de água por ascensão capilar (3 aos 7 dias e 3 aos 28 dias) e 12, ao ensaio de resistência à compressão (4 aos 3 dias, 4 aos 7 dias e 4 aos 28 dias). Os 7 corpos de prova restantes foram cortados e deram origem a 13 fatias, que foram examinadas após o descarte de suas extremidades. Destas 13: 6 foram submetidas ao ensaio de permeabilidade à água e posteriormente ao ensaio de coluna (tendo sido adotadas concentrações de cloreto de sódio em água de 1,65% e 3,3% para cada grupo de 3 fatias) e 7, ao ensaio de sucção pelo método do papel filtro. Assim, foram moldados um total de 186 corpos de prova de argamassa, conforme metodologia prescrita pela NBR 7215 (ABNT, 1996).

Na segunda etapa, foram fabricados concretos com um único índice de consistência, abatimento de (140 ± 20) mm, e relações água/cimento iguais a 0,45; 0,55 e 0,65. Para cada traço, foram moldados 21 corpos de prova cilíndricos de dimensões 100 mm x 200 mm. Destes 21: 6 foram submetidos ao ensaio de absorção de água por imersão (3 aos 7 dias e 3 aos 28 dias); 6, ao ensaio de absorção de água por ascensão capilar (3 aos 7 e 3 aos 28 dias) e 6, ao ensaio de resistência à compressão (2 aos 3 dias, 2 aos 7 dias e 2 aos 28 dias). Os 3 corpos de prova restantes foram cortados e deram origem a 9 fatias, que foram examinadas após o descarte de suas extremidades. Destas 9: 2 foram submetidas ao ensaio de permeabilidade à água e posteriormente ao ensaio de coluna (sob concentração de cloreto de sódio em água de 3,3%) e 7, ao ensaio de sucção pelo método do papel filtro. Sendo assim, foram confeccionados um total de 63 corpos de prova de concreto, cujo procedimento de moldagem e cura obedeceu aos critérios da NBR 5738 (ABNT, 2008). Nas Tabelas 3.4 e 3.5, encontram-se as listas dos ensaios realizados em corpos de prova de argamassa e de concreto,

respectivamente, com os correspondentes procedimentos normativos utilizados.

Tabela 3.4 – Plano de ensaios em argamassas

Traços			Nº de corpos de prova ensaiados (n)						
			a/c = 0,650		a/c = 0,550		a/c = 0,450		
			T-1A 165±5mm	T-1B 225±10mm	T-2A 165±5mm	T-2B 225±10mm	T-3A 165±5mm	T-3B 225±10mm	
Ensaio									
Idade (dias)	Absorção de água por imersão, NBR 9778	7	3	3	3	3	3	3	
		28	3	3	3	3	3	3	
	Absorção de água por ascensão capilar, NBR 9779	7	3	3	3	3	3	3	
		28	3	3	3	3	3	3	
	Resistência à compressão, NBR 5739	3	4	4	4	4	4	4	
		7	4	4	4	4	4	4	
		28	4	4	4	4	4	4	
	Permeabilidade à água destilada			3	3	3	3	3	3
	Difusão de solução salina (percolação em colunas)	1,65% de NaCl							
3,30% de NaCl									
Sucção (papel filtro)			4	4	4	4	4	4	
Total de corpos de prova ensaiados por traço			31	31	31	31	31	31	
Nº de misturas por traço			6	6	6	6	6	6	

Tabela 3.5 – Plano de ensaios em concreto

Traços			N° de corpos de prova ensaiados (n)			
			a/c = 0,650	a/c = 0,550	a/c = 0,450	
			T-4A 140±20 mm	T-5A 140±20 mm	T-6A 140±20 mm	
Ensaio						
Idade (dias)	Absorção de água por imersão, NBR 9778	7	3	3	3	
		28	3	3	3	
	Absorção de água por ascensão capilar, NBR 9779	7	3	3	3	
		28	3	3	3	
	Resistência à compressão, NBR 5739	3	2	2	2	
		7	2	2	2	
		28	2	2	2	
	Permeabilidade à água destilada			1	1	1
	Difusão de solução com 3,30% de NaCl (percolação em colunas)					
Sucção (papel filtro)			2	2	2	
Total de corpos de prova ensaiados por traço			21	21	21	
N° de misturas por traço			2	2	2	

3.1.3 Ensaio de absorção de água por imersão e por capilaridade em argamassas e concretos endurecidos

Os corpos de argamassa foram moldados de acordo com a NBR 7215 e os de concreto, conforme a NBR 5738.

a) Ensaio de determinação de absorção de água por imersão

A execução desse ensaio obedeceu aos critérios da NBR 9778 (ABNT, 2009). Para cada material, foram examinadas três amostras contendo as seguintes quantidades mínimas:

- 150 cm³, no caso de argamassas;
- 1500 cm³, no caso de concretos.

Na realização dos ensaios de absorção por imersão, a amostra foi colocada em estufa e mantida à temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ por um período de 72 h. Em seguida, procedeu-se à determinação e ao registro de sua massa (m_s). Completada a secagem em estufa, efetuou-se a imersão da amostra em água à temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$, durante 72 h. Concluída etapa de saturação, colocou-se a amostra em um recipiente cheio d'água, que foi levada progressivamente à ebulição. Esta ocorreu depois de 15 min da inserção da amostra, mas antes de transcorrerem 30 min. A ebulição foi mantida por um período de 5 h com o volume da água aproximadamente constante. Em seguida, deixou-se a água resfriar naturalmente até a temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$. Posteriormente, a amostra foi retirada da água e enxugada com pano úmido. Depois, sua massa (m_{sat}) foi determinada e registrada. Usando as massas obtidas de acordo com o procedimento anteriormente descrito, efetuou-se os seguintes cálculos através da média de três determinações:

- Absorção (A), em porcentagem, pela seguinte expressão:

$$A = \frac{(m_{sat} - m_s)}{m_s} \times 100 \quad (3.1)$$

onde:

m_{sat} é a massa da amostra saturada em água após imersão e fervura;

m_s é a massa da amostra seca estufa, após ter sido mantida à temperatura $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$, por um período de 72 h.

- Índice de vazios (I_v), em porcentagem, pela seguinte expressão:

$$I_v = \frac{(m_{sat} - m_s)}{(m_{sat} - m_i)} \times 100 \quad (3.2)$$

onde:

m_i é a massa da amostra saturada imersa em água após fervura, obtida através da

balança hidrostática.

Segundo a NBR 9778 (ABNT, 2009) e EN 1936 (2006), o índice de vazios corresponde a relação entre os poros permeáveis, ou seja, aqueles aos quais a água tem acesso, e o volume total da amostra. Guimarães (2002) demonstrou em sua dissertação a correlação entre a Equação 3.2 e a própria definição normativa. Assim, neste trabalho os valores de porosidade efetiva das argamassas e concretos endurecidos serão equivalentes aos índices de vazios desses materiais.

b) Ensaio de absorção de água por capilaridade

A execução desse ensaio obedeceu aos critérios da NBR 9779 (ABNT, 1995). Para cada amostra, três corpos de prova, isentos de óleo ou outros materiais aderidos na moldagem, foram examinados.

Iniciou-se o ensaio com a determinação da massa dos corpos de prova secos ao ar e, em seguida, procedeu-se à sua secagem em estufa à temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$, até se obter a constância de massa. Posteriormente, resfriaram-se os corpos de prova ao ar à temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$, e suas massas foram determinadas. Em seguida, os corpos de prova foram posicionados sobre suportes dentro do recipiente de ensaio, que foi preenchido com água de modo que o nível d'água permanecesse constante a (5 ± 1) mm acima de suas faces inferiores, para se evitar a molhagem das outras superfícies. Durante o ensaio, determinou-se a massa dos corpos de prova com 3 h, 6 h, 24 h, 48 h e 72 h, contadas a partir da colocação destes em contato com a água, após terem sido previamente enxugados com pano úmido. Completada cada etapa, os corpos de prova foram colocados imediatamente de volta no recipiente de ensaio. Na medida do possível, foi determinada a altura da água absorvida por capilaridade em cada etapa, observando a variação na tonalidade superficial dos corpos de prova. Após a última etapa, a fim de confirmar a altura de água absorvida (ascensão capilar máxima) e de modo a permitir a anotação da distribuição da água no seu interior, os corpos de prova foram rompidos por compressão diametral, conforme a NBR 7222 (ABNT, 2010). A absorção de água por capilaridade, expressa em g/cm^2 , foi calculada dividindo-se o aumento de massa pela área da seção transversal da superfície do corpo de prova em contato com a água, de acordo com a Equação 3.3.

$$C = \frac{A - B}{S} \quad (3.3)$$

onde:

C = absorção de água por capilaridade, em g/cm²

A = massa do corpo de prova que permaneceu com uma das faces em contato com a água durante um período de tempo especificado, em g

B = massa do corpo de prova seco, assim que este atingiu a temperatura de (23 ± 2)°C, em g

S = área da secção transversal (cm²)

3.1.4 Ensaio de percolação em colunas

Para a obtenção dos parâmetros de transporte de soluções pelos corpos de prova, construíram-se equipamentos para execução de ensaios em coluna no Laboratório de Geotecnia Ambiental da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, a partir dos equipamentos tradicionais empregados em geotecnia. Pelas notórias diferenças entre as características de solos, argamassas e concretos, foram necessárias adaptações nesses equipamentos, anteriormente utilizados somente para solos, e também na metodologia. Tudo isso será descrito de forma pormenorizada neste item.

Os equipamentos para ensaios de coluna em argamassas e concretos foram desenvolvidos com o objetivo de se obterem parâmetros que possibilitem modelar o transporte de elementos associados à degradação do concreto armado decorrente da corrosão de suas armaduras, tais como: permeabilidade, capacidade de retenção e coeficiente de difusão de íons. Os principais aspectos considerados nesse intento foram: a influência do meio externo nas condições de contorno e na evolução do problema, a evolução dos perfis de concentração superficial de cloreto no concreto com o passar do tempo, a influência do traço do concreto nos valores de coeficiente de difusão, o fator de retardo e a permeabilidade. Para um melhor entendimento sobre como funciona tais equipamentos, a descrição de cada um de seus elementos constitutivos será feita a seguir:

a) Projeto e construção do equipamento de percolação

Os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de percolação em colunas com água destilada e com a solução contaminante foram projetados e construídos no

Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA. Eles consistem em um sistema de percolação, no qual a fonte de pressão se dá por injeção de ar comprimido ou nitrogênio em câmaras existentes no interior dos permeâmetros. Este sistema apresenta a vantagem de poder realizar vários ensaios ao mesmo tempo, em colunas alimentadas por diferentes contaminantes, sob a mesma pressão. As Figuras 3.2 e 3.3 mostram as representações esquemáticas dos modelos utilizados nesta pesquisa.

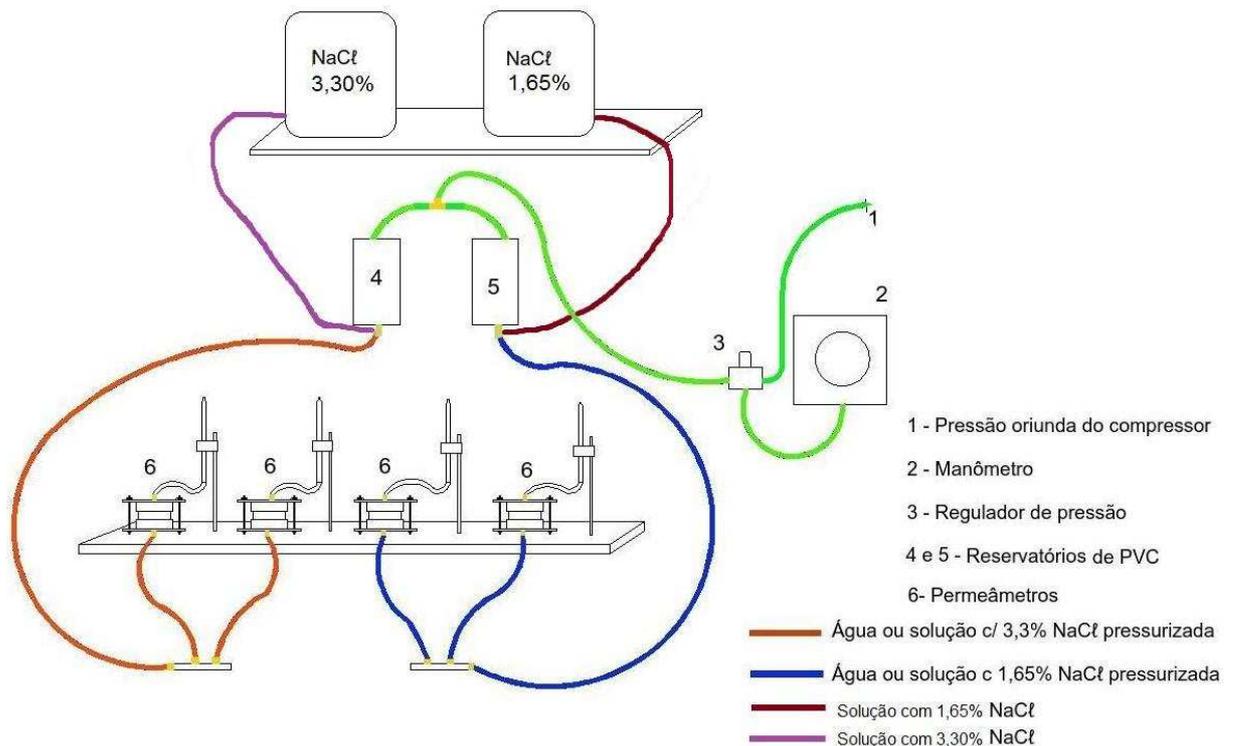


Figura 3.2 – Representação esquemática do ensaio de percolação em colunas em corpos de prova de argamassa

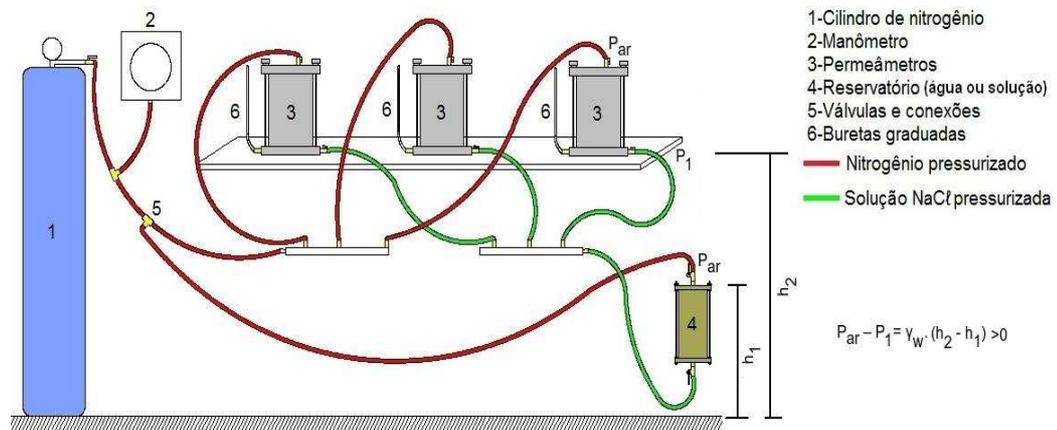


Figura 3.3 – Representação esquemática do ensaio de percolação em colunas em corpos de prova de concreto

b) Sistema de ar comprimido ou nitrogênio pressurizado

A utilização de ar comprimido ou nitrogênio pressurizado tem como vantagem a redução do tempo experimental, uma vez que, além de aumentar o gradiente hidráulico, permite ensaiar simultaneamente várias colunas de argamassa ou concreto a uma pressão constante.

Para os ensaios em argamassas, o sistema de ar comprimido foi fornecido por um compressor, capaz de aplicar uma pressão máxima de $8,3 \text{ kgf/cm}^2$, e de um ramal distribuidor de ar provido de uma válvula reguladora de pressão. O ar proveniente do compressor passa por duas válvulas reguladoras e é conduzido através do sistema de distribuição de ar aos dois reservatórios que compuseram a interface ar/água. A tubulação possuía diâmetro de 1/4" e foi disposta de forma que os dois recipientes tivessem o mesmo valor de pressão. A tubulação foi bifurcada para pressurizar as duas interfaces, permitindo a utilização de até dois gradientes diferentes para cada grupo de seis corpos de prova (Figura 3.4). Para medir a pressão de ar foi utilizado um manômetro de grande precisão acoplado à linha através de um engate rápido em uma das saídas do regulador (Figura 3.5).

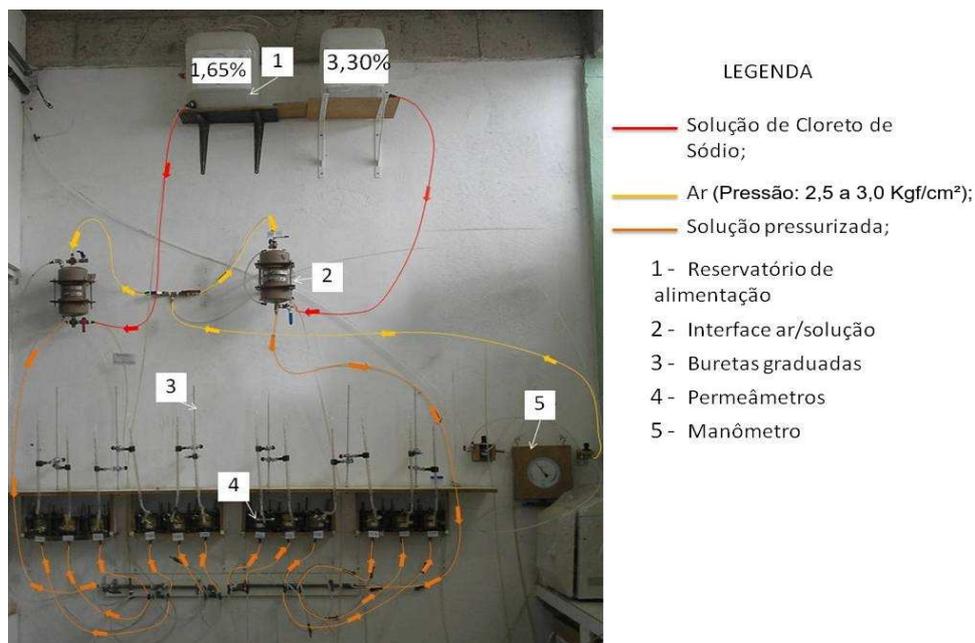


Figura 3.4 – Esquema geral do ensaio de percolação em coluna em corpos de prova de argamassa

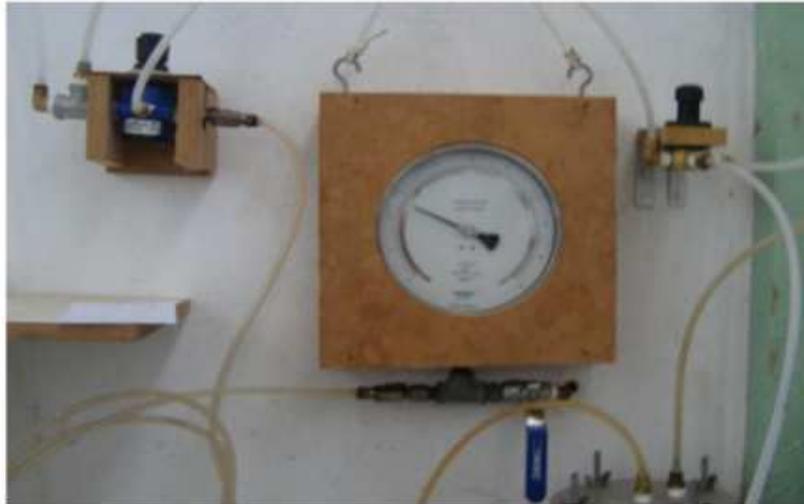


Figura 3.5 – Manômetro de pressão

Nos ensaios realizados em concretos, o sistema de pressão foi constituído de um cilindro de nitrogênio, que fornecia uma pressão limitada a 20 kgf/cm^2 (valor máximo adotado para as câmaras), e de um ramal distribuidor de ar provido de uma válvula reguladora de pressão. O gás nitrogênio pressurizado passa por uma válvula reguladora na saída do cilindro e é conduzido para o topo dos equipamentos e dos reservatórios através de mangueiras de distribuição. A tubulação possuía diâmetro de $1/4''$ e a pressão aplicada na linha principal foi da ordem de 10 kgf/cm^2 . Para controlar a pressão do gás foi utilizado um manômetro de grande precisão acoplado à linha através de um engate rápido em uma das saídas do regulador.

c) Reservatório para soluções

Quando da realização dos ensaios em argamassas, os reservatórios para armazenamento das soluções foram construídos com tubos PVC marrom de 110 mm de diâmetro (pressão nominal de 4 kgf/cm^2) por 200 mm de comprimento, com cabeçotes superior e inferior também de PVC, que foram fixados através de placas de aço interligadas por meio de quatro hastes rosqueáveis de $1/4''$. Foram adotados reforços de duas abraçadeiras metálicas em cada reservatório para poderem resistir às pressões internas de ar necessárias para aplicação dos gradientes hidráulicos desejados (Figuras 3.6 e 3.7).



Figura 3.6 – Reservatórios - Interface ar/solução

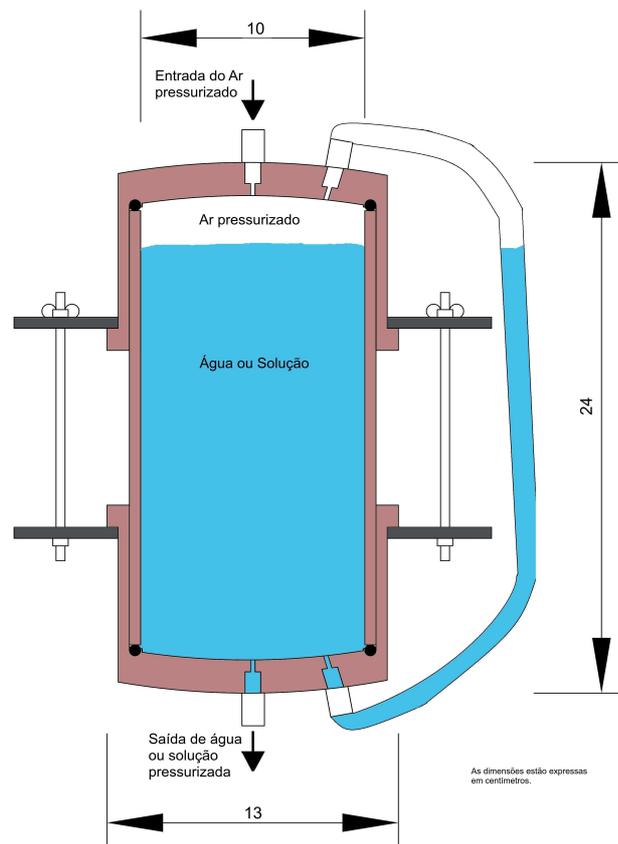


Figura 3.7 – Desenho em corte do reservatório em PVC

Foram feitos três furos rosqueados de 1/4" na tampa superior dos cabeçotes. O furo central serve para a alimentação de ar e alívio da pressão, através de uma cruzeta acoplada a um niple. O furo lateral está interligado através de um tubo a outro furo de 1/4" para

possibilitar a visualização do nível da solução no reservatório. O terceiro furo, localizado também na lateral da tampa, ajuda a solução a circular, homogeneizando-a para que não haja gradiente de concentrações. Para a circulação da solução, foi utilizada uma bomba peristáltica. É importante frisar que todas as conexões utilizadas no contato com a solução são de latão, a fim de conferir durabilidade ao sistema, minimizando o aparecimento de reações entre a solução e a conexão.

A base do reservatório é constituída por um cabeçote semelhante ao da tampa, possuindo também três furos. Um é para a circulação da solução contaminante; outro, para dar continuidade na trajetória do fluido, que se direciona para as colunas de concreto ou argamassa, além de completar o reservatório até seu nível máximo, quando ele estiver vazio. O último furo, como já citado no parágrafo anterior, tem a finalidade de possibilitar a visualização do nível de solução na interface. É fundamental observar os níveis de água na interface. Se o nível de água estiver baixo, a solução pressurizada não irá mais circular e a interface conduzirá somente ar. Isso faria com que o corpo de prova perdesse a água contida nos seus vazios, reduzindo a saturação e modificando os resultados.

Antes de dar início à distribuição de ar comprimido, teve-se uma atenção especial em garantir que todos os registros do sistema de distribuição de ar estivessem fechados, assim como o regulador de pressão, não permitindo a passagem do ar. Também houve a preocupação em se verificar o fechamento completo dos registros do reservatório, inclusive o registro de alimentação da coluna de concreto. Após essa verificação, aplicou-se uma baixa pressão através da válvula reguladora, e os registros de fornecimento de ar ao reservatório foram, vagarosamente, abertos. Ao aplicar a pressão, teve-se o cuidado de fazê-lo de forma que o aumento de sua intensidade fosse lento e gradual, para prevenir entrada de bolhas de ar na tubulação.

Para os ensaios em concreto foram confeccionados dois reservatórios cilíndricos de aço inox, possuindo dimensões internas de 19 cm de altura e 10 cm de diâmetro. No centro das bases foram feitos roscas NPT de 1/4" para acoplar as devidas conexões. Neste reservatório, a base inferior é soldada junto com o cilindro e a base superior é unida através de oito hastes com porcas e para impedir vazamentos é colocado um o-ring entre o cilindro e esta base.



Figura 3.8 – Reservatório de aço inox

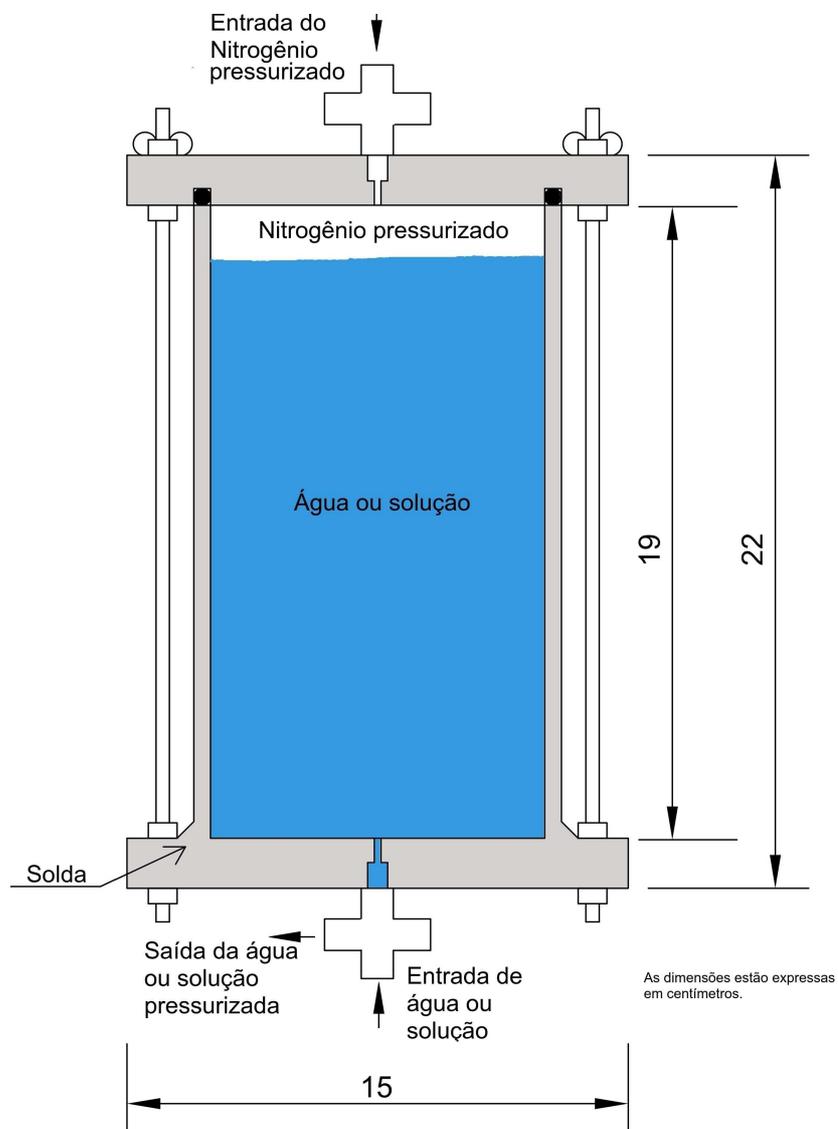


Figura 3.9 – Desenho em corte do reservatório

d) Colunas de Percolação

Inicialmente, as colunas utilizadas eram constituídas basicamente de dois cap de PVC JE PBA, com diâmetro interno de 60 mm, fixados através de placas de aço, que foram interligadas através de quatro hastes rosqueáveis de 1/4" (Figura 3.10).



Figura 3.10 – Cap de PVC JE PBA empregado em corpo de prova de argamassa com 10 cm de altura

As tampas superior e inferior são semelhantes. Na tampa inferior, a entrada da solução se dá através de um engate rápido rosqueado em um furo de 1/4". Na tampa superior, a saída da solução que percolou pela amostra se dá através de um cotovelo com anilha de 1/4". Antes de fechar a câmara, foram empregados filtros de pedregulhos na parte inferior com o intuito de uniformizar o fluxo. Na parte superior, procedeu-se também à inserção dos filtros, porém com a finalidade de preencher os vazios da câmara. Ambos os cabeçotes possuem cavas destinadas à colocação de um o'ring para conferir uma melhor vedação ao sistema.

O sistema citado acima não se adequou ao escopo do projeto, pois admitia uma pressão de no máximo 600 kPa e uma altura mínima de corpos de prova de 10 cm, o que propiciou um gradiente baixo em relação ao material ensaiado (argamassa de cimento). Além disso, apresentava uma alta ocorrência de vazamentos e a sua montagem levava muito tempo. Com o objetivo de aumentar a velocidade de ensaio e a eficiência de montagem, foi estudado outro modelo para as câmaras das colunas de percolação. Assim, para se obter um maior gradiente, diminuiu-se a altura dos corpos de prova para mais ou menos quatro centímetros e projetou-se uma câmara confeccionada em latão para suportar uma maior pressão (Figuras 3.11 e 3.12).



Figura 3.11 – Câmara de latão para corpos de prova de 4 cm de altura

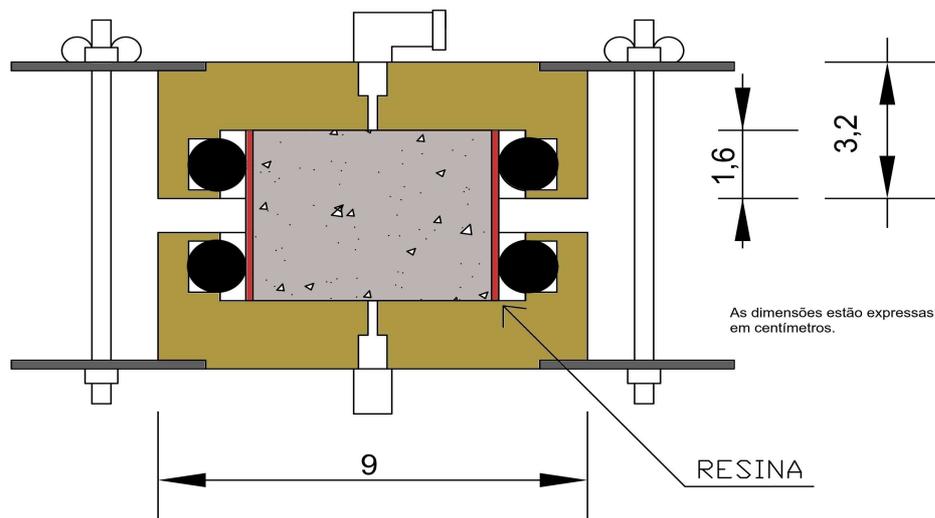


Figura 3.12 – Desenho em corte do permeâmetro utilizado para o ensaio de argamassa

Nesse novo sistema, o filtro de pedregulho foi substituído por filtro de geotêxtil na parte inferior para distribuir uniformemente a entrada de água. Nas tampas superior e inferior, a entrada da solução/água ocorreu da mesma forma descrita para a coluna em PVC.

Para os ensaios em concretos, houve necessidade de se proceder à alteração da câmara, em razão do tamanho dos corpos de prova e da ocorrência de vazamentos provocados pelo comportamento inadequado da resina. Em função disso, uma nova câmara foi feita em aço carbono, sendo provida de quatro ligações para permitir as seguintes etapas: a) emprego de solução pressurizada no topo da fatia do corpo de prova; b) coleta da solução efluente; c) escape de ar pelo seu topo e d) aplicação de pressão para confinar o sistema, garantindo o

fluxo axial do fluido, conforme Figura 3.13. Houve necessidade de aplicar pressões da ordem de 10 kgf/cm^2 para que se obtivesse êxito na realização desses testes.



Figura 3.13 – Parte interna do equipamento (desprovido da mangueira que faz ligação com o topo)

A fatia do corpo de prova é colocada no equipamento e, em seguida, a membrana de látex é inserida envolvendo o concreto, sendo fixada por elásticos, conforme a Figura 3.14. Para garantir que o fluido não percole pela lateral do corpo de prova, o cilindro de nitrogênio fornece uma pressão confinante que forçará a membrana a ficar aderida à lateral da amostra. Com a finalidade de manter a diferença de pressão entre o ar e a água ou solução com NaCl , o reservatório de alimentação foi instalado em uma cota inferior à dos permeâmetros, conforme mostrado na Figura 3.3.

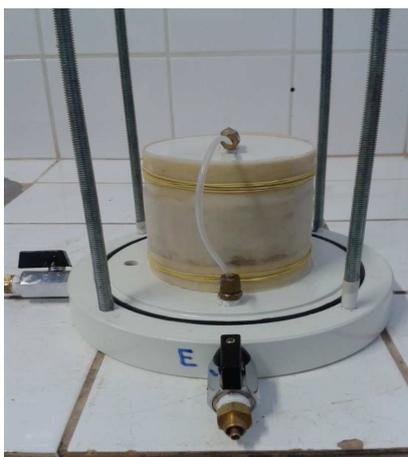


Figura 3.14 – Corpo de prova envolvido com a membrana fixada por elásticos

Após a fixação do material revestido na base de apoio do equipamento e tendo ocorrido a colocação da mangueira de ligação que levará o fluido sob pressão para o topo da fatia, procedeu-se ao fechamento do equipamento. Em seguida, preencheu-se com água todo

o vazio existente entre o corpo de prova e a tampa do equipamento e se utilizou a saída localizada no topo para expulsar o ar contido no interior do permeâmetro, de acordo com o que mostram as Figuras 3.15 e 3.16.



Figura 3.15 – Permeâmetro fechado contendo no seu interior uma fatia do concreto dosado com a/c igual a 0,55

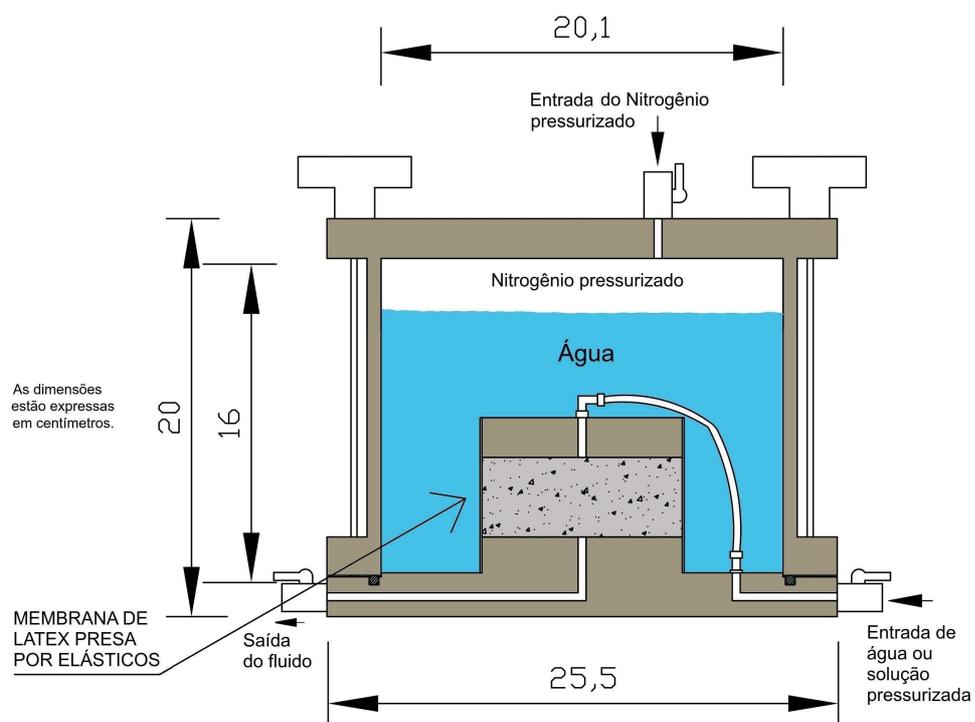


Figura 3.16 – Desenho em corte do permeâmetro utilizado para o ensaio de concreto

e) Preparação dos corpos de prova

Para aferição e testes do equipamento, previu-se inicialmente o emprego de corpos de prova cilíndricos de argamassa com altura de 100 mm, conforme já foi discriminado nas Tabelas 3.4 e 3.5. Entretanto, em decorrência da baixa vazão de água observada experimentalmente, surgiu a necessidade de se diminuir a altura desses corpos de prova (de 10 cm para 4 cm) a fim de se aumentar o gradiente hidráulico e se reduzir o tempo dos ensaios. Para garantir que o fluxo ocorresse somente na direção longitudinal, os corpos de prova foram impermeabilizados com uma resina utilizada para laminação (poliéster orto-tereftálica), numa espessura média de 5 mm em toda a sua superfície lateral (ver Figura 3.17). No preparo da resina, utilizou-se, em média, 30 gotas de catalisador MEKP (peróxido de metil-etil-cetona) para cada 100 g da substância. Essa proporção, porém, variou conforme a temperatura. Nos dias com temperatura ambiente elevada, reduziu-se o número de gotas para evitar que a reação acontecesse de um modo tão rápido que impedisse a própria atuação do operador. Para efetuar o revestimento do corpo de prova com resina, foi utilizada uma fôrma de aço inoxidável com polimento em toda sua face interior, de diâmetro igual a 60 mm, com o objetivo de facilitar o desmolde. Além disso, foi empregada também uma graxa de silicone ao longo da superfície interior do molde para evitar que a resina aderisse à fôrma de aço após o seu endurecimento.



Figura 3.17 – Camada impermeabilizante de resina

O corpo de prova foi inserido cuidadosamente com a preocupação de centralizá-lo adequadamente na fôrma metálica e, em seguida, aplicou-se a resina preparada, ainda no estado líquido. O processo de endurecimento ocorre de forma rápida, o que possibilitou a desmoldagem do corpo de prova no dia seguinte. Nos primeiros testes, a impermeabilização foi feita empregando-se uma fôrma de PVC, com o auxílio de um cap e de uma luva com

diâmetro interno igual a 60 mm, porém o acabamento da superfície não era satisfatório, pois ficava muito rugoso, motivo pelo qual se utilizou a fôrma de aço inoxidável. Depois de impermeabilizado, o corpo de prova foi levado para a máquina de corte. O disco utilizado é próprio para concreto e argamassa, possuindo faces paralelas para garantir um corte plano. Adotou-se o cuidado de cortar as faces superior e inferior do corpo de prova para retirar o excesso de resina que poderia impedir a passagem do fluxo longitudinalmente. Posteriormente, realizou-se um corte no corpo de prova para a obtenção da altura desejada, conforme se pode ver na Figura 3.18.



Figura 3.18 – Corpos de prova de argamassa com 4 e 10 cm de altura

Para preservar a estrutura do anel de vedação (o'ring) e facilitar o seu encaixe, com o uso de uma lima, retiraram-se do corpo de prova as “quinas vivas” originadas na operação de corte (Figura 3.19).



Figura 3.19 – Abaulamento da base e topo do corpo de prova de argamassa

É importante salientar que, após a operação de corte, procedeu-se à limpeza do corpo de prova de uma forma cuidadosa a fim de se retirar o excesso de partículas finas aderidas à sua superfície. Houve a necessidade de lubrificar o o'ring com vaselina para facilitar a inserção do corpo de prova na câmara.

Para os corpos de prova de concreto utilizou-se de procedimento diferente, pois houve necessidade de aplicação de uma maior pressão para que o fluido percolasse pelos poros desse material. Assim, conforme a Figura 3.20, cada corpo de prova empregado foi cortado na altura desejada, tendo-se desprezado a sua base e topo. Em seguida, inseriu-se parafina na sua superfície lateral, com o intuito de regularizá-la para impedir a perfuração da membrana que foi colocada em etapa posterior.



Figura 3.20 – Fatia de corpo de prova de concreto tratado com parafina na sua superfície lateral

f) Preparação da solução

A solução de cloreto de sódio (NaCl) utilizada nos ensaios de coluna em argamassas foi preparada nas concentrações de 1,65% e 3,3% em relação à água destilada, tendo em vista que a concentração da névoa salina é da ordem de 3,3%. Salienta-se que os ensaios de difusão em concretos foram realizados apenas sob solução salina contendo 3,3% de NaCl .

Para preparar a solução com 3,3% de concentração, utilizou-se 33 g de NaCl (sendo 20,03 g de cloro e 12,97 g de sódio) para cada litro de água. Similarmente, a solução com 1,65% de concentração foi constituída por 16,5 g de NaCl (sendo 10,01 g de cloro e 6,49 g de

sódio) para cada litro de água.

g) Coleta das amostras da solução de NaCl e determinação do teor de cloretos

As coletas das amostras da solução foram efetuadas a partir de frascos coletores com altura de 52 mm e diâmetro igual a 48,75 mm, cujas massas foram previamente determinadas (Figura 3.21).

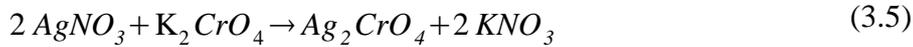
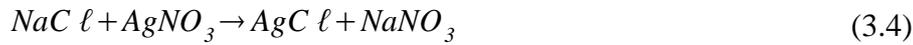


Figura 3.21 – Frasco coletor

Quando aproximadamente 4 ml de solução já percolou, ou seja, a quantidade necessária para se aplicar o método de Mohr de determinação do cloreto, coleta-se a amostra e se determina a sua massa com o emprego de uma balança de precisão com resolução de 0,001g.

Para a determinação do teor de contaminante, utilizou-se o método volumétrico de Mohr que determina o teor de cloretos solúveis em água, de acordo com a metodologia de análise utilizada no Instituto de Química da Universidade Federal da Bahia. No método de Mohr, a titulação é feita utilizando-se o nitrato de prata (AgNO_3) com solução padrão de cloreto de sódio (NaCl) e como indicador tem-se a solução de cromato de potássio (K_2CrO_4). A titulação é identificada quando todos os íons de Ag^+ tiverem se depositado sob a forma de AgCl , havendo a precipitação de cromato de prata (Ag_2CrO_4), visualizada numa coloração laranja-avermelhada, ou seja, caracteriza-se o ponto de viragem ou ponto de equivalência.

As reações químicas ocorridas durante o processo de titulação das amostras são as seguintes:



O volume da solução de $AgNO_3$ empregado para a titulação das amostras de cada coletor foi anotado para se calcular a concentração de cloreto existente. Conhecida a quantidade de $AgNO_3$ adicionada à amostra, pode-se obter a quantidade de cloretos presentes na solução analisada; com efeito, com base na reação mencionada na Equação 3.4, um mol de $AgNO_3$ reage com um mol de $NaCl$. Assim, utilizou-se a fórmula seguinte para se determinar o teor de cloreto existente em cada amostra:

$$Cloretos (mg/l) = \frac{(V_p) \cdot N \cdot \text{Massa atômica do cloro}}{V_{am}} \quad (3.6)$$

onde:

V_p = volume da solução padrão de nitrato de prata utilizado na titulação da amostra analisada, em mililitros;

N = normalidade da solução de nitrato de prata usada, em mol/l;

Massa atômica do cloro = 35500 mg/mol;

V_{am} = volume da amostra analisada, em mililitros.

h) Correção da evaporação

Ao se reduzir a relação água/cimento da mistura, a porosidade do corpo de prova é diminuída, dificultando ainda mais a percolação da solução ou da água. Por questões de segurança, não se pôde aumentar o gradiente hidráulico simplesmente majorando a pressão do sistema, uma vez que a resina poderia desprender-se dos corpos de prova, ocasionando vazamentos ou fluxos preferenciais. Como a percolação da solução ocorreu de forma muito lenta, uma parte da água que foi percolada pelo corpo de prova poderia evaporar pela extremidade da bureta, pois esta não possuía vedação. Para controlar esse fenômeno, ou seja,

avaliar a quantidade de água que se evaporava, colocaram-se de forma isolada duas buretas, ambas com volumes iniciais conhecidos, sendo que em uma colocou-se uma vedação de filme de PVC na sua abertura superior (com um furo feito por uma agulha), e a outra foi mantida sem esse obstáculo. Como era esperado, a evaporação ocorreu de forma menos acentuada no volume de água colocado na bureta que estava vedada pelo filme. Assim, a partir das taxas de evaporação ocorridas com o tempo e de posse do controle dos registros efetuados (marcações de dias e horários), pode-se calcular a quantidade de água evaporada em cada bureta, o que permitiu corrigir a variação da quantidade de água percolada em cada corpo de prova, bem como garantir uma menor discrepância na avaliação da vazão e permeabilidade. Com a constatação da eficiência do filme em PVC, os ensaios subsequentes foram efetuados com buretas providas dessa vedação.

i) Realização dos ensaios de coluna: percolação com água destilada e contaminante

O ensaio de coluna possibilita, dentre outras finalidades, se obter o volume de solução que percolou através dos corpos de prova, num determinado intervalo de tempo. O registro de dados foi feito manualmente, preenchendo-se uma tabela com as seguintes informações: altura do corpo de prova, valor da pressão adotada no ensaio, volume de água ou da solução com contaminante percolado, temperatura, dia e horário da coleta. O tratamento e o processamento dos dados obtidos foram realizados através de uma planilha convencional (BrOffice 3.3).

Após moldados os corpos de prova e passados os 28 dias de cura, foram realizados os ensaios de absorção de acordo com a Norma NBR 9778 (ABNT, 2009), para o cálculo do índice de vazios e da porosidade dos corpos de prova. Em seguida, prosseguiu-se com o ensaio de coluna.

Antes de liberar a alimentação das colunas de concreto ou argamassa, teve-se a atenção em verificar se as linhas encontravam-se saturadas. A recarga dos reservatórios foi efetuada com bastante cuidado para a solução não jorrar no operador, pois as linhas estavam sob alta pressão. O ensaio foi feito inicialmente com água destilada com o intuito de medir a permeabilidade e a concentração dos cátions lixiviados dos corpos de prova. Para isso, coletou-se uma quantidade de água percolada para análise. A permeabilidade foi calculada

através da construção do gráfico volume *versus* tempo, sendo que o coeficiente angular da reta correspondeu à vazão. A partir deste parâmetro, calculou-se o coeficiente de permeabilidade (k) de acordo com a Lei Darcy. O ensaio era finalizado quando o valor de k se tornava constante.

Concluído o ensaio de permeabilidade com água destilada, iniciou-se o ensaio com a solução de NaCl nas concentrações de 3,3% e 1,65%. O objetivo dos experimentos com as soluções de cloreto de sódio era medir o coeficiente de difusão de íons cloreto, assim como a sua retenção em argamassas e concreto, após o traçado das chamadas “curvas de chegada”, as quais foram ajustadas utilizando-se a Equação 2.30, apresentada por Ogata (1970). A cada volume de solução percolado, mediu-se o tempo e a concentração de íons cloreto, até que a concentração de saída se igualasse à concentração de entrada. Assim, com os dados obtidos, construiu-se o gráfico que correlaciona os parâmetros C/C_0 *versus* V_{poros} , onde: C é a concentração do volume de solução percolada; C_0 é a concentração inicial da solução na entrada da amostra e V_{poros} é o volume de poros da amostra. Diversas medidas de C_0 foram efetuadas durante o ensaio para se averiguar uma eventual tendência de deposição do soluto no transcorrer do teste.

3.1.5 Determinação experimental da curva característica de sucção

Com o objetivo de estimar diversos parâmetros capazes de descrever o comportamento de concretos e argamassas não saturados, foram realizados ensaios que possibilitaram conhecer as suas curvas características de sucção. Em função dos elevados valores de sucção obtidos em concretos e argamassas, o método utilizado foi o do papel filtro, pois este procedimento contempla faixa de medidas entre 30 a 30 000 kPa, conforme relatado por Silva (2005).

Os corpos de prova de argamassa e concreto ensaiados foram preparados conforme descrito no item 3.1.2.

a) Descrição do ensaio

Foram utilizadas técnicas já empregadas em solos e o ensaio padronizado pela norma

ASTM D52 98-10 para se desenvolver uma metodologia, que, a partir do uso do papel filtro, determinasse a sucção de argamassas e de concretos. O método do papel filtro baseia-se na capacidade que meios porosos têm de absorver ou perder certa quantidade de água quando estão em contato direto ou indireto com esta substância, em um ambiente fechado, até entrarem em equilíbrio de pressão. Os valores de umidade do material (concreto ou argamassa) e do papel filtro são diferentes nesse ponto de equilíbrio, porém possuem a mesma sucção. O equilíbrio é atingido quando o fluxo do fluido ou vapor cessar. Quando a troca no sistema é feita com a água em forma de vapor, mede-se a sucção total; quando o fluxo é líquido, a sucção medida é a mátrica. Ressalta-se que, para ocorrer o fluxo de líquido, deve existir contato direto entre o concreto, ou a argamassa, e o material poroso. No ensaio de sucção total, o papel filtro é colocado o mais próximo possível do corpo de prova, a fim de se minimizar o volume do ar entre os dois materiais dentro do recipiente. Esse cuidado é necessário para a obtenção do equilíbrio requerido para o ensaio. Outros cuidados também foram tomados devido à possibilidade de condensação de vapor dentro do recipiente, o que pode acarretar erros de medição no caso de gotas de água caírem sobre o papel. Também houve a preocupação em se evitar a contaminação do papel filtro por causa do contato com a mão do operador, motivo pelo qual o uso de luvas e pinças para o seu manuseio foi adotado.



Figura 3.22 – Remoção do papel filtro da caixa por meio de uma pinça

Procedeu-se o aumento do grau de saturação (GS) de vários corpos de prova, com diferentes valores iniciais de umidade, até que todas as amostras atingissem o valor 100%, obtendo-se assim diferentes pontos para a realização do ensaio.

Observou-se que, quando os papéis eram secados em estufa (antes de serem colocados dentro do recipiente junto com o corpo de prova), os resultados obtidos não eram

compatíveis com os da curva de calibração obtida por Chandler (1992 *apud* VIVIAN, 2008), que foi utilizada neste trabalho. Essa diferença ocorre justamente em decorrência da secagem na estufa. A umidade máxima atingida pelo papel filtro, quando exposto ao ar por um longo período de tempo, é de 6%, não havendo necessidade de se realizar um procedimento de secagem. Assim, os ensaios foram realizados com o papel filtro sendo retirado diretamente de sua caixa e sendo colocado sobre o anel de PVC, que por sua vez foi inserido imediatamente sobre o corpo de prova. Este, após a colocação do papel filtro, foi armazenado dentro de um recipiente, que foi lacrado rapidamente.



Figura 3.23 – Recipiente devidamente lacrado, provido do papel filtro, anel de PVC e do corpo de prova

Cada recipiente contendo o conjunto, papel filtro, anel de PVC e corpo de prova, foi bem lacrado e colocado dentro de uma caixa de isopor, cujo ambiente possuía temperatura controlada na faixa de 20°C com variações de $\pm 0,5^\circ\text{C}$, onde permaneceu por 15 dias, período aproximado para se obter o equilíbrio de sucção entre o ar, o papel filtro e o corpo de prova. Após esse período, o recipiente foi aberto e rapidamente, com o uso de pinças, fez-se a remoção do papel filtro, que foi colocado dentro de uma cápsula cuja massa tinha sido previamente determinada. Posteriormente, a massa da cápsula contendo o papel filtro foi mensurada empregando-se uma balança com resolução de 0,001 gramas. Logo após o registro dessa leitura, a cápsula foi colocada numa estufa com temperatura de 100°C, onde permaneceu por 24 horas para se efetuar a secagem. Em seguida, a cápsula foi removida da estufa e colocada na balança para se determinar a sua nova massa, com e sem o papel filtro. O mesmo procedimento foi feito para o corpo de prova, porém não foi necessário mensurar a

diferença entre a massa da cápsula à temperatura de 100°C e à temperatura ambiente, por esta medida ser desprezível em relação à massa do corpo de prova.



Figura 3.24 – Colocação do recipiente, contendo o corpo de prova, anel e papel filtro na caixa de isopor

Após obter as massas do papel filtro e do corpo de prova, tanto antes como depois da estufa, e com o conhecimento prévio dos índices físicos dos materiais, pode-se determinar os seguintes parâmetros: a massa d' água contida no papel e no corpo de prova, a massa do papel filtro seco e a massa do corpo de prova seco. De posse desses dados e se observando as relações de fases dos materiais, obteve-se o teor de umidade (%) do papel filtro e, por consequência, a sucção do corpo de prova de concreto ou argamassa, em kPa, a partir das equações 3.7 e 3.8 propostas por Chandler (2002 *apud* VIVIAN, 2008).

Assim sendo, pôde-se elaborar os gráficos de curva característica de sucção desses materiais.

$$S = 10^{(6,05 - 2,48 \log W)} \quad , \quad \text{para } W > 47\% \quad (3.7)$$

$$S = 10^{(4,84 - 0,0622 \log W)} \quad , \quad \text{para } W \leq 47\% \quad (3.8)$$

onde:

W é o teor de umidade, em %, do papel filtro e S é a sua sucção, em kPa.

Neste trabalho, a equação empregada para o ajuste correspondeu àquela proposta por Van Genuchten (1980), em que a calibração é realizada a partir dos valores de sucção e do

teor de umidade volumétrica (θ) das amostras obtidas através do método do papel filtro. Portanto, foi necessário utilizar os valores de massa específica dos materiais (argamassa e concreto) para transformar os valores de umidade gravimétrica em umidade volumétrica.

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s + \theta_r}{\left(1 + (\alpha \psi_m)^n\right)^m} \quad (3.9)$$

onde:

θ é o teor de umidade volumétrica dos corpos de prova;

θ_r e θ_s correspondem, respectivamente, a umidade volumétrica residual e umidade volumétrica na saturação;

α , m e n são parâmetros de ajuste, sendo $m = 1 - \frac{1}{n}$;

ψ_m = Potencial matricial da argamassa ou concreto.

3.1.6 Determinação da deposição de cloretos presentes na atmosfera pelo Método da Vela Úmida

a) Experimentação

Para avaliar a agressividade ambiental que atua nas estruturas de concreto armado em Salvador (BA), foi realizada uma experimentação visando calcular a taxa de deposição de cloretos inorgânicos existentes na atmosfera. Para empreender a análise pretendida, foram escolhidos pontos estratégicos, desde a orla até endereços com mais de 10 km de distância até o mar. A experimentação foi baseada na NBR 6211 (ABNT, 2001), que por sua vez está fundamentada na norma americana ASTM D 512-89, publicada em 1999. O procedimento brasileiro prescreve o método da vela úmida para a determinação, através de análise química do teor de cloretos inorgânicos existente na atmosfera e do que é depositado sobre uma superfície de área conhecida, durante um período de tempo especificado. A norma apresenta um método que se aplica especificamente para determinação do teor de cloretos solúveis em água, como os existentes na atmosfera marinha e na linha de ondas que penetram no continente.

b) Localização dos pontos de coleta

Salvador é uma cidade que possui relevo acidentado, cortado por vales. Conta com uma estreita faixa de planícies, que em alguns locais se alargam. Apresenta cerca de 40 quilômetros de litoral, banhado pelo Oceano Atlântico e pela Baía de Todos os Santos, ambos produtores de íons cloreto, que são dispersos ao longo do continente ou barrados por edificações ou pelo próprio relevo. Assim, a partir das considerações assinaladas anteriormente, com a finalidade de classificar a cidade do Salvador quanto à agressividade ambiental, escolheram-se pontos distribuídos em diferentes endereços da orla e do continente. Estabeleceram-se os seguintes parâmetros para a realização do experimento:

- época de coleta: optou-se por realizar o ensaio em todas as estações do ano, em virtude das variações climáticas;
- número de coletores: determinado de forma a mapear a cidade do Salvador, totalizando 24 coletores expostos em campo e 1 lacrado para a realização do ensaio em branco. Vale salientar que 04 coletores (estações 21a, 21b, 21c e 21d) foram instalados em um prédio residencial, localizado no bairro da Federação, a fim de se avaliar o efeito do microclima nas taxas de deposição de cloretos na edificação, durante o período de outubro/2011 a novembro 2012.
- tempo para exposição do coletor: adotado como 30 dias, conforme recomendação da NBR 6211;
- segurança do equipamento: para que o equipamento não fosse danificado, preferiu-se instalá-lo em locais com difícil acesso para os vândalos, como escolas, universidades, residências, edifícios comerciais e igrejas.

c) Vela úmida

Conforme prescrito na NBR 6211, a vela úmida consiste em um cilindro envolvido com gaze cirúrgica fixado a um frasco coletor por meio de uma rolha, conforme se pode ver na Figura 3.25. O cilindro foi constituído de material inerte: vidro de aproximadamente 2,5 cm de diâmetro, sobre o qual foi enrolada uma camada dupla de gaze cirúrgica. A área da

superfície da gaze exposta à atmosfera correspondeu, aproximadamente, a 100 cm². O cilindro foi introduzido numa rolha de borracha, ficando com uma altura de cerca de 15 cm acima desta. A rolha possuía dois tubos de vidro localizados o mais próximo possível do cilindro, pelos quais passavam as extremidades da gaze, que atingiram o fundo do frasco. Estes tubos tiveram formato adequado para que o líquido que descia pela gaze fosse drenado, sem perda, para o frasco coletor. O frasco coletor era constituído de vidro, com aproximadamente 800 mL de capacidade. As velas foram preparadas em ambiente isento de cloretos, com a utilização de luvas de PVC, pois as de látex contêm teores de cloreto equivalentes aos existentes nas mãos.

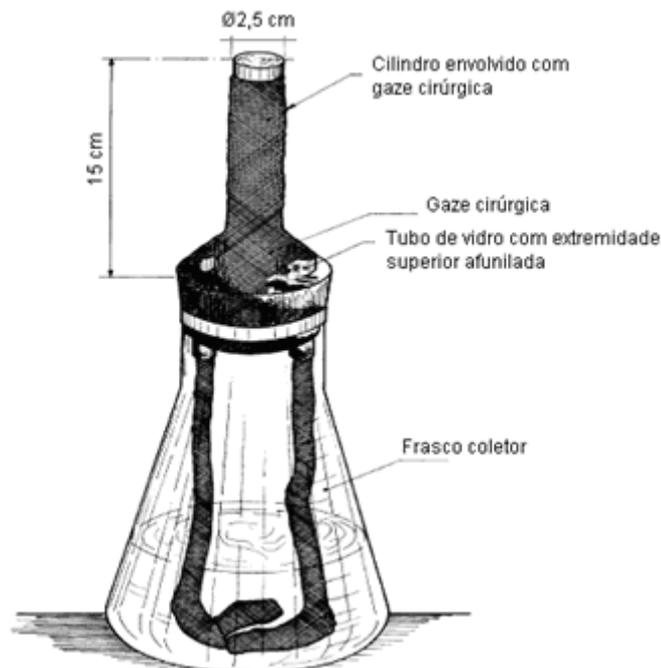


Figura 3.25 – Vela úmida
Fonte: NBR 6211 (2001).

As velas úmidas foram instaladas num suporte adequado, a uma altura mínima de 1 m acima do nível do solo, conforme Figura 3.26, e em posição mais alta que todos os obstáculos situados num raio de 3 m. Possuíam uma proteção por meio de uma cobertura de material inerte e opaco de no mínimo 50 cm x 50 cm e que se situava a uma distância de 20 cm da vela instalada na posição central.

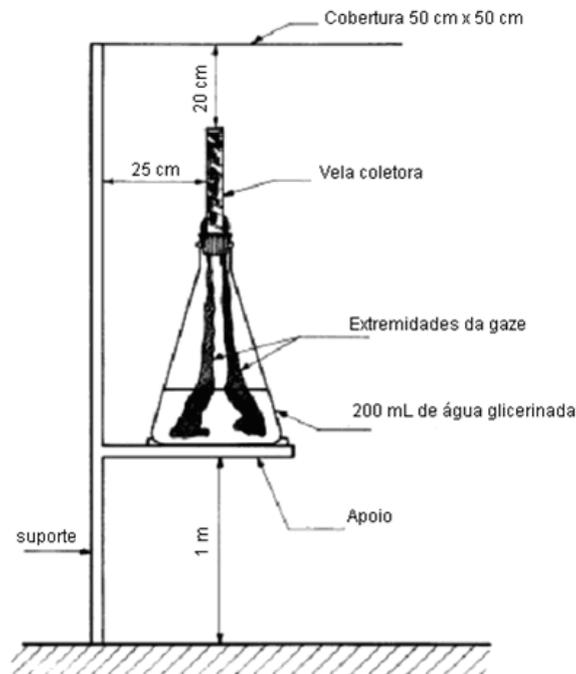


Figura 3.26 – Suporte da vela úmida

Fonte: NBR 6211 (2001).

As velas utilizadas para a realização do ensaio foram confeccionadas com materiais adaptados aos especificados na norma. O cilindro e a rolha foram confeccionados por um torneiro, com a utilização do politetrafluoretileno, conhecido comercialmente como teflon. Para a passagem das duas extremidades da gaze na rolha foram realizados dois furos, com formato afunilado, o mais próximo possível dos cilindros de vidro. Optou-se por não utilizar os tubos de vidro. Essa opção foi possível, porque o material utilizado para confecção da rolha era inerte. Como coletor, empregou-se um frasco de Erlenmeyer com capacidade de 1000 mL.

Na instalação das velas ocorreram dificuldades para o encaixe da rolha no frasco, por causa da não uniformidade do diâmetro interno da “boca” do frasco de Erlenmeyer. Assim, houve a necessidade de cortar a rolha, com o auxílio de um estilete, até que ela ficasse com o diâmetro compatível para o encaixe. Os suportes em aço utilizados foram confeccionados por um serralheiro e possuíam as dimensões recomendadas pela NBR 6211. Dos 24 suportes preparados, 20 foram instalados no solo ou piso (Figura 3.27) e 4 foram fixados na parede (Figura 3.28).



Figura 3.27 – Suporte da vela úmida fixado no solo



Figura 3.28 – Suporte da vela úmida fixado na parede

Cada ponto onde a vela foi instalada correspondeu uma estação, que foi devidamente identificada, conforme se pode constatar observando a Figura 3.29.



Figura 3.29 – Placa de identificação da vela úmida

Para fixar o frasco coletor, três pinos revestidos com pedaços de mangueira foram projetados na base de apoio, que foi forrada com geotêxtil. Estes procedimentos foram adotados com o intuito de eliminar o atrito entre o vidro e o aço. O frasco de Erlenmeyer foi hasteado com arame para evitar o seu tombamento com a ação do vento, e, a região onde havia o contato direto entre o vidro e o arame foi revestido com uma mangueira.

Os suportes instalados nos pontos mais próximos ao mar apresentaram corrosão, apesar de terem sido tratados com zarcão. Este mesmo fenômeno também ocorreu nas hastes de fixação do frasco coletor (Figura 3.30), o que acarretou a sua substituição.



Figura 3.30 – Haste de aço galvanizado oxidado

As coordenadas em graus referentes ao eixo sul e oeste das estações foram obtidas no *Google Earth*, bem como as altitudes e as distâncias ao mar. As estações instaladas em coberturas de edificações tiveram como cota resultante o somatório do nível do terreno mais a altura da edificação. Estas informações estão apresentadas na Tabelas 3.6a e 3.6b. A Figura 3.31 mostra, de forma esquemática, as zonas de exposição adotadas e as duas estações meteorológicas que forneceram as características climatológicas do ambiente.

Tabela 3.6a – Localização dos pontos de medida de deposição do íon cloreto em Salvador

Esta- ção	Coordenadas		Altitude (m)	Distância ao mar (m)	Local de exposição	Endereço	
	S	W				Logradouro	Bairro
E1	12°59'01.17"	38°28'04.92"	20,00	2848,47	CEPRED	AV. Antônio Carlos Magalhães, nº 122	Caminho das Árvores
E2	13°00'16.83"	38°30'32.53"	16,00	700,00	Escola de Medicina Veterinária - UFBA	Rua Adhemar de Barros, nº 500	Ondina
E3	13°00'17.80"	38°30'01.77"	55,00	665,83	UCSAL	Avenida Cardeal da Silva, nº 205	Federação
E4	12°56'57.23"	38°24'46.02"	31,00	2111,4	UCSAL	Avenida Pinto de Aguiar, nº 2589	Pituaçu
E5	13°00'30.85"	38°30'43.25"	34,00	262,04	FAPESB	Colina de São Lazaro, nº 203	Federação
E6	12°59'58.26"	38°30'36.09"	71,40	1226,59	Escola Politécnica UFBA	Rua Professor Aristides Novis, nº 2	Federação
E7	13°00'00.58"	38°30'27.54"	14,00	1187,43	PAF II, Petrobras	Rua Adhemar de Barros, nº 500	Ondina
E8	12°59'51.95"	38°28'06.50"	24,00	1421,23	Petrobras	AV. Antônio Carlos Magalhães, nº1113	Itaigara
E9	12°59'05.06"	38°27'04.03"	14,00	1531,43	Ed.Civil Business, Petrobras	AV. Professor Magalhães Neto, nº 1838	Caminho da Árvores
E10	12°57'05.20"	38°22'23.92"	6,00	37,44	Igreja Santo Expedito	AV. Otávio Mangabeira, Quadra B2, Casa 2	Itapuã
E11	12°55'13,89"	38°30'08,17"	7,00	10506,84	Residência	Rua Visconde de Caravelas, nº26	Ribeira
E12	12°57'14.14"	38°22'58.18"	6,00	120,75	DECECAP - Delegacia	AV. Otávio Mangabeira, nº11735	Itapuã

Tabela 3.6a – Localização dos pontos de medida de deposição do íon cloreto em Salvador
(Continuação)

Esta- ção	Coordenadas		Altitude (m)	Distância ao mar (m)	Local de exposição	Endereço	
	S	W				Logradouro	Bairro
E13	12°57'59.50"	38°24'24.75"	10,00	193,11	Colégio Marista Patamares	Rua Manoel Antônio Galvão, n° 655	Pituaçu
E14	12°59'29.59"	38°26'19.13"	4,00	80,00	CEPE 2004 - Petrobras	AV. Otávio Mangabeira, n° 4099	Armação
E15	12°59'52.66"	38°27'18.37"	15,00	702,44	Colégio Militar	Rua Território do Amapá, n°455	Pituba
E16	13°00'07.09"	38°27'13.57"	16,00	267,37	Correios	AV. Paulo VI, n° 190	Pituba
E17	12°56'04,62"	38°19'49,69"	15,00	457,51	CEPE - Petrobras	Rua Missionário Otto Nelson, n° 640	Stella Maris
E18	12°56'15,45"	38°29'27,33"	42,00	8307,70	Residência	Travessa Antônio Bispo, n°48	Largo do Tanque
E19	12°54'47,89"	38°29'50,17"	6,00	10533,65	Residência	AV. Beira Mar, n° 445	Ribeira
E20	12°55'58,28"	38°30'24,86"	6,00	9831,9	SENAI	AV. Dendezeiro do Bonfim, n° 99	Bonfim

Tabela 3.6b – Localização dos pontos de medida de deposição do íon cloreto em um prédio situado bairro da Federação em Salvador

Esta- ção	Coordenadas		Altitude (m)	Distância ao mar (m)	Local de exposição	Endereço	
	S	W				Logradouro	Bairro
E 21a	13°0'4,74"	38°30'38,44"	46	1062,40	Residência	Rua Padre Camilo Torrend	Federação
E 21b	13°0'4,59"	38°30'38,75"	44,5	1063,41	Residência	Rua Padre Camilo Torrend	Federação
E 21c	13°0'4,78"	38°30'38,41"	43	1064,41	Residência	Rua Padre Camilo Torrend	Federação
E 21d	13°0'4,58"	38°30'38,84"	41,5	1065,42	Residência	Rua Padre Camilo Torrend	Federação

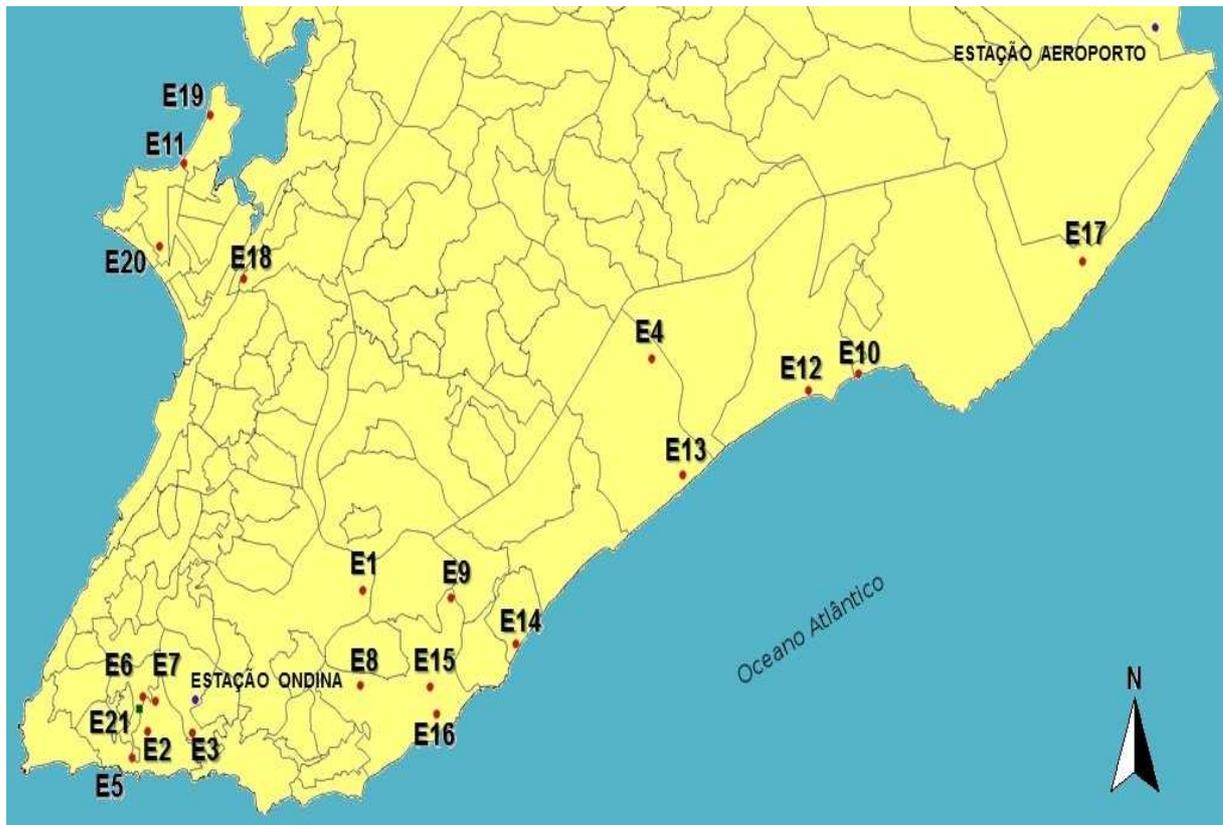


Figura 3.31 – Representação esquemática dos pontos de instalação do aparato da vela úmida e localização das estações climatológicas do aeroporto e do bairro de Ondina

A título de ilustração, são apresentadas a seguir as Figuras 3.32 e 3.33 com fotos das Estações 01 e 06, localizadas no Cepred e na Escola Politécnica, respectivamente.



Figura 3.32 – Estação E1 (Cepred)



Figura 3.33 – Estação E6 (Escola Politécnica)

d) Reagentes

A NBR 6211 (2001) prescreve que os reagentes devem ser de qualidade para análise (p.a), em virtude da sua pureza. Enfatiza ainda que qualquer referência à água deve ser entendida como água destilada ou desmineralizada, isenta de cloretos.

Os reagentes utilizados para a realização do experimento foram:

- água glicerinada: 1000 mL de água contendo 200 mL de glicerol – $\text{CHOH}(\text{CH}_2\text{OH})_2$ diluídos. O glicerol tem a função de diminuir a evaporação da água;
- ácido octanóico ($\text{CH}_3(\text{CH}_2)_6\text{COOH}$) utilizado como fungicida;
- cromato de potássio K_2CrO_4 , sinalizador;
- nitrato de prata AgNO_3 , utilizado para realizar a titulação que determina o teor de cloretos.

e) Procedimento de coleta

Ao completar o período de exposição, as velas foram substituídas para a determinação do teor de cloretos. Para efetuar a troca, utilizou-se de um conjunto de materiais e dispositivos, cujos componentes são descritos a seguir e mostrados na Figura 3.34:

- pisseta contendo água destilada, utilizada para fazer a lavagem do frasco coletor;
- água glicerinada com ácido octanóico, solução inserida no frasco coletor;
- frasco provido de tampa, devidamente identificado e isento de cloretos, empregado para a coleta da vela e junção da água de lavagem com a água do frasco coletor;
- arame galvanizado, utilizado para substituir o instalado em campo quando oxidado;
- estilete utilizado para ajustar a rolha de teflon a “boca” Erlenmeyer;
- tesoura empregada para cortar a fita adesiva;
- luvas utilizadas na coleta e instalação, a fim de que não houvesse contaminação;

- fita adesiva empregada com a intenção de vedar o frasco coletor e a vela;
- vela lacrada e
- haste para fixação do frasco coletor.



Figura 3.34 – Materiais utilizados para a realização da coleta da vela úmida, “kit vela”

O processo de coleta da vela iniciava-se com a retirada da vela úmida e da solução contida no frasco coletor e a colocação desse material num recipiente isento de contaminantes. Em seguida, realizavam-se três lavagens no frasco coletor com água destilada, tomando-se o cuidado de colocar estas águas de lavagem no mesmo recipiente. As Figuras 3.35 a 3.37 ilustram o processo de coleta.



Figura 3.35 – Coleta da vela úmida



Figura 3.36 – Coleta da solução do frasco coletor

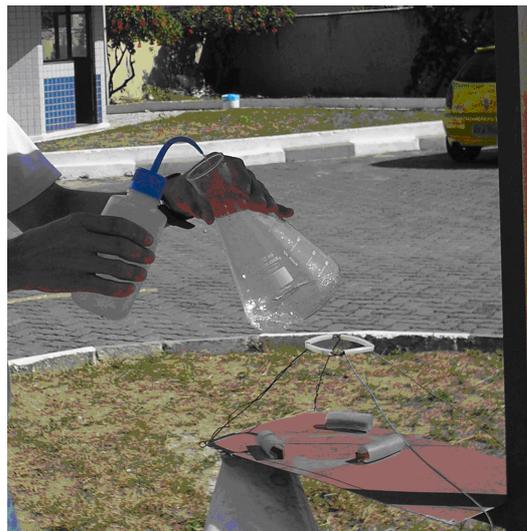


Figura 3.37 – Lavagem do frasco coletor com água desmineralizada

Depois da realização da coleta e após o frasco coletor ser devidamente limpo e fixado em seu respectivo lugar, colocava-se 400 mL de água glicerinada com ácido octanóico em seu interior e, posteriormenete, uma nova vela. Em seguida, efetuava-se o seu lacre com o emprego de uma fita adesiva. As Figuras 3.38 e 3.39 ilustram este procedimento. Caso a haste que dava estabilidade ao frasco coletor apresentasse corrosão, procedia-se a sua substituição.



Figura 3.38 – Introdução da água glicerinada no frasco coletor



Figura 3.39 – Instalação da vela úmida no frasco coletor

Ao término da coleta, os materiais eram levados ao Laboratório de Geotecnia Ambiental (GEOAMB) da Escola Politécnica da UFBA para a determinação do teor de íons cloreto.

f) Método de ensaio

Os ensaios para determinação do teor de cloreto em cada vela úmida foram realizados em um ambiente isento de cloretos e com o uso de luvas de PVC para que não ocorresse a contaminação das amostras com suor. A sequência é a seguinte: a vela é retirada do frasco coletor (Figura 3.40) com o auxílio de uma pinça esterilizada. Depois de desenrolada, a gaze é colocada em outro frasco contendo cerca de 200 mL de água destilada. Em seguida, tampa-se o frasco e agita-se a água para dissolver os cloretos contidos na vela. Posteriormente, também com o auxílio de uma pinça, lava-se a gaze pressionando-a na lateral interna do frasco com o intuito de retirar a água incorporada. Só então a gaze é retirada desse recipiente.



Figura 3.40 – Frascos coletores com suas respectivas identificações, contendo a vela coletada

Toda água existente no frasco coletor como também as águas provenientes de lavagem da gaze e do frasco são misturadas e quantificadas, resultando no volume total (V_t). As informações obtidas, como o volume total de água (V_t) e a altura da vela, são anotadas em uma planilha referente à estação em estudo. O volume total de água fica acondicionado em um recipiente de vidro até a realização da sua titulação (Figura 3.41).



Figura 3.41 – Frasco coletor contendo a solução

Para a definição do teor de contaminante, usou-se o método volumétrico de Mohr, que determina o teor de cloretos solúveis em água, conforme descrito no item 3.1.4 g. Salienta-se que antes de realizar a titulação das amostras coletadas em campo, efetuou-se um ensaio em branco para servir como referência. Utilizou-se a fórmula seguinte para se determinar o teor de cloreto existente em cada amostra:

$$\text{Cloretos (mg/l)} = \frac{(V_p - V_b) \cdot N \cdot \text{Massa atômica do cloro}}{V_{am}} \quad (3.10)$$

onde:

V_p = volume da solução padrão de nitrato de prata utilizado na titulação da amostra analisada, em mililitros;

V_b = volume da solução de nitrato de prata empregado na titulação da água destilada (branco), em mililitros;

N = normalidade da solução de nitrato de prata usada, em mol/l;

Massa atômica do cloro = 35500mg/mol;

V_{am} = volume da amostra analisada, em mililitros.

Com o teor de cloreto de cada experimento em miligramas por litro, calculou-se a

taxa de deposição diária de cloretos sobre a superfície conhecida para cada ponto de exposição com a seguinte equação:

$$\text{Cloretos} (mg/m^2 \cdot dia) = \frac{\text{Cloretos} (mg/\ell) \cdot VT}{A \cdot t} \quad (3.11)$$

onde:

VT = volume total da amostra, em litros;

A = área de exposição (da gaze), em metros quadrados;

t = tempo de exposição, em dias.

3.1.7 Determinação do teor de cloretos em estruturas de concreto

Foram extraídos testemunhos em edificações mediante o emprego de broca com coroa diamantada, a fim de se conhecer a influência dos parâmetros climatológicos e da salinidade atmosférica na penetração de cloretos no concreto armado, ao longo do tempo. Assim, os dados obtidos referiam-se a elementos estruturais expostos em diferentes microambientes da Região Metropolitana de Salvador e representavam resultados de diferentes anos de exposição. Cuidados especiais foram adotados em relação à amostragem, face à necessidade de se obter uma boa representatividade da situação de campo. Alguns autores, a exemplo de Cascudo (1999), não recomendam o uso de dispositivos de corte diamantados, em virtude de a água empregada na refrigeração do equipamento poder solubilizar os sais presentes e/ou lixiviar soluções do concreto, alterando assim as suas concentrações. Contudo, as amostras não foram extraídas na forma de pó, mediante furadeira, em virtude de não ser este o procedimento utilizado pelas empresas que trabalharam na recuperação de estruturas de concreto armado.

Os perfis de teores de cloretos encontrados foram utilizados na comparação com os resultados obtidos da modelagem proposta neste trabalho para descrever o mecanismo de transporte de cloretos na camada de cobrimento das estruturas de concreto armado e, assim, permitir que se estime a vida útil de projetos de edificações a serem executadas com concreto similar.

Pelo fato de a extração de testemunhos ser um ensaio destrutivo, houve preocupação

em relação a esse aspecto. Em sua maioria, esses testemunhos provieram de edificações que passavam por serviços de recuperação efetuados por empresas especializadas, as quais foram contratadas para retirar as amostras de concreto.

A caracterização das obras, os locais de extração e dados das amostras examinadas encontram-se mencionados na Tabela 3.7. Para melhor interpretar os resultados e devido a não informação da classe de resistência de algumas estruturas, procedeu-se à realização do ensaio complementar de reconstituição de traço de concreto endurecido.

Os ensaios foram efetuados pela empresa L.A. FALCÃO BAUER, cujo laboratório localiza-se na cidade de São Paulo. Foram examinados 21 corpos de prova de concreto, sendo 14 com diâmetro de 18 mm e 7 com diâmetro de 75 mm. Os ensaios de determinação de cloretos ocorreram em 17 corpos de prova, dos quais 14 possuíam diâmetro igual a 18 mm e 3 tinham diâmetro de 75 mm. Em cada corpo de prova com diâmetro de 18 mm, efetuaram-se duas determinações de cloretos: a primeira correspondente à porção retirada dos primeiros 15 mm e a segunda referente à fatia originada entre 15 e 30 mm de profundidade. Para o exame dos corpos de prova com 75 mm, foram efetuados 4 ensaios em amostras formadas nos primeiros 28 mm de profundidade de cada testemunho, ou seja, cada 7 mm correspondeu a um fatiamento. Assim, foi efetuado um total de 40 determinações de cloretos, 28 em corpos de prova com 18 mm de diâmetro e 12 em corpos de prova com 75 mm de diâmetro. Os ensaios de reconstituição de traço de concreto foram efetuados apenas em 4 corpos de prova com 75 mm de diâmetro, identificados por 1R, 6R, 7R e 8R.

Segundo a empresa contratada, a metodologia adotada foi a mencionada no Boletim nº 25:1940 – IPT- Determinação da Agressividade das Águas e dos Solos, para execução dos ensaios de reconstituição do traço de concreto, enquanto os ensaios de determinação de cloretos foram efetuados segundo o procedimento da viragem visual.

O método de reconstituição de traço desenvolvido originalmente no IPT, para concretos, baseia-se no princípio de que este, ao ser atacado com ácido clorídrico, dá origem a duas frações distintas: uma *insolúvel* e outra *solúvel*, conforme Quarcioni e Cincotto (1998). Para concretos convencionais de cimento Portland e agregado quartzoso, a fração solúvel é composta essencialmente pelo aglomerante, e a fração insolúvel é constituída pelo agregado. Tem-se ainda uma terceira *fração volátil*, que permite quantificar as reações ocorridas após a aplicação do concreto. Assim sendo, o método prevê as determinações quantitativas do agregado na forma de resíduo insolúvel (RI) e dos aglomerantes na forma de seus íons

principais e comuns solubilizados, cujos resultados são expressos na forma dos óxidos correspondentes: anidrido silícico (SiO_2), óxido de cálcio (CaO), óxido de magnésio (MgO) e óxidos de ferro e alumínio (R_2O_3). Na fração volátil, determina-se a umidade (UM), perda ao fogo (PF) e anidrido carbônico (CO_2).

Tabela 3.7 – Caracterização dos testemunhos submetidos aos ensaios de determinação de cloretos ou de reconstituição do traço de concreto

Estrutura			Distância ao mar (m)	Local de extração	f_{ck} (MPa)	Idade (anos)	Corpo de prova	
Bairro	Coordenadas						Identificação	Ø (mm)
	S	O						
Caminho das Árvores	12°59'5.49"	38°27'46.89"	6499,85	Pilar	25	23	1, 1A 1R*	18 75
Vitória	12°59'23.82"	38°31'27.08"	2308,66	Pilar	20	24	2 e 2A	18
Sete Portas	12°58'6"	38°29'45"	4747,32	Pilar	18	46	3 e 3A	18
Doron	12°57'14.30"	38°26'48.50"	3760,29	Pilar	15	15	4 e 4A	18
Paripe	12°46'40.22"	38°29'45.49"	49,40	Parede	25	35	5 e 5A	18
Pirajá	12°55'8.55"	38°27'17.70"	7434,93	Viga	25	2	6 e 6R*	75
Nazaré	12°58'43.87"	38°30'15.22"	3634,25	Pilar	15	39	7, 7A 7R*	18 75
				Laje			8, 8A 8R*	18 75
				Arqui- bancada			9	75
Pituba	12°59'33.48"	38°27'22.76"	1212,88	Laje	20	0,5	10	75

* Corpos de prova submetidos ao ensaio de reconstituição de traço.

4 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS

Os resultados dos ensaios de caracterização efetuados no aglomerante e nos agregados utilizados na fabricação dos concretos e de argamassa encontram-se nas Tabelas 4.1 a 4.4, e as curvas granulométricas dos agregados são mostradas nas Figuras 4.1 e 4.2. Observa-se que os ensaios realizados na amostra do cimento foram executados no laboratório do fornecedor.

A amostra de cimento utilizada satisfaz a NBR 5733:1991 e NBR 5737:1992 (como CP V-ARI RS), com exceção do teor de resíduo insolúvel (RI) obtido (1,34%), que supera o valor máximo permitido, que é de 1,0%. Saliencia-se que esse parâmetro fornece indicações da calcinação das matérias-primas na etapa de clinquerização e é também utilizado para estimar o teor de cinzas nele presente, além de constituir a parte do cimento que não é solúvel ao ataque do ácido clorídrico. Caso a combinação entre os componentes das matérias-primas do cimento fosse perfeita todo o aglomerante seria solúvel, mas como há sempre uma parte das matérias-primas (em princípio, o calcário e a argila) que tem muita dificuldade ou até impossibilidade de se combinar, como certas formas de sílica, por exemplo, fica ainda um resíduo em estado livre, não combinado. Por essa razão, as normas limitam o teor de resíduo insolúvel: não só para garantir que a combinação entre os componentes utilizados tenha sido a melhor possível, mas também para evitar fraudes, como adições de substâncias inertes ao cimento, que, sem essa restrição, seriam muito difíceis de serem detectadas (COUTINHO, 1973).

A areia empregada neste experimento enquadra-se praticamente na zona granulométrica utilizável, enquanto o agregado graúdo atende aos limites da zona classificada como 9,5/25, conforme prevê a NBR 7211:2009. Ressalta-se que o teor de materiais pulverulentos (2,3%) presente na brita é superior ao valor máximo permitido pela referida especificação (2,0%), considerando que a sua absorção de água é apenas de 0,1%.

Tabela 4.1 – Características químicas do cimento (CP V-ARI RS)

ANÁLISE QUÍMICA	MÉTODOS DE ENSAIO	RESULTADOS	REQUISITOS NORMATIVOS (NBR 5733 e NBR 5737)
			(%) da massa
Perda ao fogo	NBR NM 18	3,89	≤ 4,5
Trióxido de enxofre (SO ₃)	NBR NM 16	3,24	≤ 3,5
Resíduo insolúvel (RI)	NBR NM 15	1,34	≤ 1,0
Óxido de cálcio livre	NBR NM 13	2,23	-
Óxido de magnésio (MgO)	NBR NM 14	4,0	≤ 6,5
Teor de C ₃ A do clínquer	EN-196-4	4,5	≤ 8
Teor de clínquer + sulfatos de cálcio	-	95	95-100
Teor de material carbonático	-	5	≤ 5

Tabela 4.2 – Ensaio físicos e mecânicos do cimento utilizado (CP V-ARI RS)

PARÂMETROS		MÉTODOS DE ENSAIO	RESULTADOS	REQUISITOS NORMATIVOS (NBR 5733 e NBR 5737)
Finura (peneira 75µm)		NBR 11579	0,10 %	≤ 6,0%
Expansibilidade a quente (mm)		NBR 11582	0,78	≤ 5
Área específica (m ² /kg)		NBR NM 76	414,8	≥ 300
Consistência normal (%)		NBR NM 43	29,64	-
Tempo de pega	Início	NBR NM 65	2 h e 29 min	≥ 1 h
	Fim		3 h e 33 min	≤ 10 h
Resistência à compressão (MPa)	01 dia	NBR 7215	19,6	≥ 14,0
	03 dias		29,4	≥ 24,0
	07 dias		35,9	≥ 34,0
	28 dias		45,8	-

Tabela 4.3 – Ensaio de caracterização do agregado miúdo

1-Distribuição Granulométrica (NBR NM 248)		
Peneira (NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida	Porcentagem, em massa, retida acumulada
4,75 mm	-	-
2,36 mm	0,4	0
1,18 mm	1,5	2
600 µm	11,5	13
300 µm	39,8	53
150 µm	35,2	88
Módulo de Finura		1,56
Dimensão máxima característica (mm)		1,18
2 - Massa Específica (NBR NM 52)		2,63 kg/dm ³
3 – Impurezas orgânicas (NBR NM 49)		Mais clara do que a solução-padrão
4 - Absorção de água (NBR NM 30)		0,1%
5- Materiais pulverulentos (NBR NM 46)		1,0%

Tabela 4.4 – Ensaio de caracterização do agregado graúdo

1-Distribuição Granulométrica (NBR NM 248)		
Peneira (NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida	Porcentagem, em massa, retida acumulada
19 mm	1,3	1
12,5 mm	37,7	39
9,5 mm	45,7	85
6,3 mm	11,9	97
4,75 mm	1,1	98
2,36 mm	0,9	99
1,18 mm	-	99
600 µm	-	99
300 µm	-	99
150 µm	-	99
Módulo de finura		6,79
Dimensão máxima característica (mm)		19
2 - Massa Específica (NBR NM 53)		2,71 kg/dm ³
3 - Absorção de água (NBR NM 53)		0,10%
4- Materiais pulverulentos (NBR NM 46)		2,30%

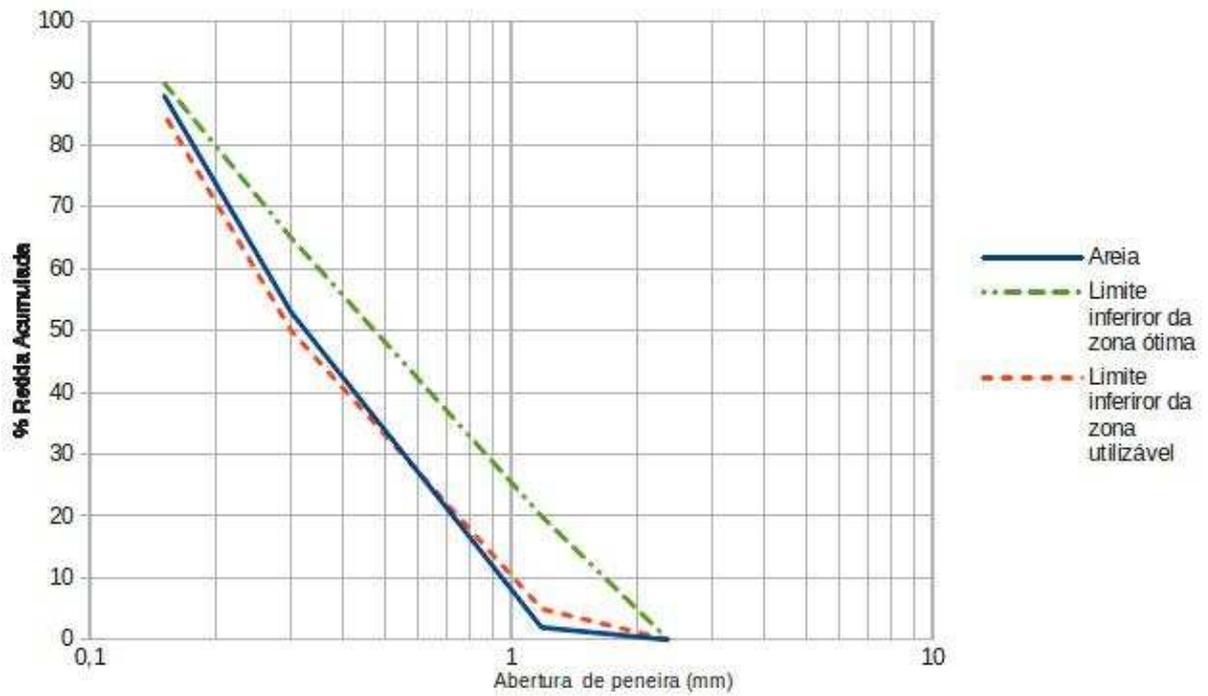


Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia

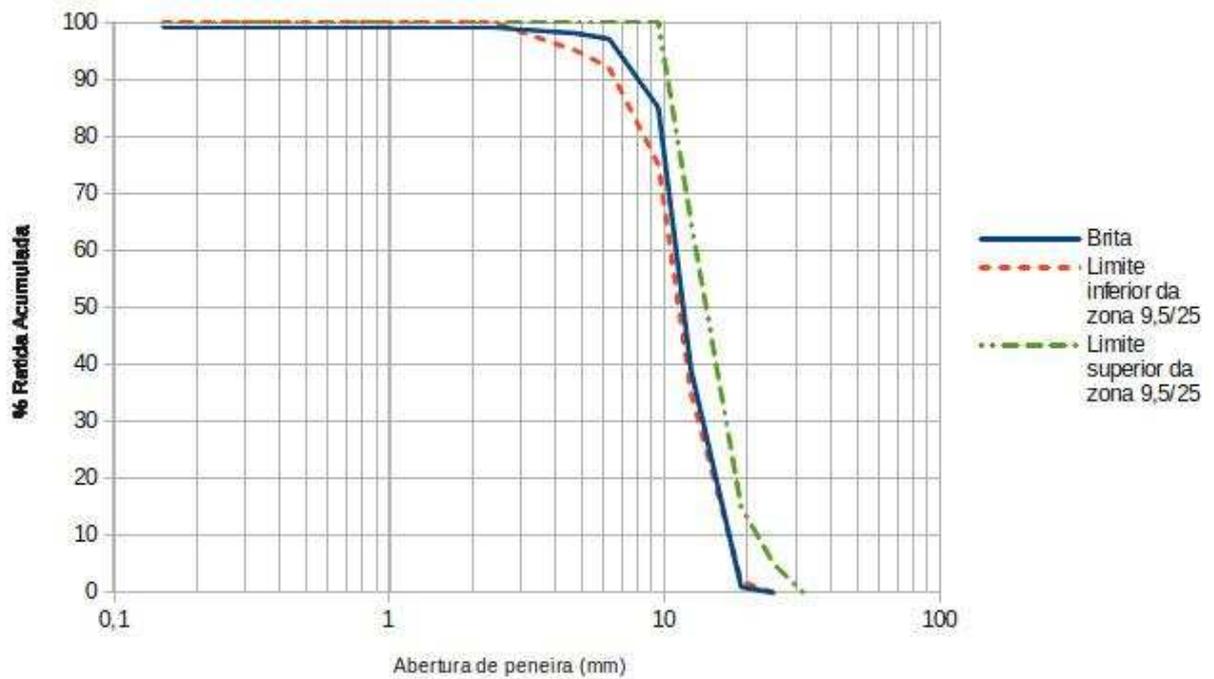


Figura 4.2 – Curva granulométrica do agregado graúdo

4.2 PRODUÇÃO DE ARGAMASSAS E CONCRETOS

Os traços de argamassa e concreto foram elaborados por meio de misturas experimentais no intuito de avaliar a influência da relação água/cimento e do índice de consistência nos fenômenos de absorção, capilaridade, sucção, permeabilidade e difusão. As composições e os dados das argamassas e concretos no estado fresco estão representados nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5 – Dados e composições das argamassas no estado fresco

TRAÇO	PROPORÇÕES (cimento:areia), em massa	RELAÇÃO ÁGUA/ CIMENTO a/c	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m ³)	DENSIDADE DE MASSA (kg/m ³)	ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA (mm)
T-1A	1:4,167	0,650	368	2143	167
T-1B	1:3,690		397	2106	223
T-2A	1:3,377	0,550	441	2175	162
T-2B	1:2,968		476	2138	230
T-3A	1:2,577	0,450	552	2221	161
T-3B	1:2,247		592	2188	232

Tabela 4.6 – Dados e composições dos concretos no estado fresco

TRAÇO	PROPORÇÕES (cimento:areia:brita), em massa	RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO a/c	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m ³)	RELAÇÃO ÁGUA / MATERIAIS SECOS (%)	ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA (mm)
T- 4A	1:1,800:3,390	0,650	337	10,50	150
T- 5A	1:1,368:2,870	0,550	405		145
T- 6A	1:0,937:2,349	0,450	497		135

4.3 ANÁLISE E RESULTADOS DOS ENSAIOS EFETUADOS EM ARGAMASSAS E CONCRETOS ENDURECIDOS

a) Ensaios de resistência à compressão, índices de vazios e absorção de água por imersão e por capilaridade

Como descrito no capítulo anterior, a partir de misturas de argamassas e concretos fabricados com variados índices de consistência e com diversas relações água/cimento, esta pesquisa procedeu a ensaios de resistência à compressão, índices de vazios e absorção de água, através de imersão e por capilaridade. Os resultados desses ensaios realizados em diferentes idades encontram-se nas Tabelas 4.8 a 4.12 e nas Figuras 4.3 a 4.11. Os resultados obtidos indicam que:

- para um mesmo índice de consistência e independentemente da idade dos ensaios, à medida que se diminui a relação água/cimento, as argamassas e concretos apresentaram menor absorção (por imersão e por capilaridade) e menor índice de vazios;

- para uma mesma relação água/cimento e independentemente da idade dos ensaios, as argamassas com menor índice de consistência apresentaram menor absorção (por imersão e por capilaridade) e menor índice de vazios. Este fato decorre da menor quantidade de água excedente em relação àquela necessária à hidratação do cimento, assim como da redução do volume de pasta;

- mantendo-se constante a relação água/cimento e o índice de consistência, a absorção (por imersão e capilaridade) e o índice de vazios das argamassas e dos concretos decrescem com o grau de hidratação da pasta.

Segundo Andrade (1992), a absorção de água por imersão (AA) dá indicação da qualidade e permeabilidade do concreto. Assim, a autora sugere:

- $AA \leq 4,5\%$: concreto bem compacto;
- $AA > 7,0\%$: concreto permeável e inadequado para proteger a armadura por longo período;
- $4,5\% < AA \leq 7,0\%$: concreto bom, permeável e não adequado para ambiente agressivo.

A classificação dos concretos, baseada na absorção de água por imersão (AA), apresentada por Helene (1993) é a seguinte:

- $AA < 4,2\%$: concretos duráveis;
- $AA > 6,3\%$: concretos deficientes;
- $4,2 \leq AA \leq 6,3\%$: concretos normais.

Segundo Neville (1997), a maioria dos concretos de boa qualidade apresenta valores de absorção (AA) inferiores a 10%, enquanto outros pesquisadores limitam este valor a 5%.

Conforme a NBR 8451-1(ABNT, 2011), os teores de absorção de água para postes de concreto armado, determinados segundo a NBR 8451-4 (ABNT, 2011), devem atender aos requisitos mencionados na Tabela 4.7 a seguir:

Tabela 4.7 – Teores de absorção de água para postes de concreto armado

Classe de agressividade ambiental (CAA) ^a	Resultado dos corpos de prova que compõem a amostra ^b	
	Média %	Individual (cada corpo de prova) %
II	≤ 5,5	≤ 7,0
III	≤ 5,0	≤ 6,5
IV	≤ 4,0	≤ 5,5

^a A classe de agressividade ambiental I (ABNT NBR 6118) não se aplica a postes de concreto.
^b Para postes de concreto protendido, o índice de absorção deve ser reduzido em 0,5% sobre os valores desta tabela.

Fonte: NBR 8451-1 (2011).

Apesar do emprego de uma metodologia distinta neste ensaio, com base nas experiências realizadas, verifica-se que apenas os concretos fabricados com relação água/cimento igual a 0,45 atenderam aos requisitos da NBR 8451-1, em relação à sua execução em ambientes cuja agressividade ambiental é forte (Classe III), uma vez que o maior teor individual de absorção obtido correspondeu a 5,3% e a média alcançada foi de 4,8%.

Para Miyake (1994), no campo da construção civil o índice de vazios do concreto é da ordem de duas vezes o da absorção de água. Os resultados obtidos nos ensaios realizados nesta pesquisa se enquadram nesse intervalo.

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de absorção (por imersão e por capilaridade) e índice de vazios em argamassas com 07 dias de idade

Traço	Índice de consistência	Relação água/cimento (a/c)	Absorção por imersão (%)		Índice de vazios (%)		Absorção por capilaridade (g/cm ²)	
			individual	média	individual	média	individual	média
T-1A	(165 ± 5) mm	0,650	10,1	9,5	20,1	18,9	1,22	1,19
			8,8		17,6		1,18	
			9,7		19,2		1,18	
T-2A		0,550	8,3	8,2	16,9	16,8	0,99	1,07
			8,0		16,5		1,00	
			8,4		17,0		1,22	
T-3A		0,450	7,4	7,3	15,5	15,3	0,92	0,97
			7,2		14,9		1,02	
			7,4		15,4		0,98	
T-1B	(225 ± 10) mm	0,650	10,7	10,5	20,9	20,5	1,51	1,53
			9,9		19,5		1,61	
			10,8		21,0		1,47	
T-2B		0,550	9,3	8,9	18,7	18,0	1,21	1,24
			8,6		17,5		1,26	
			8,7		17,7		1,24	
T-3B		0,450	8,0	8,1	16,7	16,8	1,09	1,04
			8,1		16,7		0,94	
			8,1		16,9		1,08	

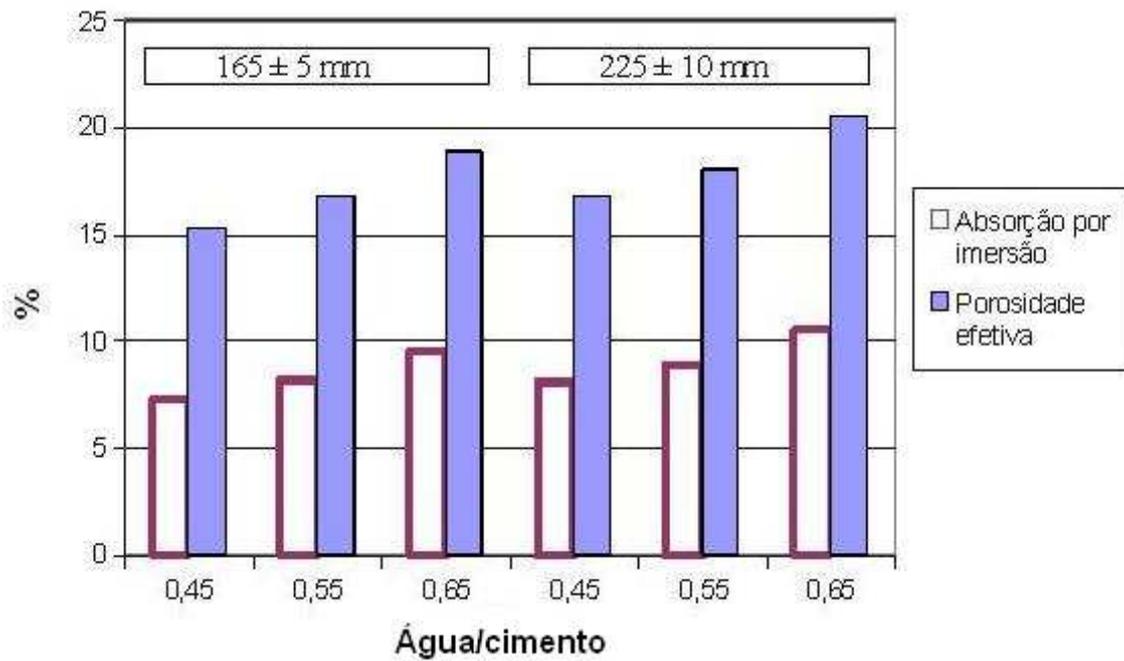


Figura 4.3 – Resultados dos ensaios de absorção por imersão e índice de vazios (porosidade efetiva) em argamassas, aos 07 dias de idade

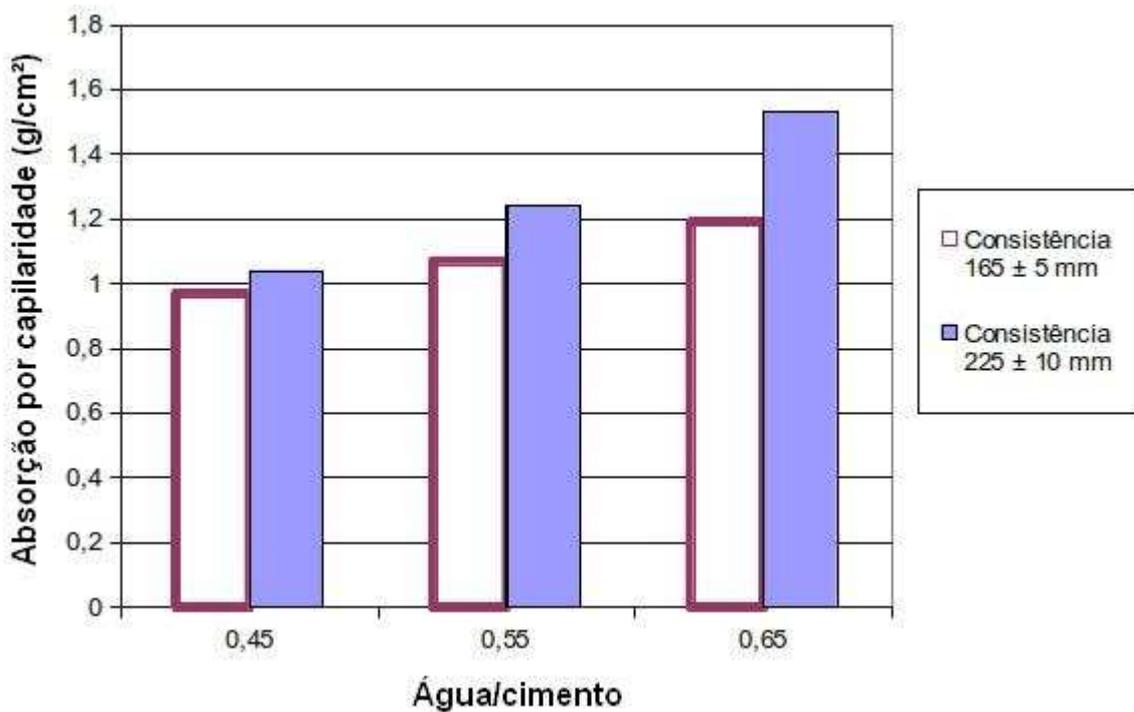


Figura 4.4 – Resultados dos ensaios de capilaridade em argamassas, aos 07 dias de idade

Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de absorção (por imersão e por capilaridade) e índice de vazios em argamassas com 28 dias de idade

Traço	Índice de consistência	Relação água/cimento (a/c)	Absorção por imersão (%)		Índice de vazios (%)		Absorção por capilaridade (g/cm ²)	
			individual	média	individual	média	individual	média
T-1A	(165 ± 5) mm	0,650	8,5	8,5	16,7	16,7	1,23	1,17
			8,6		16,8		1,27	
			8,4		16,5		1,02	
T-2A		0,550	7,3	7,5	14,6	15,1	1,13	1,04
			7,5		15,3		0,95	
			7,6		15,4		1,04	
T-3A		0,450	6,5	6,7	13,6	14,0	0,94	0,94
			6,7		14,0		0,95	
			6,9		14,4		0,94	
T-1B	(225 ± 10) mm	0,650	8,6	8,8	16,8	17,1	1,51	1,49
			9,2		17,7		1,50	
			8,6		16,9		1,45	
T-2B		0,550	8,1	8,1	16,2	16,2	1,17	1,22
			8,0		16,0		1,22	
			8,2		16,5		1,28	
T-3B		0,450	7,4	7,6	15,2	15,6	1,06	1,02
			7,6		15,7		0,98	
			7,7		16,0		1,02	

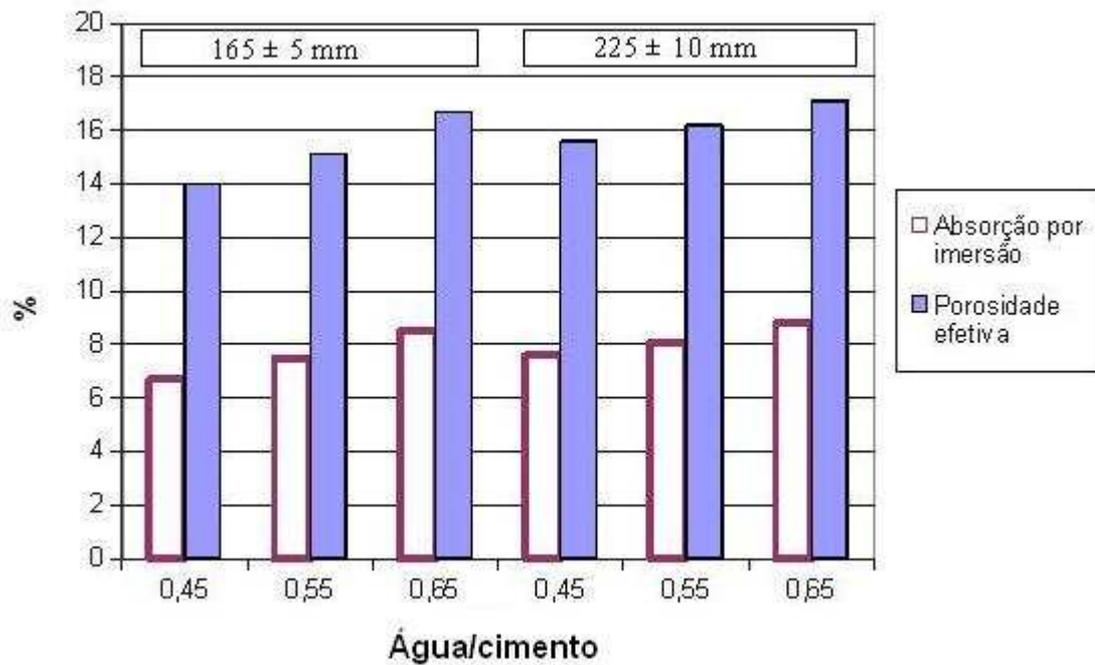


Figura 4.5 – Resultados dos ensaios de absorção por imersão e índice de vazios (porosidade efetiva) em argamassas, aos 28 dias de idade

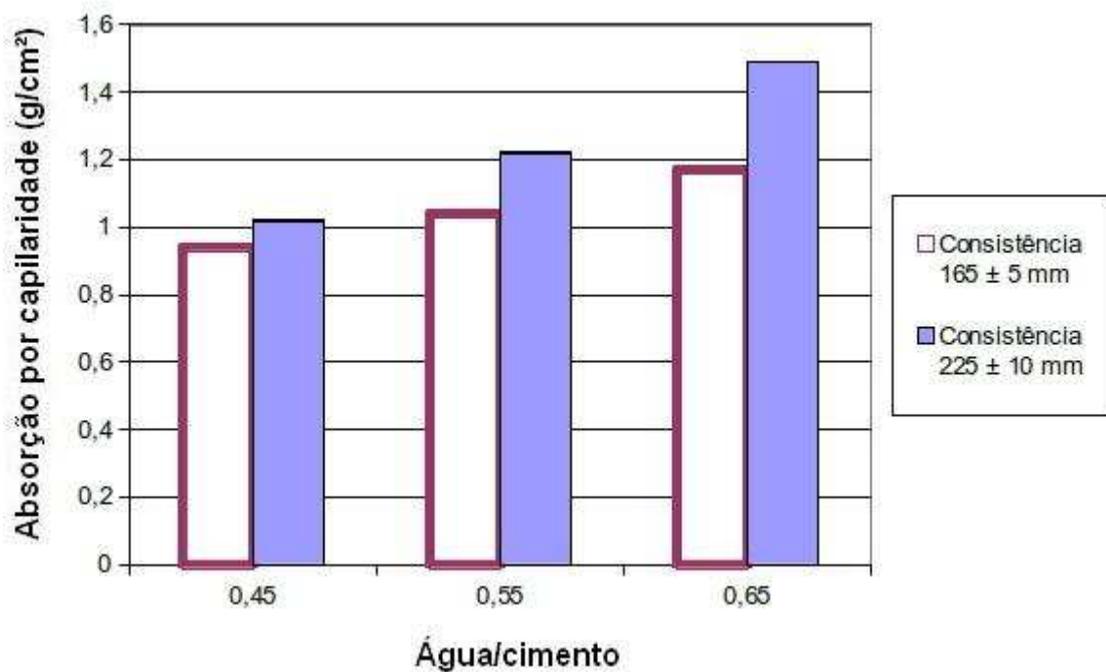


Figura 4.6 – Resultados dos ensaios de capilaridade em argamassas, aos 28 dias de idade

Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de absorção (por imersão e por capilaridade) e índice de vazios em concretos com índice de consistência igual a (140 ± 20) mm

Traço	Idade do concreto	Relação água/cimento (a/c)	Absorção por imersão (%)		Índice de vazios (%)		Absorção por capilaridade (g/cm ²)	
			individual	média	individual	média	individual	média
T-4A	7 dias	0,650	8,6	8,6	17,8	17,7	1,64	1,55
			9,0		17,3		1,52	
			8,3		18,1		1,50	
T-5A		0,550	7,8	7,3	14,9	15,5	1,04	1,04
			6,7		15,5		1,02	
			7,4		16,1		1,05	
T-6A		0,450	6,0	6,2	13,4	13,1	0,69	0,78
			5,8		12,8		0,78	
			6,7		13,1		0,88	
T-4A	28 dias	0,650	6,9	7,3	15,3	16,1	1,41	1,32
			7,8		17,1		1,26	
			7,2		15,9		1,30	
T-5A		0,550	6,0	5,9	13,6	13,4	1,01	0,93
			6,2		14,3		0,94	
			5,4		12,4		0,85	
T-6A		0,450	4,9	4,8	11,1	11,0	0,54	0,68
			5,3		12,1		0,52	
			4,2		9,7		0,97	

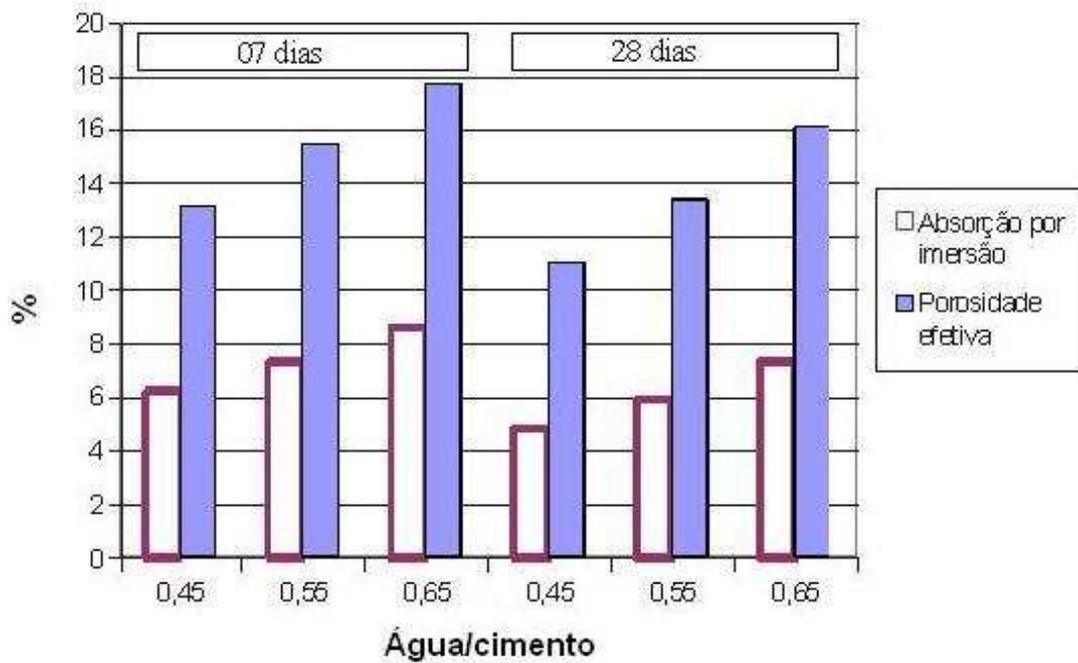


Figura 4.7 – Resultados dos ensaios de absorção por imersão e índice de vazios (porosidade efetiva) em concretos, aos 28 dias de idade

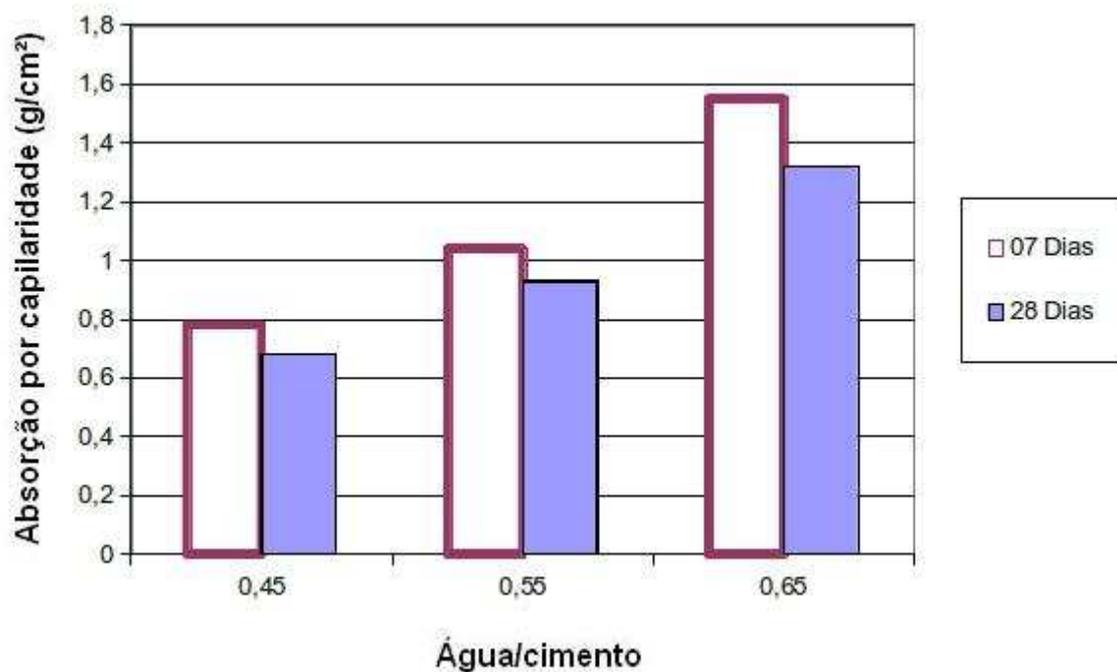


Figura 4.8 – Resultados dos ensaios de capilaridade em concretos, aos 28 dias de idade

Os valores dos ensaios de resistência à compressão em concretos, obtidos aos 28 dias de idade, estão compatíveis com os apresentados no texto da revista Comitê Técnico – CT 301, (2003, p.20), considerando o tipo de cimento CP V-ARI RS. Além disso, como esperado, o seu comportamento foi inversamente proporcional à relação água/cimento, de acordo com a “lei” estabelecida por Duff Abrams, em 1919.

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão em argamassas

Traço	Índice de consistência	Relação água/cimento (a/c)	Tensão de ruptura(valor médio) MPa		
			3 dias	7 dias	28 dias
T-1A	(165 ± 5) mm	0,650	15,6	19,7	24,1
T-2A		0,550	22,8	28,9	31,7
T-3A		0,450	31,9	38,0	44,9
T-1B	(225 ± 10) mm	0,650	16,3	20,0	24,8
T-2B		0,550	20,9	27,7	30,7
T-3B		0,450	34,4	39,5	45,6

Curva de Abrams - Argamassa com índice de consistência = 165 ± 5 mm

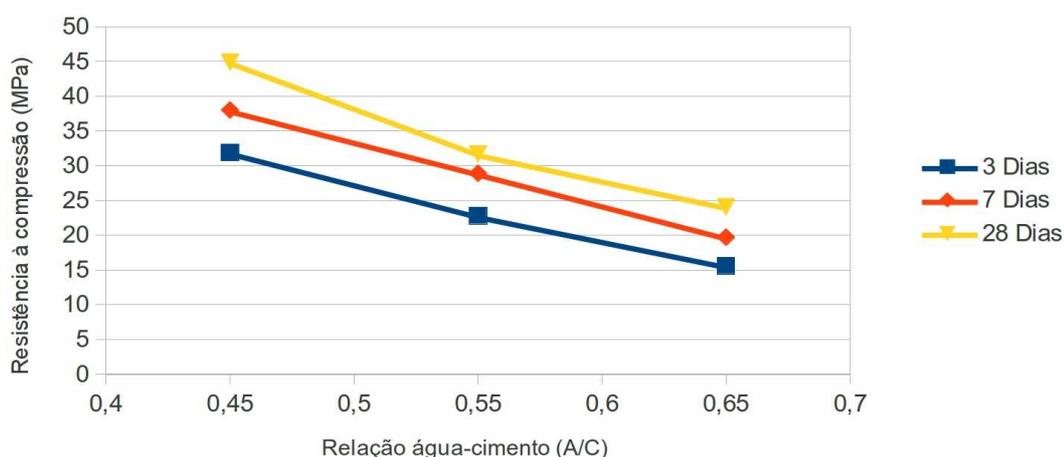


Figura 4.9 – Relação entre a resistência à compressão de argamassas e a relação água/cimento. Índice de consistência igual a (165 ± 5) mm

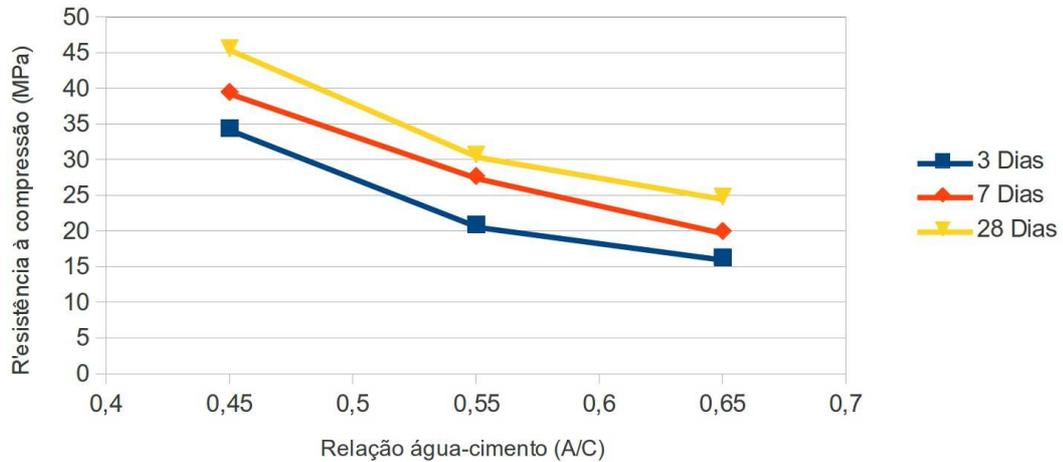
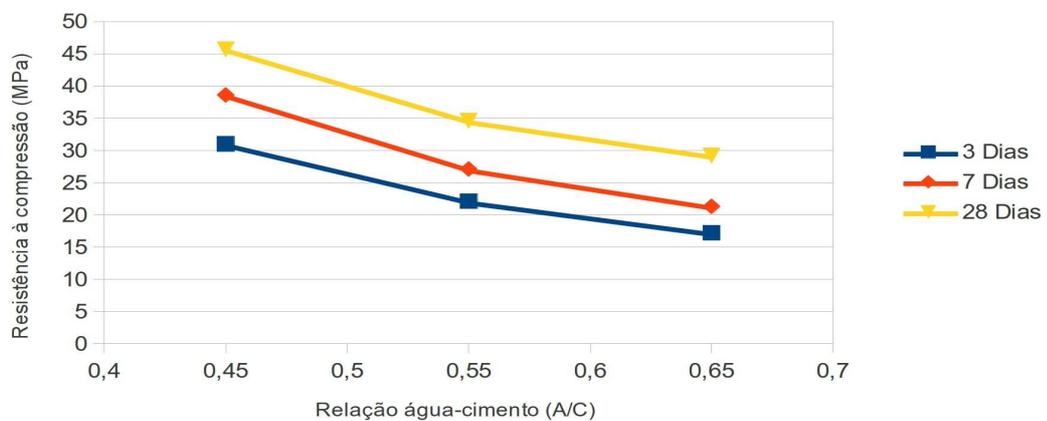
Curva de Abrams - Argamassa com índice de consistência = 225 ± 10 mmFigura 4.10 – Relação entre a resistência à compressão de argamassas e a relação água/cimento. Índice de consistência igual a (225 ± 10) mm

Tabela 4.12 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão em concretos

Traço	Índice de consistência	Relação água-cimento (a/c)	Tensão de ruptura(valor médio) MPa		
			3 dias	7 dias	28 dias
T-4A	(140 ± 20) mm	0,650	17,2	21,3	29,2
T-5A		0,550	22,1	27,1	34,6
T-6A		0,450	31,0	38,6	45,7

Curva de Abrams - Concreto com abatimento = 140 ± 20 mmFigura 4.11 – Relação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água/cimento. Índice de consistência igual a (140 ± 20) mm

4.4 ANÁLISE E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERCOLAÇÃO EM COLUNAS

4.4.1 Percolação com água destilada

Os valores de condutividade hidráulica da água nos corpos de prova de argamassa e de concreto *versus* idade estão apresentados nas Figuras 4.12 a 4.20, enquanto os resumos dos dados estão expostos nas Tabelas 4.13 e 4.14.

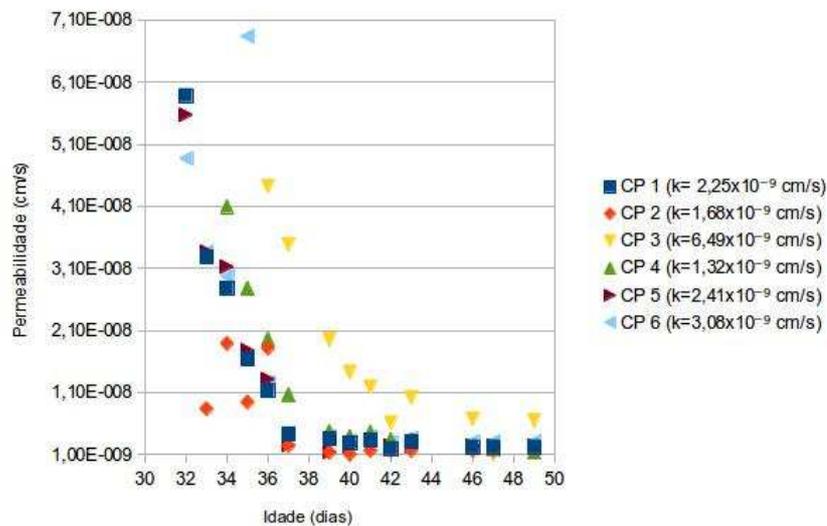


Figura 4.12 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-1A, $a/c = 0,65$ e índice de consistência de (165 ± 5) mm

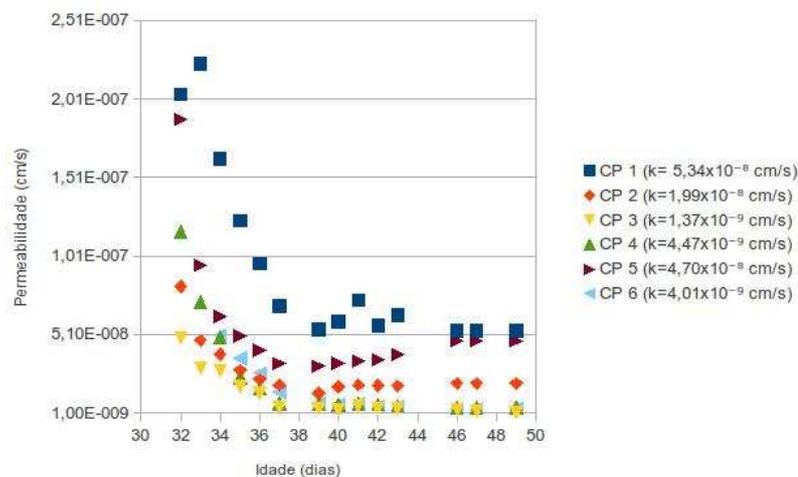


Figura 4.13 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-1B, $a/c = 0,65$ e índice de consistência de (225 ± 10) mm

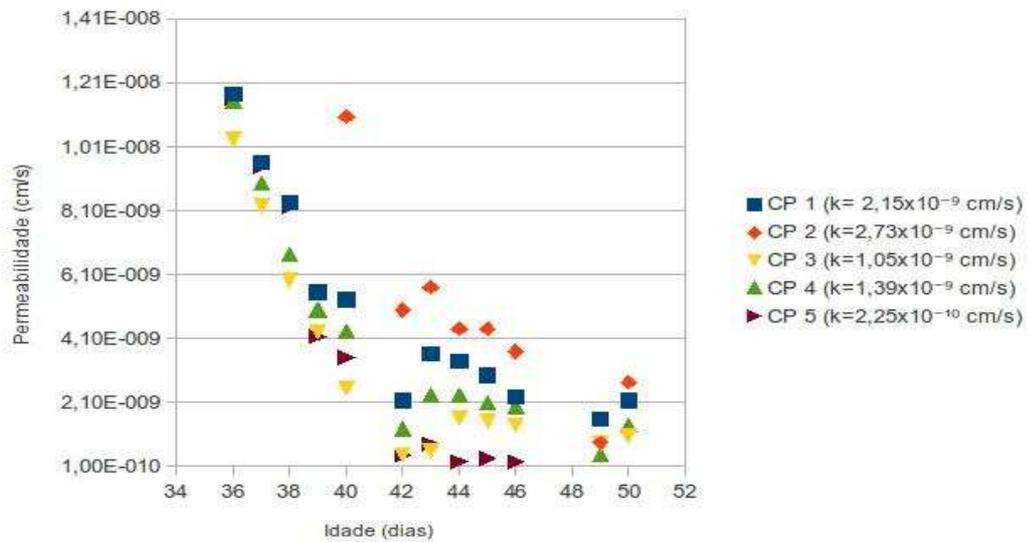


Figura 4.14 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-2A, $a/c = 0,55$ e índice de consistência de (165 ± 5) mm

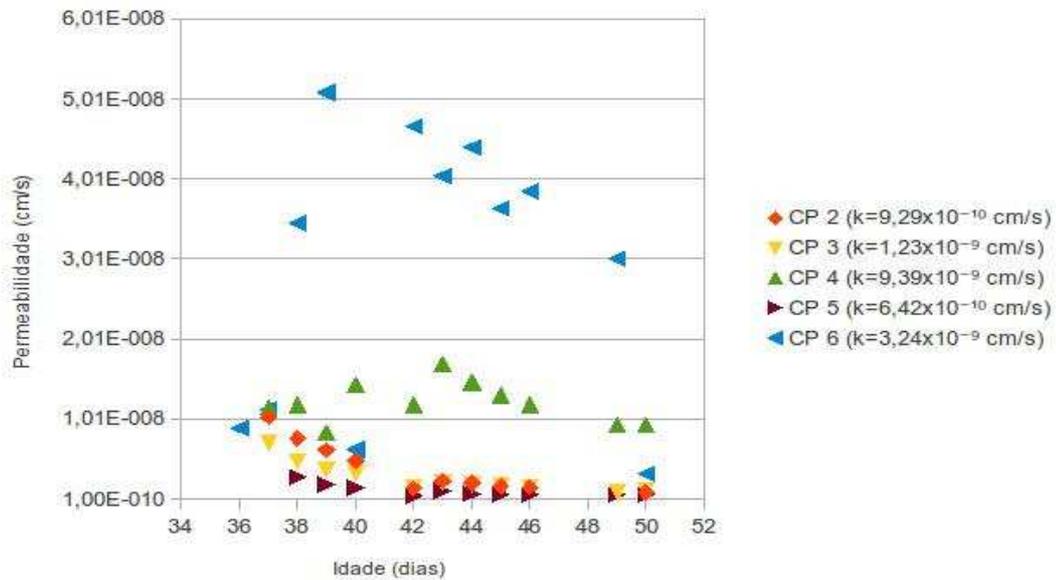


Figura 4.15 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-2B, $a/c = 0,55$ e índice de consistência de (225 ± 10) mm

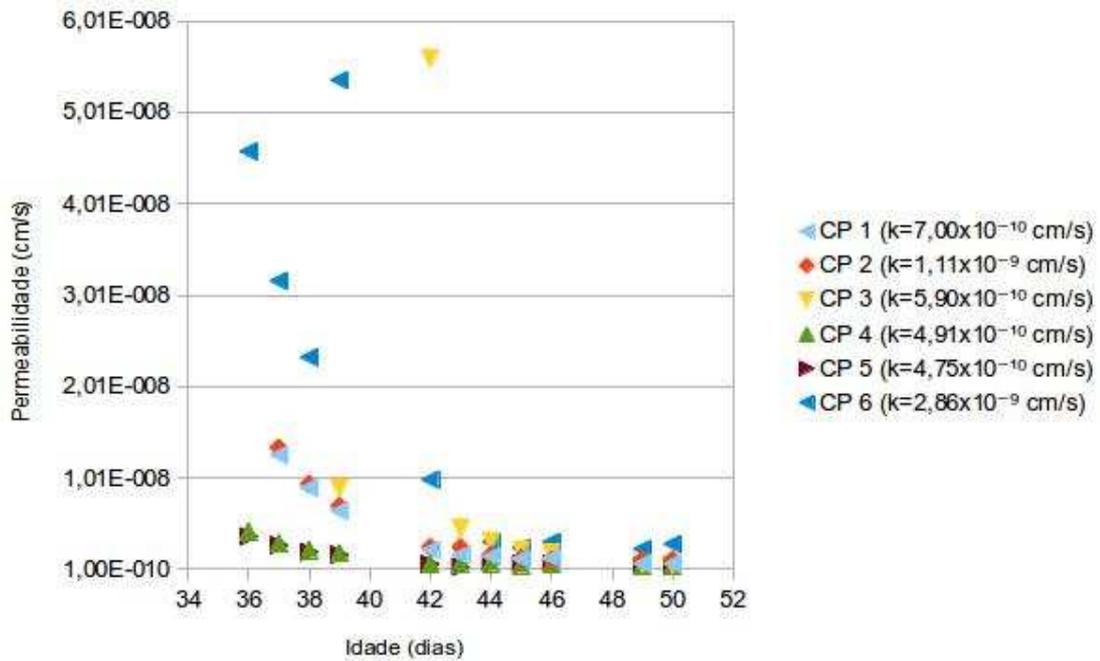


Figura 4.16 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-3A, $a/c = 0,45$ e índice de consistência de (165 ± 5) mm

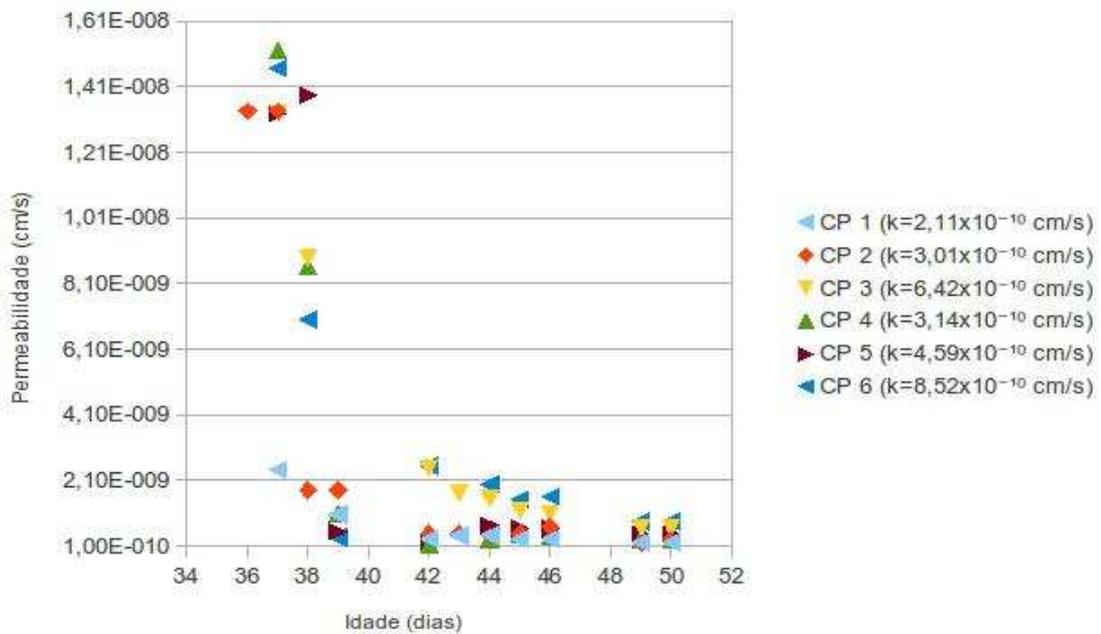


Figura 4.17 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpos de prova de argamassa fabricados a partir do traço T-3B, $a/c = 0,45$ e índice de consistência de (225 ± 10) mm

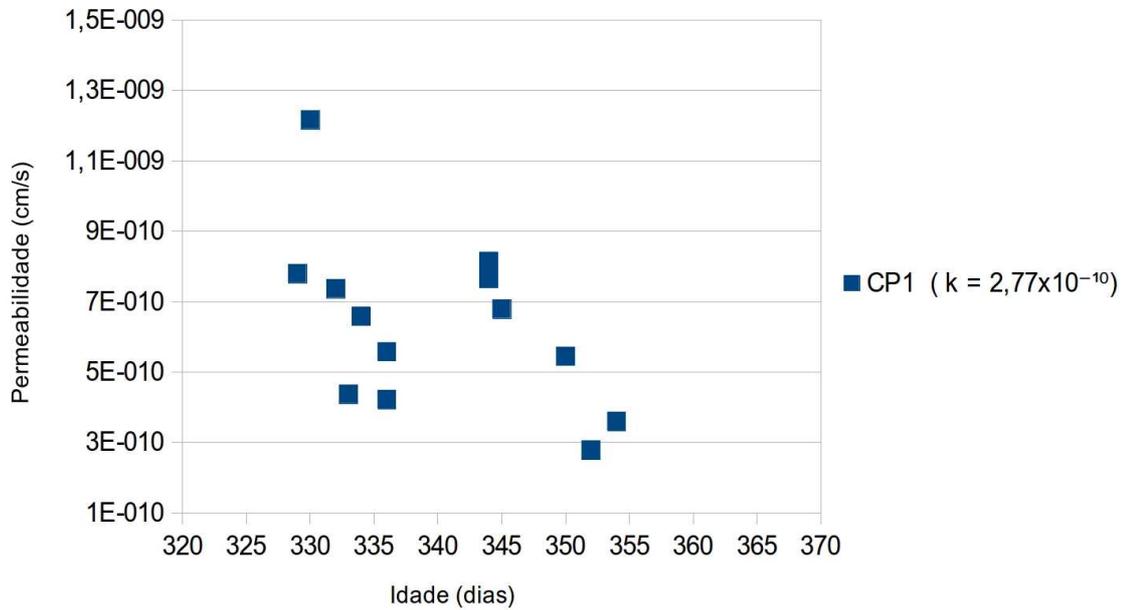


Figura 4.18 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpo de prova de concreto fabricado a partir do traço T-4A, $a/c = 0,65$ e índice de consistência de (140 ± 20) mm

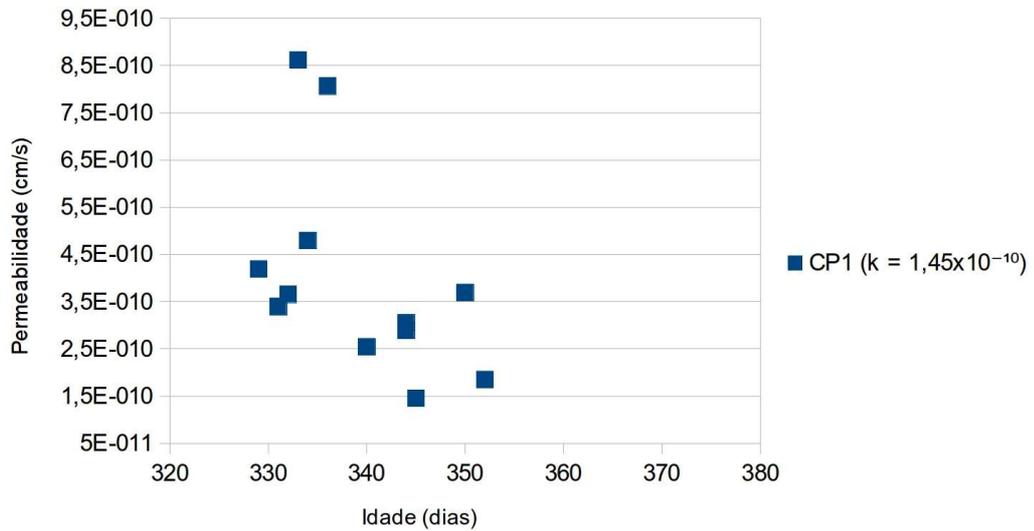


Figura 4.19 – Condutividade hidráulica da água destilada em corpo de prova de concreto fabricado a partir do traço T-5A, $a/c = 0,55$ e índice de consistência de (140 ± 20) mm

Tabela 4.13 – Valores e parâmetros estatísticos de coeficientes de permeabilidade de argamassas com 50 dias de idade

Amostra	Coeficiente de permeabilidade (k), em cm/s					
	A/C = 0,650		A/C = 0,550		A/C = 0,450	
	T-1A	T-1B	T-2A	T-2B	T-3A	T-3B
	Índice de consistência		Índice de consistência		Índice de consistência	
	(165 ± 5)mm	(225 ± 10)mm	(165 ± 5)mm	(225 ± 10)mm	(165 ± 5)mm	(225 ± 10)mm
CP1	2,25 x 10 ⁻⁹	5,34 x 10 ⁻⁸	2,15 x 10 ⁻⁹	*	7,00 x 10 ⁻¹⁰	2,11 x 10 ⁻¹⁰
CP2	1,68 x 10 ⁻⁹	1,99 x 10 ⁻⁸	2,73 x 10 ⁻⁹	9,29 x 10 ⁻¹⁰	1,11 x 10 ⁻⁹	3,01 x 10 ⁻¹⁰
CP3	6,49 x 10 ⁻⁹	1,37 x 10 ⁻⁹	1,05 x 10 ⁻⁹	1,23 x 10 ⁻⁹	5,90 x 10 ⁻¹⁰	6,42 x 10 ⁻¹⁰
CP4	1,32 x 10 ⁻⁹	4,47 x 10 ⁻⁹	1,39 x 10 ⁻⁹	9,39 x 10 ⁻⁹	4,91 x 10 ⁻¹⁰	3,14 x 10 ⁻¹⁰
CP5	2,41 x 10 ⁻⁹	4,70 x 10 ⁻⁸	2,25 x 10 ⁻¹⁰	6,42 x 10 ⁻¹⁰	4,75 x 10 ⁻¹⁰	4,59 x 10 ⁻¹⁰
CP6	3,08 x 10 ⁻⁹	4,01 x 10 ⁻⁹	*	3,24 x 10 ⁻⁹	2,86 x 10 ⁻⁹	8,52 x 10 ⁻¹⁰
Média geométrica (log k)	8,60	7,96	8,94	8,78	9,08	9,38
Desvio Padrão (log k)	0,10	0,80	0,69	0,11	0,43	0,43
Média aritmética (log k)	8,60	7,99	8,94	8,73	9,09	9,38
Coeficiente de variação (log k), em %	1,12	9,96	7,75	1,30	4,76	4,57
k _{representativo} , em cm/s	2,51 x 10 ⁻⁹	1,09 x 10 ⁻⁸	1,16 x 10 ⁻⁹	1,67 x 10 ⁻⁹	8,29 x 10 ⁻¹⁰	4,16 x 10 ⁻¹⁰

* Corpo de prova defeituoso.

- Os valores dos parâmetros estatísticos (desvios padrão, coeficientes de variação e médias aritméticas e geométricas) referem-se aos logaritmos dos coeficientes de permeabilidade.

- Os valores de k_{representativo} foram calculados a partir das médias geométricas dos logaritmos dos coeficientes de permeabilidade.

Conforme vários autores, a exemplo de Gonçalves e Coutinho (1995), o ensaio de permeabilidade é extremamente disperso. Por este motivo, recomenda-se usar médias geométricas e desvios padrão dos logaritmos dos coeficientes de permeabilidade, quando da sua realização. Segundo CARVALHO (2009), os ensaios de permeabilidade não são facilmente reproduzíveis, pois a ocorrência de fissuras de várias origens poderão alterar os seus resultados. Além disso, assevera que a água, dissolvendo ou não o hidróxido de cálcio,

pode aumentar ou reduzir o coeficiente obtido.

Tabela 4.14 – Valores de coeficientes de permeabilidade de concretos com índice de consistência igual a (140 ± 20) mm

Amostra	Coeficiente de permeabilidade (k), em cm/s	
	T-4A	T-5A
	a/c = 0,650	a/c = 0,550
	Idade	
	354 dias	352 dias
CP1	$2,77 \times 10^{-10}$	$1,45 \times 10^{-10}$

Com base nos resultados dos ensaios de permeabilidade obtidos em argamassas com 50 dias de idade e apesar da dispersão significativa desses ensaios, pode-se assinalar o seguinte:

- para um mesmo índice de consistência, à medida que se diminuiu a relação água/cimento, houve decréscimo do coeficiente de permeabilidade ($k_{\text{representativo}}$) à água das argamassas. Este comportamento decorre da influência da relação água/cimento no tamanho, no volume e na continuidade dos vazios capilares;

- para as misturas com relações água/cimento iguais a 0,65 e 0,55, as argamassas com menor índice de consistência (165 ± 5) mm apresentaram menor coeficiente de permeabilidade ($k_{\text{representativo}}$). Tal fato decorre da menor quantidade de água excedente em relação àquela necessária à hidratação do cimento, assim como da redução do volume de pasta. Contudo, este comportamento não foi evidenciado para os materiais fabricados com relação água/cimento 0,45;

- observou-se que os valores da condutividade hidráulica das amostras diminuíram com o tempo, tendendo a valores constantes a partir do 5º ou 6º dia de ensaio, independentemente do traço.

- o não emprego de amostras (fatias) originadas de uma mesma camada dos corpos de prova, ou seja, localizadas na mesma profundidade, pode ter intensificado a dispersão dos resultados, pois sabe-se que a porosidade é variável ao longo do comprimento do exemplar.

Quanto aos resultados dos ensaios realizados em concreto, nota-se que os valores encontrados estão compatíveis com os obtidos por Andrade (1997), Scandiuzzi e Andriolo

(1986), Metha e Monteiro (2008), Gonçalves e Coutinho (1995), considerando-se a idade de aproximadamente 365 dias. Salienta-se que o número diminuto de corpos de prova ensaiados, apenas 01 para cada relação água/cimento (0,55 ou 0,65), é justificado pela baixa permeabilidade desses concretos, o que dificultou a obtenção de um fluxo estacionário, mesmo quando se empregou, durante longos períodos (> 500 horas), gradientes de energia elevados (2500), ou seja, pressões de 10 kgf/cm^2 em corpos de prova cilíndricos (diâmetro = 10,0 cm) com altura de 4,0 cm. Vale registrar as experiências realizadas por Coutinho (1998), em que foram empregados em concretos menos permeáveis pressões elevadas (3,5 MPa) durante 5000 horas, e não se obteve o escoamento da água pelas amostras. Cabe destacar que vários autores, a exemplo de Coutinho (1998) e Petronilho e Sígolo (2011), recomendam o emprego de ensaios de percolação (escoamento) de água sob pressão apenas para concretos que apresentam coeficientes de permeabilidade superiores a $1,3 \times 10^{-11} \text{ cm/s}$. De acordo com Ferreira (2000), para se conseguir medir coeficientes da ordem de 10^{-14} cm/s , é necessário usar sistemas onde o corpo de prova, com espessura não superior a 60 mm, seja previamente saturado no vácuo.

4.4.2 Percolação com solução contaminante

O número de volume de poros escoados (T) em cada corpo de prova de argamassa e concreto examinado durante o período de ensaio encontra-se nas Tabelas 4.15 e 4.16. Salienta-se que foram desprezados os resultados dos ensaios efetuados em argamassas fabricadas a partir do traço T-2B, em função da grande dispersão encontrada e pelos defeitos observados em seus corpos de prova.

Tabela 4.15 – Número de volume de poros percolados, T, durante os ensaios, em corpos de prova de argamassa

Amostra	Número de volume de poros (T)									
	a/c = 0,650			a/c = 0,550			a/c = 0,450			
	T-1A		T-1B		T-2A		T-3A		T-3B	
	% NaCl		% NaCl		% NaCl		% NaCl		% NaCl	
	1,65	3,30	1,65	3,30	1,65	3,30	1,65	3,30	1,65	3,30
CP1		4,77	5,26			7,83		3,53	*	
CP2		*	5,18			4,36		3,38	1,53	
CP3		4,97	4,38			1,86		4,15	2,74	
CP4	2,76			3,53	1,81		6,20			1,85
CP5	3,24			4,44	3,77		2,45			3,09
CP6	2,85			2,71	*		*			1,15
Média	2,95	4,87	4,94	3,56	2,79	4,68	4,32	3,69	2,14	2,03

* Corpo de prova defeituoso.

Tabela 4.16 – Número de volume de poros percolados, T, durante os ensaios, em corpo de prova de concreto

Exemplar	Número de volume de poros (T)	
	T-4A	T-5A
	a/c = 0,650	a/c = 0,550
	Concentração de cloreto de sódio em água: 3,30%	
CP1	3,80	2,39

As Figuras 4.20 a 4.25 ilustram as curvas de chegada obtidas para os ensaios de coluna efetuados segundo a metodologia tradicional, onde R_d correspondeu ao valor de T (número de volume de poros) para uma concentração relativa, C/C_0 , igual a 0,5, conforme procedimento mencionado na Figura 2.53. São apresentados os resultados obtidos para cada traço, excetuando-se o traço T-2B, considerando-se os dois valores de concentração empregados no caso dos corpos de prova de argamassa e o único valor de concentração utilizado no caso dos ensaios realizados em corpos de prova de concreto. Conforme ilustrado nestas figuras, os dados experimentais obtidos para cada caso foram ajustados pela Equação

2.30 (já apresentada neste trabalho na parte de revisão bibliográfica) para a obtenção dos parâmetros influentes no transporte de contaminantes em meios porosos. Utilizou-se o método dos mínimos quadrados para escolha dos melhores parâmetros para o ajuste e a planilha do aplicativo LibreOffice® para a sua realização. Cabe salientar que a dispersão ocorrida, em alguns ensaios, entre os valores iniciais experimentais e os teóricos pode ser decorrente da dificuldade em se identificar o “ponto de viragem”, ou seja, o momento em que todos os cloretos reagiram. Assim, as curvas teóricas (médias) foram elaboradas considerando os valores mais representativos dos ensaios realizados, motivo pelo qual foram desprezados os corpos de prova CP1 e CP4 do traço T-1A e o corpo de prova CP3 do traço T-2A.

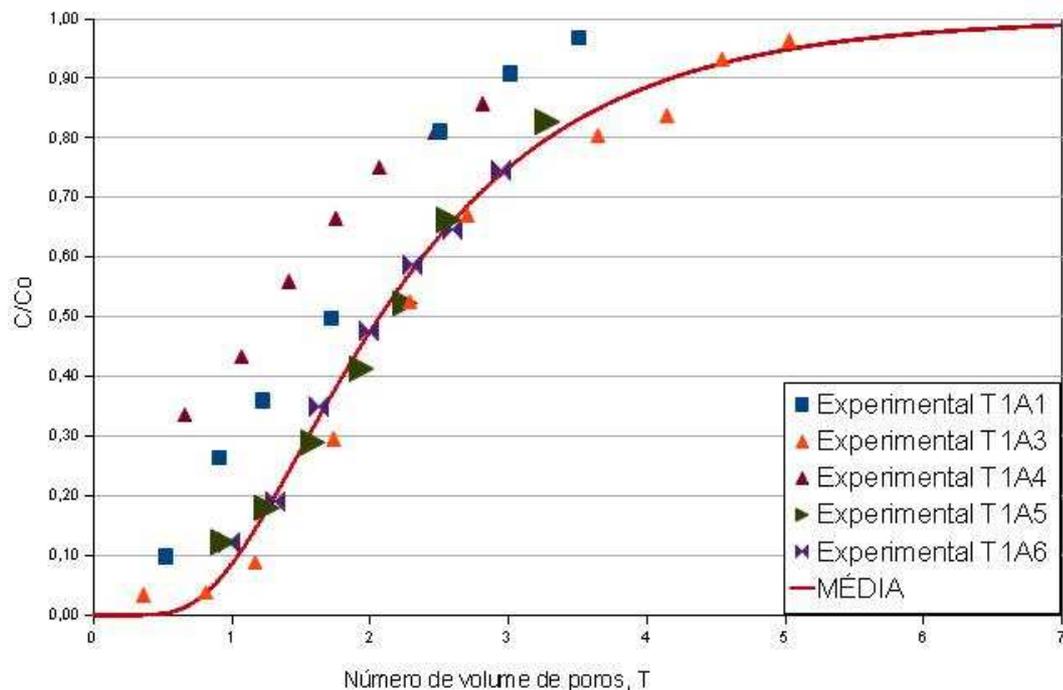


Figura 4.20 – Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-1A, com $a/c = 0,65$ e índice de consistência = (165 ± 5) mm

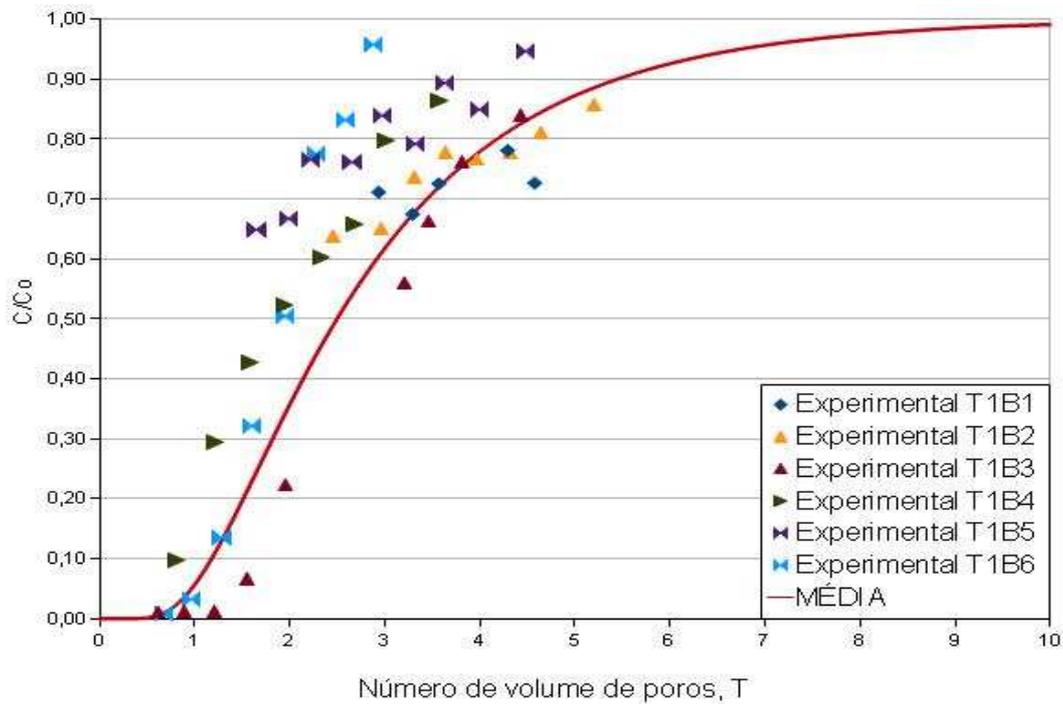


Figura 4.21 – Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T1B, com $a/c = 0,65$ e índice de consistência = (225 ± 10) mm

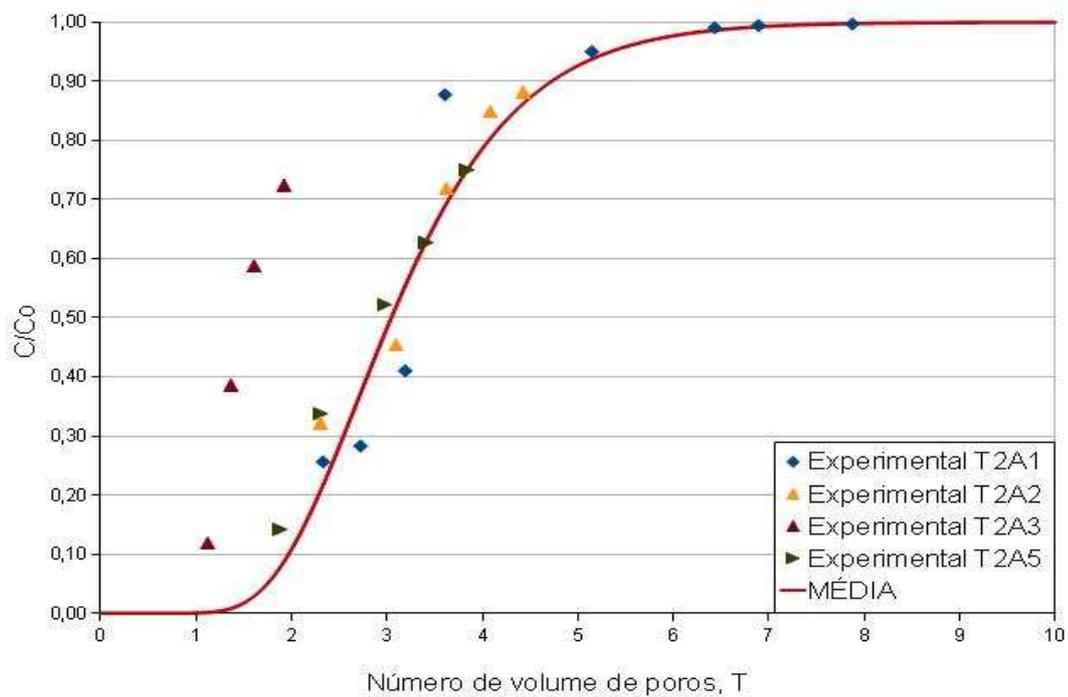


Figura 4.22 – Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30% de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-2A, com $a/c = 0,55$ e índice de consistência = (165 ± 5) mm

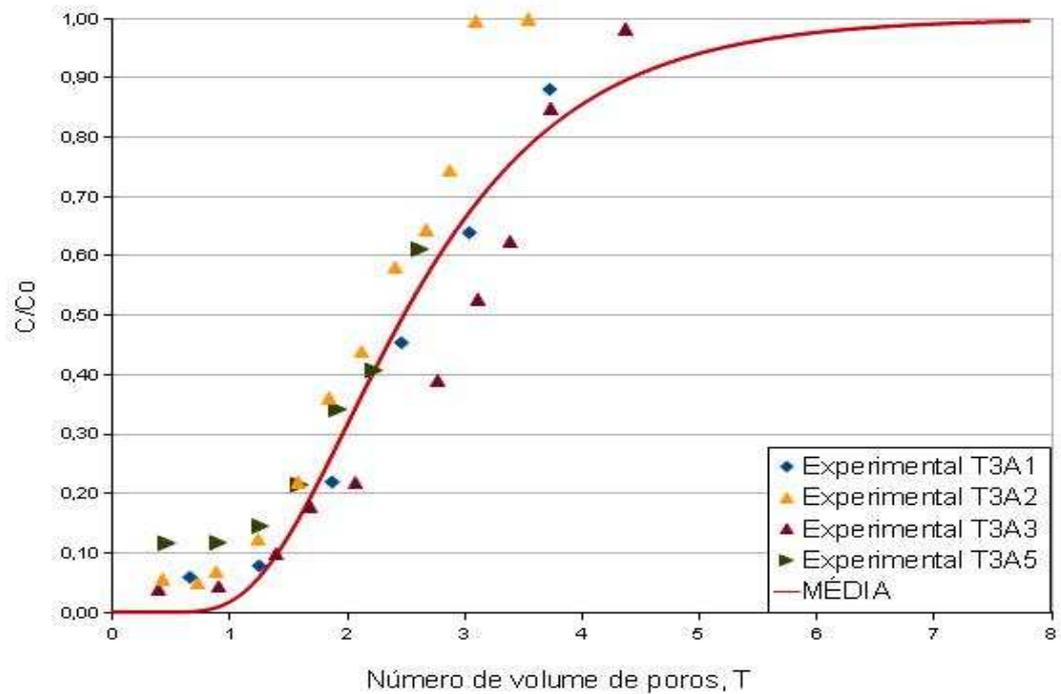


Figura 4.23 – Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30 de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-3A, com $a/c = 0,45$ e índice de consistência = (165 ± 5) mm

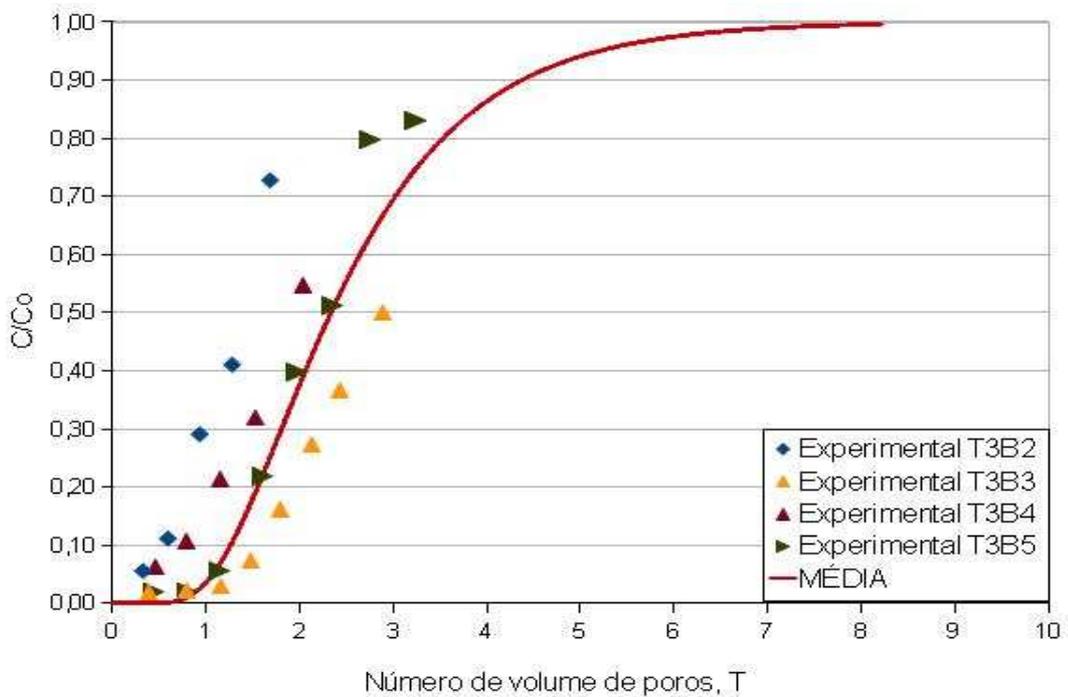


Figura 4.24 – Curvas de eluição de cloretos (1,65% e 3,30 de NaCl) em argamassas fabricadas a partir do traço T-3B, com $a/c = 0,45$ e índice de consistência = (225 ± 10) mm

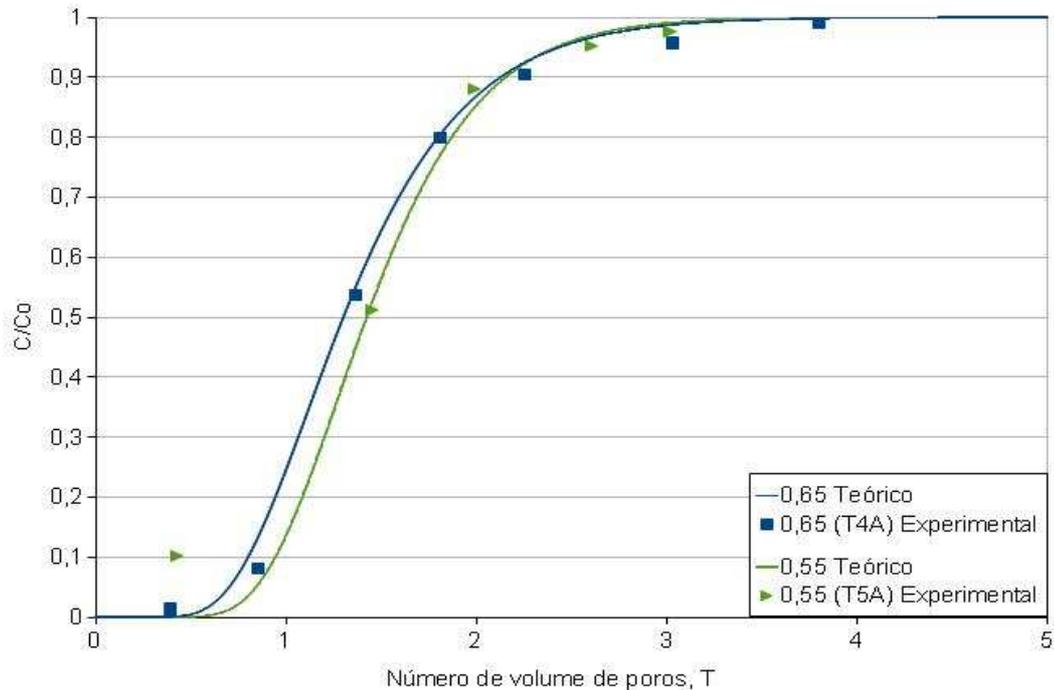


Figura 4.25 – Curvas de eluição de cloretos (3,30% de NaCl) em concretos fabricados a partir dos traços T-4A e T-5A, com relações água/cimento iguais a 0,65 e 0,55, respectivamente, e índice de consistência = (140 ± 20) mm

A partir dos valores apresentados nas Figuras 4.20 a 4.25, foram elaboradas tabelas, nas quais se apresenta um resumo dos parâmetros de transporte obtidos em argamassas e concretos ensaiados (Tabelas 4.17 a 4.20). Nestas tabelas são apresentados os valores dos coeficientes de dispersão hidrodinâmica, D_h , de permeabilidade, k , de retardo, R_d , de dispersão mecânica, α , de determinação, R^2 , o fator de tortuosidade do meio, w , a velocidade média de percolação da solução, v_s , e a porosidade efetiva, $n_{efetiva}$. Conforme se pode constatar a partir dos dados fornecidos, alguns ensaios foram perdidos e não puderam ter os seus dados experimentais aproveitados. Salienta-se que as médias obtidas dos diferentes parâmetros são específicas para as argamassas e concretos empregados e podem ser consideradas como válidas em primeira instância para a caracterização das diversas variáveis. Destaca-se que os valores do coeficiente de dispersão mecânica, α , foram determinados por regressão linear utilizando-se as equações 2.20 e 2.30, cujas curvas melhor se ajustaram aos resultados dos ensaios de coluna e considerando os valores do coeficiente de tortuosidade (w) iguais a 0,02 e 0,002, respectivamente, para argamassas e os concretos.

Tabela 4.17 – Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,65$

Parâmetros		T-1A (165 ± 5) mm					T-1B (225 ± 10) mm					
		CP1	CP3	CP4	CP5	CP6	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6
$C_o, NaCl^-$		3,30%		1,65%			1,65%			3,30%		
R_d ($C/C_0 = 0,5$)	Ind.	1,81	2,40	1,60	2,40	2,40	3,00	2,80	3,20	2,00	1,80	2,00
	Média	2,12					2,47					
	S	0,39					0,60					
	CV (%)	18,30					24,40					
α (cm)	Ind.	0,50	0,55	0,80	0,60	0,60	0,80	0,82	0,70	0,50	0,90	0,35
	Média	0,61					0,68					
	S	0,11					0,21					
	CV (%)	18,70					31,20					
w		0,02										
v_s (cm/s)		8,70 $\times 10^{-6}$	8,24 $\times 10^{-6}$	5,05 $\times 10^{-6}$	6,49 $\times 10^{-6}$	5,63 $\times 10^{-6}$	9,83 $\times 10^{-6}$	1,04 $\times 10^{-5}$	8,26 $\times 10^{-6}$	6,80 $\times 10^{-6}$	8,62 $\times 10^{-6}$	5,84 $\times 10^{-6}$
D_h (cm ² /s)	Ind.	4,67 $\times 10^{-6}$	4,85 $\times 10^{-6}$	4,36 $\times 10^{-6}$	4,21 $\times 10^{-6}$	3,70 $\times 10^{-6}$	8,18 $\times 10^{-6}$	4,85 $\times 10^{-6}$	6,10 $\times 10^{-6}$	3,72 $\times 10^{-6}$	8,08 $\times 10^{-6}$	2,36 $\times 10^{-6}$
	Média	4,36 x 10⁻⁶					6,22x10⁻⁶					
	S	4,47 x 10⁻⁷					2,66 x 10⁻⁶					
	CV (%)	10,20					42,80					
R^2 , em %		95,4	98,6	91,3	99,0	99,5	94,3	97,3	98,1	93,0	95,0	97,7
$n_{efetiva}$ (%)		16,7	16,5	16,7	16,8	16,5	16,8	17,7	16,9	16,8	17,7	16,9

Tabela 4.17a – Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,65$, desprezando-se os corpos de prova CP1 e CP4 do traço T-1A

Parâmetros		T-1A (165 ± 5) mm			T-1B (225 ± 10) mm					
		CP3	CP5	CP6	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6
$C_o, NaCl^-$		3,30%	1,65%		1,65%			3,30%		
R_d ($C/C_o = 0,5$)	Ind.	2,40	2,40	2,40	3,00	2,80	3,20	2,00	1,80	2,00
	Média	2,40			2,47					
	S	0,00			0,60					
	CV (%)	0,00			24,40					
α (cm)	Ind.	0,55	0,60	0,60	0,80	0,82	0,70	0,50	0,90	0,35
	Média	0,58			0,68					
	S	0,03			0,21					
	CV (%)	4,90			31,20					
w		0,02								
v_s (cm/s)		8,24 $\times 10^{-6}$	6,49 $\times 10^{-6}$	5,63 $\times 10^{-6}$	9,83 $\times 10^{-6}$	1,04 $\times 10^{-5}$	8,26 $\times 10^{-6}$	6,80 $\times 10^{-6}$	8,62 $\times 10^{-6}$	5,84 $\times 10^{-6}$
D_h (cm ² /s)	Ind.	4,85 $\times 10^{-6}$	4,21 $\times 10^{-6}$	3,70 $\times 10^{-6}$	8,18 $\times 10^{-6}$	4,85 $\times 10^{-6}$	6,10 $\times 10^{-6}$	3,72 $\times 10^{-6}$	8,08 $\times 10^{-6}$	2,36 $\times 10^{-6}$
	Média	4,25 x 10⁻⁶			6,22x10⁻⁶					
	S	5,78 x 10⁻⁷			2,66 x 10⁻⁶					
	CV (%)	13,60			42,80					
R^2 , em %		98,6	99,0	99,5	94,3	97,3	98,1	93,0	95,0	97,7
$n_{efetiva}$ (%)		16,5	16,8	16,5	16,8	17,7	16,9	16,8	17,7	16,9

Tabela 4.18 – Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,55$

Parâmetros		T-2A (165 ± 5) mm			
		CP1	CP2	CP3	CP5
$C_o, NaCl^-$		3,30%			1,65%
R_d ($C/C_o = 0,5$)	Ind.	3,50	3,20	1,70	3,00
	Média	2,85			
	S	0,79			
	CV (%)	27,90			
α (cm)	Ind.	0,14	0,19	0,15	0,22
	Média	0,18			
	S	0,04			
	CV (%)	21,10			
w		0,02			
v_s (cm/s)		$1,04 \times 10^{-5}$	$6,14 \times 10^{-6}$	$2,61 \times 10^{-6}$	$5,06 \times 10^{-6}$
D_h (cm ² /s)	Ind.	$1,78 \times 10^{-6}$	$1,49 \times 10^{-6}$	$7,12 \times 10^{-7}$	$1,43 \times 10^{-6}$
	Média	$1,35 \times 10^{-6}$			
	S	$4,53 \times 10^{-7}$			
	CV (%)	33,50			
R^2 , em %		93,5	96,8	97,1	98,0
$n_{efetiva}$ (%)		14,6	15,3	15,4	15,3

Tabela 4.18a – Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,55$, desprezando-se o corpo de prova CP3 do traço T-2A

Parâmetros		T-2A (165 ± 5) mm		
		CP1	CP2	CP5
$C_o, NaCl^-$		3,30%		1,65%
R_d ($C/C_0 = 0,5$)	Ind.	3,50	3,20	3,00
	Média	3,23		
	S	0,25		
	CV (%)	7,80		
α (cm)	Ind.	0,14	0,19	0,22
	Média	0,18		
	S	0,04		
	CV (%)	22,00		
w		0,02		
v_s (cm/s)		$1,04 \times 10^{-5}$	$6,14 \times 10^{-6}$	$5,06 \times 10^{-6}$
D_h (cm ² /s)	Ind.	$1,78 \times 10^{-6}$	$1,49 \times 10^{-6}$	$1,43 \times 10^{-6}$
	Média	$1,57 \times 10^{-6}$		
	S	$1,84 \times 10^{-7}$		
	CV (%)	11,80		
R^2 , em %		93,5	96,8	98,0
$n_{efetiva}$ (%)		14,6	15,3	15,3

Tabela 4.19 – Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em argamassas fabricadas com $a/c = 0,45$

Parâmetros		T-3A (165 ± 5) mm				T-3B (225 ± 10) mm			
		CP1	CP2	CP3	CP5	CP2	CP3	CP4	CP5
$C_o, NaCl^-$		3,30%			1,65%	1,65%		3,30%	
R_d ($C/C_o = 0,5$)	Ind.	2,80	2,45	3,10	2,60	1,60	3,19	2,20	2,50
	Média	2,74				2,37			
	S	0,28				0,66			
	CV (%)	10,30				27,90			
α (cm)	Ind.	0,20	0,25	0,20	0,25	0,35	0,25	0,25	0,25
	Média	0,23				0,28			
	S	0,03				0,05			
	CV (%)	12,80				18,20			
w		0,02							
v_s (cm/s)		2,08 $\times 10^{-6}$	2,33 $\times 10^{-6}$	2,06 $\times 10^{-6}$	1,59 $\times 10^{-6}$	1,08 $\times 10^{-6}$	1,69 $\times 10^{-6}$	1,02 $\times 10^{-6}$	1,90 $\times 10^{-6}$
D_h (cm ² /s)	Ind.	4,66 $\times 10^{-7}$	5,06 $\times 10^{-7}$	4,64 $\times 10^{-7}$	7,18 $\times 10^{-7}$	6,44 $\times 10^{-7}$	7,42 $\times 10^{-7}$	5,24 $\times 10^{-7}$	7,95 $\times 10^{-7}$
	Média	$5,38 \times 10^{-7}$				$6,76 \times 10^{-7}$			
	S	$1,21 \times 10^{-7}$				$1,19 \times 10^{-7}$			
	CV (%)	22,50				17,60			
R^2 , em %		97,7	98,3	93,5	86,0	94,6	99,1	94,2	97,1
$n_{efetiva}$ (%)		13,6	14,0	14,4	14,0	15,7	16,0	15,2	15,7

Tabela 4.20 – Sumário dos parâmetros de transporte com base nos ensaios de coluna em concretos, slump-test = (140 ± 20) mm, submetidos à solução com 3,30% de NaCl

Parâmetros	T-4A ($a/c = 0,65$)	T-5A ($a/c = 0,55$)
	CP1	CP1
R_d ($C/C_o = 0,5$)	1,40	1,50
α (cm)	0,25	0,15
w	0,002	0,002
v_s (cm/s)	$1,32 \times 10^{-5}$	$5,61 \times 10^{-6}$
D_h (cm ² /s)	$3,33 \times 10^{-6}$	$8,74 \times 10^{-7}$
R^2 , em %	99,6	97,9
$n_{efetiva}$ (%)	15,30	13,60

Analisando os resultados obtidos em argamassas, pode-se assinalar que:

- houve maior variabilidade na determinação dos parâmetros obtidos em ensaios efetuados em argamassas mais plásticas, preparadas com índice de consistência (225 ± 10) mm, quando comparadas às misturas mais consistentes. Tal fato decorre da maior quantidade de água em relação àquela necessária à hidratação do cimento, assim como do aumento do volume de pasta. Contudo, este comportamento não foi evidenciado no cálculo de D_h para as misturas com a/c igual a 0,45;

- para as misturas com relações água/cimento 0,65 e 0,45, os valores médios de dispersividade mecânica (α) aumentaram quando se diminuiu a consistência das argamassas;

- para as misturas com relações água/cimento iguais a 0,45, a argamassa com menor índice de consistência (165 ± 5) mm apresentou valor médio do fator de retardamento (R_d) superior ao obtido com o emprego de índice de consistência igual a (225 ± 10) mm;

- os valores médios de coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) aumentaram quando se aumentou a relação água-cimento das argamassas, independentemente do seu índice de consistência, pois as misturas com menores relações água/cimento, a/c, têm uma estrutura interna mais densa, com uma conseqüente minimização do transporte de cloretos para o seu interior. À medida que a relação água-cimento vai aumentando, a matriz de argamassa vai se tornando mais permeável, levando a uma maior mobilidade dos íons através desse material;

- as argamassas mais plásticas, fabricadas a partir dos traços T-1B e T-3B e com índice de consistência (220 ± 10) mm, apresentaram valores médios do coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) superiores aos obtidos nas misturas mais consistentes, preparadas segundo os traços T-1A e T-3A e índice de consistência (165 ± 5) mm. Analisando-se os dados das Tabelas 4.17A, 4.18A e 4.19, referentes a este parâmetro, verifica-se ainda que os valores do coeficiente de variação situaram-se entre 11,80% e 42,80%. A fim de averiguar se o número de amostras utilizadas para se obter um valor médio foi adequado, devido à variação na dispersão dos resultados, determinou-se o intervalo de confiança com os resultados obtidos nos ensaios recorrendo-se à distribuição *t*-Student, uma vez que o número de amostras é inferior a 30. Com base nos dados contidos na Tabela 4.21, verifica-se que, à exceção da mistura efetuada a partir do traço T-1B, os demais os valores registrados nos ensaios encontram-se inscritos nos intervalos de confiança de 95%, podendo indicar que, para determinação do coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h), o número de

corpos de prova utilizados foi suficiente.

Tabela 4.21 – Determinação do intervalo de confiança (95%) para a verdadeira média, μ , do coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h)

Traço	n	Média amostral de D_h , cm^2/s	Desvio padrão da amostra, S , (cm^2/s)	C.V (%)	Variável t-student (n-1)	Faixa dos valores verdadeiros de D_h , μ , (cm^2/s)
T-1A	3	$4,25 \times 10^{-6}$	$5,78 \times 10^{-7}$	13,60	4,3127	$(2,81 - 5,69) \times 10^{-6}$
T-1B	6	$6,22 \times 10^{-6}$	$2,66 \times 10^{-6}$	42,80	2,5706	$(3,43 - 9,01) \times 10^{-6}$
T-2A	3	$1,57 \times 10^{-6}$	$1,84 \times 10^{-7}$	11,80	4,3217	$(1,11 - 2,03) \times 10^{-6}$
T-3A	4	$5,38 \times 10^{-7}$	$1,21 \times 10^{-7}$	22,50	3,1825	$(3,45 - 7,30) \times 10^{-7}$
T-3B	4	$6,76 \times 10^{-7}$	$1,19 \times 10^{-7}$	17,60	3,1825	$(4,86 - 8,65) \times 10^{-7}$

Quanto aos resultados dos ensaios realizados em concreto, verificou-se que com a diminuição da relação água/cimento de 0,65 para 0,55, o fator de retardamento (R_d) aumentou de 1,40 para 1,50, enquanto o coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) decresceu de $3,33 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ para $8,74 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Após intensa consulta à literatura pertinente, não se identificou qualquer pesquisa que contemplasse a realização de ensaios de coluna em argamassas e concretos com o objetivo de calcular os parâmetros aqui abordados, tais como: R_d , α , w e D_h . Contudo, Visudmedanukul (2004) obteve valores do fator de retardo (R_d) que variaram de 1,03 a 2,77, quando realizou 42 ensaios de coluna em misturas compostas por cimento Portland e betonita. Na referida pesquisa, os valores encontrados para o coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) situaram-se entre $2,17 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $1,03 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, enquanto os da velocidade enquadraram-se entre $3,5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ e $1,4 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Ressalta-se que o valor obtido para fator de tortuosidade (w) foi da ordem de 0,12.

Papadakis e colaboradores (1996) obtiveram valores entre $1,8$ e $20 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}$ para os coeficientes de difusão por meio de experimentos em diversos corpos de prova em ambiente saturado e com aplicação da 2ª lei de difusão de Fick. Nas pesquisas foram analisados o tipo de concreto e a relação água/cimento. Vedalakshmi e colaboradores (2008) realizaram ensaios de migração em concretos, cujos resultados do coeficiente de difusão foram de $5,34 \times 10^{-7}$ e $6,24 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$, correspondentes às misturas preparadas com relações água/cimento de 0,540 e 0,669, respectivamente. Bertolini (2010), ao realizar teste de difusão não estacionária em uma amostra de concreto com relação água/cimento de 0,70, depois de 35

dias de imersão em uma solução com 135g/l de NaCl, constatou um coeficiente de difusão de $2,3 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Rodrigues (2009) realizou ensaios em concretos saturados, fabricados com cimento tipo CP V-ARI RS, com índice de consistência de 100 mm e relações água/cimento iguais a 0,55 e 0,66, e obteve coeficientes de difusão de cloretos iguais a $1,34 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $1,45 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$, respectivamente. Salienta-se que para determinação desse parâmetro foram usados os perfis de penetração de cloretos e foi empregada a equação proposta por Crank (1975) para solucionar a 2ª lei de Fick, comumente adotada no cálculo de vida útil residual. Cabe destacar que essa metodologia utilizada contempla os fenômenos de advecção e dispersão hidrodinâmica.

ANDRADE (2001) realizou uma compilação dos principais parâmetros estatísticos relacionados ao coeficiente de difusão de cloretos em concretos, cujos dados são mostrados na Tabela 4.22, onde se observa que o coeficiente de variação atingiu valores da ordem de 74%.

Tabela 4.22 - Propriedades estatísticas do coeficiente de difusão de cloretos em concretos

Variável	Referências	Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação, %	Função densidade de probabilidade
Coeficiente de difusão, (cm^2/ano)	ENRIGHT et al. (1998)	1,29	0,12	9,0	Lognormal
	SCHIESSL et al. (1999)	3,00	1,05	35,0	Lognormal
	LOUNIS et al. (2001)	0,51	0,15	30,0	Lognormal
	BREITENBUCHER et al. (1999)	1,50	0,22	15,0	Normal
	MATSUSHIMA et al. (1998)	0,21	0,15	71,0	Lognormal
	VROUWENVELDER et al. (1999)	0,30	0,10	33,0	Lognormal
	STEWART et al. (1998)	0,63	0,47	74,0	Lognormal
	ZEMAJTIS (1998)	0,38	0,20	53,0	Gama

Fonte: modificado de Andrade (2001).

Arêas (2006) ao realizar ensaios de coluna em amostras de uma areia fina obteve grandes variações (duas ordens de grandeza) dos valores do coeficiente de difusão de cloretos, calculados a partir da equação estabelecida por Ogata e Banks(1961). Prezzi et al. (1996, apud DA SILVA, 2002) ao executarem medições do conteúdo de cloretos em diversos pontos em corpos de prova de concreto, com idade de 7,25 anos submersos em água do mar, obtiveram valores do referido parâmetro cujos coeficientes de variação se enquadraram entre

16% e 52%.

4.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS CURVAS DE RETENÇÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO

Os resultados dos ensaios de sucção total pelo método do papel filtro efetuados em corpos de prova de argamassa e de concreto encontram-se nas Tabelas 4.23 e 4.24, respectivamente. Nessas tabelas, pode-se verificar a correlação existente entre o teor de umidade gravimétrica de cada corpo de prova e o teor de umidade gravimétrica do papel filtro utilizado. A partir dos dados expostos, é possível também determinar a sucção ocorrida no período de equalização da troca de água entre os dois materiais.

As Figuras 4.26 e 4.27 apresentam os resultados obtidos para as curvas de retenção de água para os corpos de prova de argamassa e de concreto, respectivamente. Conforme se pode observar, principalmente para o caso dos corpos de prova de argamassa, os resultados obtidos se encontram bastante próximos. Isto indica que o uso de diferentes valores de A/C não foi capaz de alterar a distribuição de microporos do meio poroso. No caso dos corpos de prova de concreto, embora os resultados obtidos mostrem um nível de dispersão maior, eles ainda se encontram próximos um do outro. Desse modo, não fica evidenciada a influência da relação água/cimento nesse caso. Kumar (2010) utilizou-se da técnica de equilíbrio de vapor para determinar as curvas características de retenção de umidade de concretos fabricados com relações água-cimento iguais a 0,40, 0,50 e 0,60. Os resultados também mostraram que a pressão capilar aumenta gradualmente à medida que se diminui o grau de saturação da amostra. Perfis semelhantes foram obtidos para todas as três misturas de concreto.

Tabela 4.23 – Resultados dos ensaios de sucção em corpos de prova de argamassa

Dados		Teor de umidade gravimétrica do papel filtro (%)	Teor de umidade gravimétrica do corpo de prova (%)	Sucção (kPa)	Umidade volumétrica, Θ , do corpo de prova (%)		
Características dos traços	A/C = 0,650	T-1A (165±5) mm	13,32	3,10	10264,37	6,19	
			25,36	6,83	1829,75	13,64	
			28,41	7,69	1183,56	15,35	
			34,26	8,48	511,55	16,94	
		T-1B (225±10) mm	10,71	3,01	14925,79	6,02	
			19,02	5,26	4541,30	10,50	
			23,61	6,75	2353,27	13,48	
			25,99	7,65	1671,91	15,27	
			35,63	9,80	420,41	19,57	
			36,36	10,79	378,60	21,55	
		A/C = 0,550	T-2A (165±5) mm	11,98	3,03	12440,62	6,04
				12,23	3,03	12000,70	6,05
	19,97			5,32	3963,11	10,62	
	23,13			6,34	2520,18	12,65	
	23,42			6,56	2416,33	13,11	
	25,50			7,20	1794,32	14,38	
	26,63			7,65	1592,45	15,29	
	T-2B (225±10) mm		28,45	7,82	1175,57	15,62	
			32,16	8,01	691,27	15,99	
			34,81	8,93	472,80	17,83	
			13,34	3,68	10232,54	7,34	
			22,37	5,98	2809,86	11,94	
	A/C = 0,450	T-3A (165±5) mm	27,69	7,66	1311,75	15,29	
			32,41	8,05	666,92	16,08	

Tabela 4.24 – Resultados dos ensaios de sucção em corpos de prova de concreto

Dados				Teor de umidade gravimétrica do papel filtro (%)	Teor de umidade gravimétrica do corpo de prova (%)	Sucção (kPa)	Umidade volumétrica, Θ , do corpo de prova (%)
Características dos traços	A/C = 0,650	T-4A	(140±20) mm	28,17	4,54	1223,89	10,23
				47,07	7,16	79,73	16,12
				39,22	6,96	251,53	15,67
	A/C = 0,550	T-5A	(140±20) mm	21,90	4,54	3002,78	10,22
				41,67	7,04	177,15	15,85
				38,22	5,72	290,36	12,88
				35,74	6,45	414,17	14,53
				38,21	5,89	290,73	13,27
	A/C = 0,450	T-6A	(140±20) mm	20,57	5,20	3637,87	11,72
				48,64	6,79	73,49	15,30
				35,41	6,18	433,80	13,93
				33,13	6,04	601,87	13,60

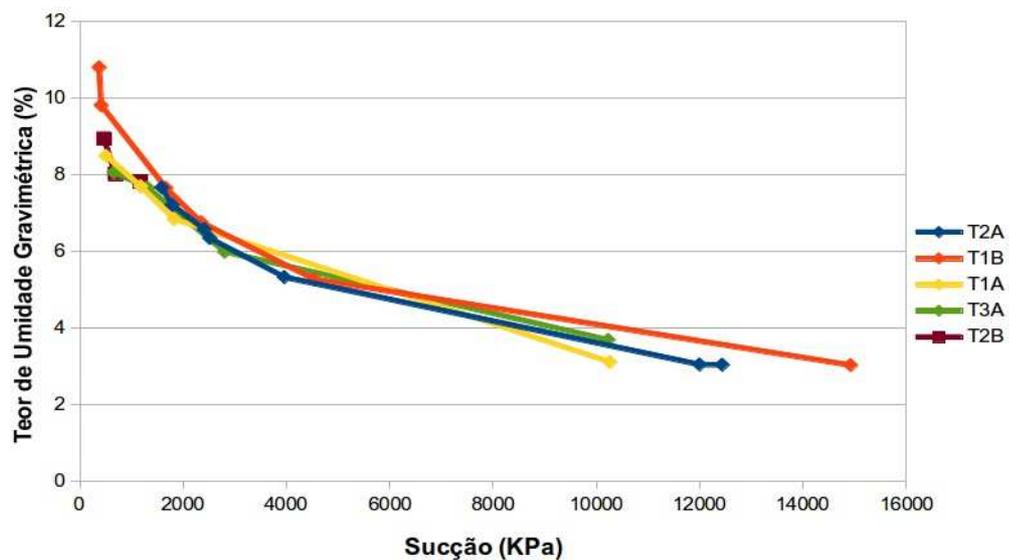


Figura 4.26 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade gravimétrica de amostras de argamassa fabricadas a partir dos traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A

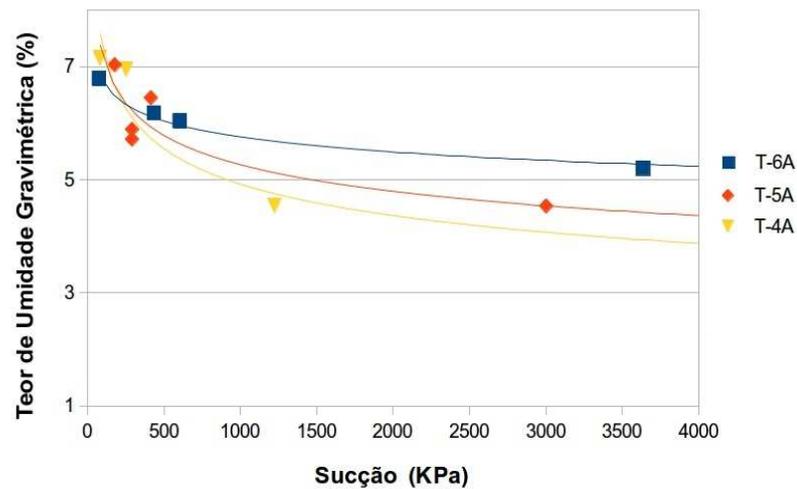


Figura 4.27 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade gravimétrica de amostras de concreto fabricadas a partir dos traços T-4A, T-5A e T-6A

Em função dos resultados encontrados, utilizou-se o modelo proposto por Van Genuchten (1980) para representar a curva de retenção de água de meios porosos (ver Equação 3.9 no Capítulo 3) para ajustar os dados experimentais obtidos considerando todos os valores em conjunto, independentemente do A/C de cada traço em particular. As Figuras 4.28 e 4.29 mostram os resultados obtidos ajustados ao modelo proposto por Van Genuchten (1980), os quais são discriminados na Tabela 4.25. A Tabela 4.26 apresenta um resumo dos parâmetros do modelo, obtidos pelo uso do método dos mínimos quadrados. A planilha da suíte do LibreOffice® foi utilizada na realização dos ajustes.

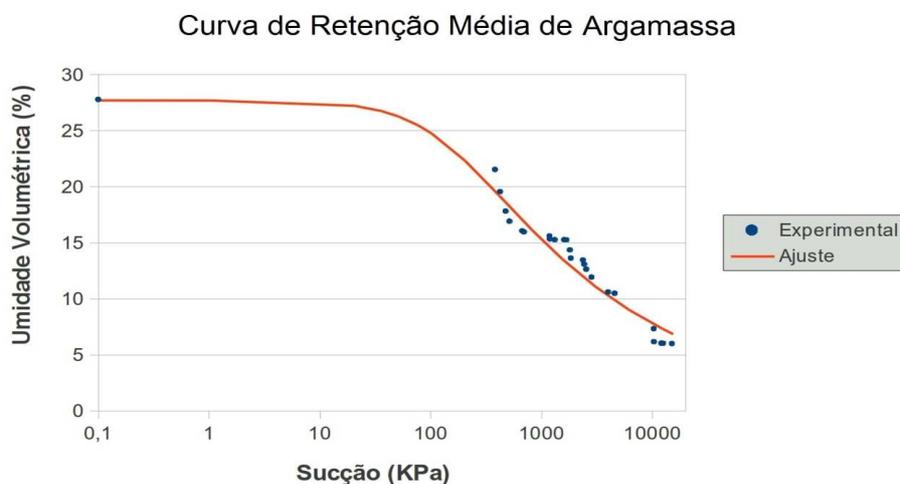


Figura 4.28 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de argamassa, contemplando os traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A

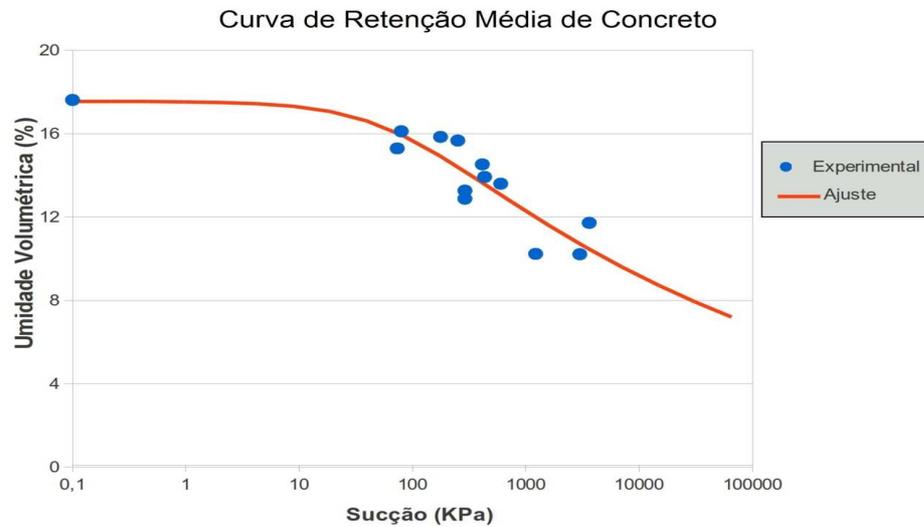


Figura 4.29 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de concreto, contemplando os traços T-4A, T-5A e T-6A

Tabela 4.25 – Valores ajustados de sucção e umidade volumétrica de argamassas e concretos, obtidos a partir dos dados experimentais

Argamassa (T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A)		Concreto (T-4A, T-5A e T-6A)	
Sucção (kPa)	Umidade volumétrica, Θ , (%)	Sucção (kPa)	Umidade volumétrica, Θ , (%)
0,0500	27,79981	0,1000	17,6209
0,1000	27,7995	0,2100	17,6195
1,0000	27,7896	0,4410	17,6165
20,0000	27,3201	0,9261	17,6098
35,0000	26,8541	1,9448	17,5953
50,0000	26,3713	4,0841	17,5638
75,0000	25,5803	8,5766	17,4974
100,0000	24,8358	18,0108	17,3640
200,0000	22,4126	37,8228	17,1184
400,0000	19,3806	79,4280	17,7222
800,0000	16,2598	166,7988	16,1769
1500,0000	13,6665	350,27750	15,5277
3000,0000	11,1975	735,5827	14,8312
6000,0000	9,1416	1544,7237	14,1281
12000,0000	7,4519	3243,9199	13,4407
15000,0000	6,9764	6812,2318	12,7788
-	-	14305,6869	12,1460
-	-	30041,9424	11,5430
-	-	63088,0792	10,9693

Tabela 4.26 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água, segundo o modelo de Van Genuchten (1980), para argamassas e concretos, determinados pelo procedimento de regressão linear

Parâmetros	Argamassas (T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A)	Concretos (T-4A, T-5A e T-6A)
θ_s ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,27799	0,17622
θ_r ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0	0
n	1,29634	1,068775
m	0,22859	0,06434
α (kPa^{-1})	0,007066691	0,0156045743
R^2	94,88%	80,84%

Como ainda não é prática da engenharia conhecer previamente nem a sucção dos concretos e das argamassas nem a sua variação pela influência o teor de umidade, neste trabalho incluiu-se uma tabela (Tabela 4.27), em que se encontra um resumo dos parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água para diferentes solos, segundo o modelo de Van Genuchten (1980). Esse procedimento é bastante usado na área geotécnica, pois tais informações são de fundamental importância para se analisar o comportamento desses materiais em estado de não saturação. Quando se compara os parâmetros obtidos em concretos com os pesquisados em solos, observa-se que os valores são bastante díspares e podem ser explicados pela diferença significativa entre a microestrutura do concreto e a do solos, como caracterizado pela porosidade, a distribuição do tamanho dos poros, a tortuosidade, conectividade e finura dos poros.

Tabela 4.27 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água, segundo o modelo de Van Genuchten (1980), para diferentes solos do Cerrado

Parâmetros	Classes de solo		
	Neossolo Quartzarênico distrófico (RQ ₁) *	Latossolo Vermelho-Amarelo distrófico (LVAd ₂) *	Latossolo Vermelho distrófico (LVd)*
θ_s ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,4436	0,5163	0,4797
θ_r ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,0889	0,2474	0,1861
n	1,9057	1,3690	1,2847
m	0,4753	0,2695	0,2216
α (kPa^{-1})	0,4012	0,3821	0,3111

* Classes de solos segundo Embrapa (1997).

Hendrickx, Roels e Balen (2010) executaram ensaios de sucção pelo método da placa de pressão, em argamassas de cal e de cimento. As características desses materiais e os seus valores de umidade volumétrica na saturação (θ_s), umidade volumétrica residual (θ_r) e coeficiente de permeabilidade na saturação (k_{sat}) encontram-se mencionados na Tabela 4.28.

Tabela 4.28 – Composição, propriedades e parâmetros de sucção de argamassas elaboradas com cal ou cimento

Dados	Argamassas	
	Com cal	Com cimento
Aglomerante/areia (kg/kg)	0,112	0,218
Água/aglomerante (kg/kg)	2,016	0,907
Superfície específica do aglomerante (m ² /g)	12,0	1,30
Diâmetro médio dos grãos do aglomerante (µm)	6,03	12,50
θ_s (m ³ . m ⁻³)	0,33	0,30
θ_r (m ³ . m ⁻³)	0,130	0,050
k_{sat} (m/s)	$2,27 \times 10^{-7}$	$6,17 \times 10^{-7}$

Fonte: Hendrickx, Roels e Balen (2010).

Segundo Freitas, Torres e Guimarães (2008), o desenvolvimento da curva de sucção depende da lei de distribuição, dos raios dos poros e da sua variação. Estes pesquisadores realizaram vários ensaios para caracterizar a degradação de edifícios portugueses em função da umidade ascensional proveniente do solo, que por capilaridade migra através dos materiais porosos que constituem as paredes e pavimentos dessas construções. A Figura 4.30 mostra as curvas dos ensaios de pressão capilar (sucção) realizados em diversos materiais (concreto, argamassa, gesso e poliuretano expandido). Verifica-se que o valor de pressão de sucção (100N/m²) assinalado nessa figura para concretos com 100% de saturação, está compatível ao mencionado (0,100 kPa) na Tabelas 4.25, considerando o material estudado com o mesmo grau de saturação.

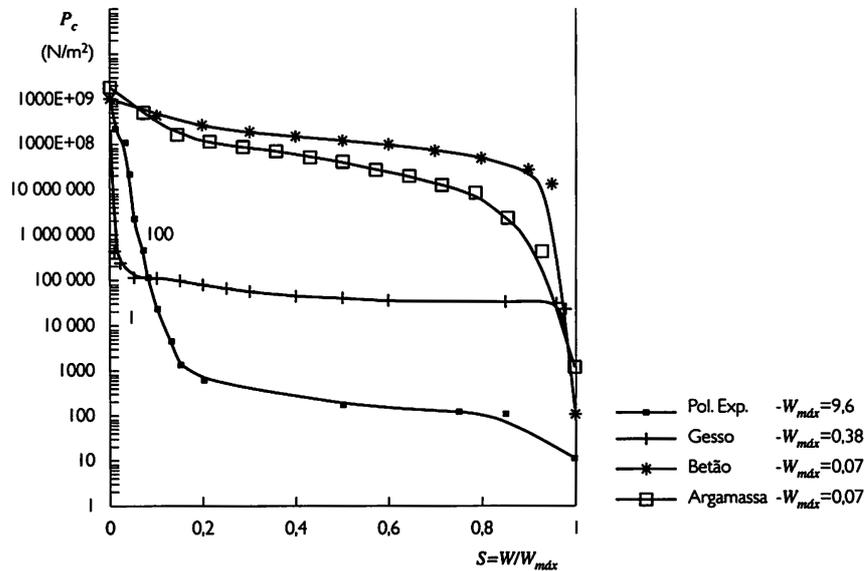


Figura 4.30 – Curvas de pressão capilar (sucção) de vários materiais porosos
 Fonte: Freitas, Torres e Guimarães (2008).

4.6 MODELAGEM DO TRANSPORTE DE CLORETOS EM CAMADAS DE CONCRETO E ARGAMASSA

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de coluna e de papel filtro apresentados anteriormente neste trabalho foram utilizados para a modelagem do transporte de cloretos em meios porosos constituídos de argamassa e de concreto. Para tanto, foram utilizados os aplicativos comerciais SEEP/W e CTRAN/W, ambos da suíte Geostudio de aplicativos para geotecnia, da GeoSlope International. O SEEP/W é um aplicativo que utiliza o método dos elementos finitos para a resolução de problemas de fluxo em meio poroso, podendo ser utilizado tanto para meios porosos saturados como não saturados, em análises estacionárias e transientes. Este aplicativo abrange uma diversidade de métodos e modelos para a representação da curva de retenção e da curva de condutividade hidráulica, dentre os quais os modelos de Van Genuchten. Uma diversidade de condições de contorno, constantes ou diferidas no tempo, ou mesmo decorrentes de outras variáveis, pode ser utilizada. Dessa forma, com o uso do aplicativo SEEP/W foi possível determinar o movimento esperado para a água intersticial nas camadas superficiais de concreto e argamassa, para as condições de contorno escolhidas e julgadas como adequadas para a modelagem do problema. Em outras palavras, com o uso do SEEP/W foi possível resolver a parcela da advecção no transporte de

cloreto pelo meio poroso. Os dados de fluxo de água, ou seja, o resultado das simulações realizadas no SEEP/W, assim como a malha de elementos finitos empregada nas simulações foram exportados para o CTRAN/W para se proceder à simulação do transporte do cloreto propriamente dita. O CTRAN/W é um aplicativo que utiliza o método das diferenças finitas para a simulação do transporte de substâncias miscíveis em meios porosos. Munido dos dados provenientes do SEEP/W relativos à advecção, este aplicativo acrescenta informações para esclarecer o mecanismo de transporte de cloretos, pois permite avaliar aspectos tais como: a influência dos fenômenos de dispersão mecânica, difusão molecular e de atenuação (coeficientes de distribuição, K_d , e de retardo, R_d). Desse modo, os resultados obtidos dos ensaios de coluna para cada traço foram empregados para se efetivar a simulação desejada com o uso desse aplicativo (cf. Tabelas 4.17 a 4.20).

Os resultados a serem obtidos com a realização de simulações numéricas sempre dependem das condições assumidas em cada caso. Nesta pesquisa, eles vão depender das condições iniciais adotadas para o meio poroso. Um meio poroso mais seco, por exemplo, possuirá maiores valores de sucção da água intersticial, resultando normalmente em maiores valores de gradientes hidráulicos e num maior avanço da penetração da água e dos componentes nela dissolvidos ao longo do tempo, em comparação com os resultados obtidos em meios porosos mais úmidos. Vale ressaltar, contudo, que a permeabilidade do meio decresce com a sua sucção, contrabalançando a ocorrência de maiores gradientes hidráulicos, de forma que o resultado obtido pode mudar em função da distribuição porosimétrica do meio poroso analisado.

4.6.1 Estipulação das condições iniciais do meio poroso

Para o estabelecimento das condições iniciais do meio poroso, utilizou-se o SEEP/W para a simulação de um problema estacionário. Este problema, por sua vez, foi pensado de forma tal que o seu resultado produzisse valores de umidade e sucção homogêneos ao longo da malha de elementos finitos. Para que a simulação pudesse ser efetuada, foram necessárias duas etapas: a primeira relativa à definição da geometria, da malha de elementos finitos e das condições de fronteira; a segunda concernente à escolha dos parâmetros representativos das características dos materiais. Como se tratava de um problema estacionário, o valor da umidade volumétrica de saturação (numericamente igual à porosidade) e o valor da

permeabilidade saturada do meio foram necessários. Para se estimar a sucção a ser adotada como valor inicial para o meio poroso, tomou-se como base o trabalho apresentado por Lima (2011), conforme visto anteriormente. Em seu trabalho, Lima (2011) apresenta valores de variação da umidade relativa (UR) no interior de uma camada de concreto de cobrimento que se situaram no intervalo entre 80% e 90%. Desta forma, duas condições iniciais foram consideradas para o meio poroso, uma relativa a um grau de saturação de 80% de água nos poros intersticiais e outra relativa a um valor de UR = 90%. Para o cálculo da sucção (Ψ) associada a cada valor de umidade relativa, foi utilizada a Equação 4.1 (FREDLUND; RAHARDJO, 1993):

$$\Psi (kPa) = \frac{-\ln(UR) \cdot R \cdot T \cdot \rho_w}{Yr} \quad (4.1)$$

onde:

R é a constante universal dos Gases (8,31432 J/mol.K);

T é a temperatura (K);

ρ_w equivale à densidade da água (kg/m³);

Yr é a massa molecular do vapor de água (kg/mol);

Ψ é a sucção da água no meio poroso (Pa) e

UR é a umidade relativa do ar intersticial.

Considerando os valores de UR = 80% e UR = 90% na Equação 4.1, obtêm-se valores de sucção correspondentes a 30 590 kPa e 14 450 kPa, respectivamente. A Figura 4.31, a seguir, ilustra a malha de elementos finitos empregada para a simulação das condições iniciais do problema. Esta mesma malha foi utilizada nas simulações seguintes de fluxo de água e de transporte de cloretos pela camada superficial de concreto. Os pontos e linhas em vermelho significam a adoção de condições de contorno do tipo pressão intersticial de água (u). Desta forma, aplicou-se em todos os lados da malha o valor de pressão de água correspondente à sucção calculada para cada situação inicial conhecida. O resultado da simulação deste problema é a obtenção de um meio poroso com iguais valores de sucção em todos os pontos, conforme se pode notar na Figura 4.32. Nesta figura, todo o domínio se encontra preenchido com uma só cor, indicando que a pressão intersticial é a mesma em todos os pontos.

Obtidas as condições iniciais do meio poroso pôde-se passar para a fase seguinte, de

modelagem do fluxo de água neste meio.

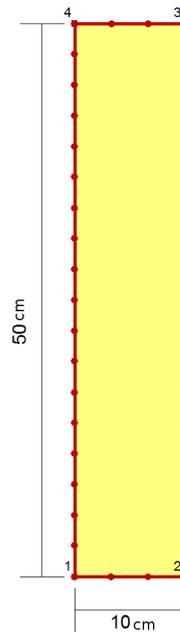


Figura 4.31 – Malha de elemento finito empregada com a condição de contorno (linha em vermelho) relativa à imposição das pressões de água desejadas em todas as suas laterais

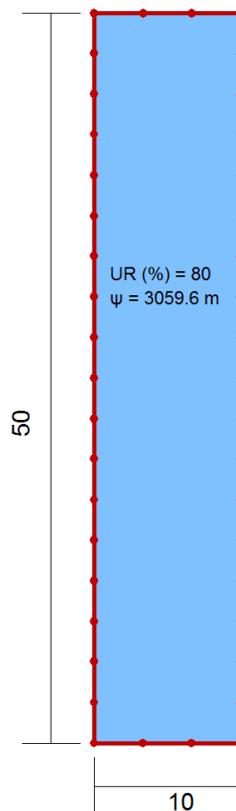


Figura 4.32 – Resultados obtidos do SEEP/W para as condições iniciais do problema, em que se mostra que a pressão interna é a mesma em todos os pontos

4.6.2 Modelagem do processo de fluxo

Estabelecidas as condições iniciais do meio poroso, a simulação do processo de fluxo foi realizada. Primeiramente a malha de elementos finitos estabelecida para a imposição das condições iniciais ao meio foi importada, e os resultados obtidos da simulação na etapa anterior foram utilizados como valor inicial para a esta nova etapa. Para a simulação do fluxo, as condições de contorno do problema tiveram de ser modificadas conforme ilustrado na Figura 4.33. Nesta figura, as condições de contorno do lado direito, em azul, impõem ao domínio um valor de pressão neutra nulo (pressão atmosférica). Como todos os pontos do domínio possuem valores de pressão negativos, calculados em função da UR nos poros intersticiais, se formará um gradiente de energia que irá fazer a sucção da água para dentro do domínio. A adoção de um valor de pressão de água igual à pressão atmosférica equivale, em termos práticos, a uma situação em que o aerossol marinho é forte o suficiente para aportar água em abundância à superfície da fachada da edificação. Trata-se portanto de uma situação a favor da segurança, somente atendida em edificações situadas muito próximas ao mar. Para as outras três faces do domínio, não há imposição de condições de contorno, o que, por definição do aplicativo, transforma estas superfícies em impermeáveis.

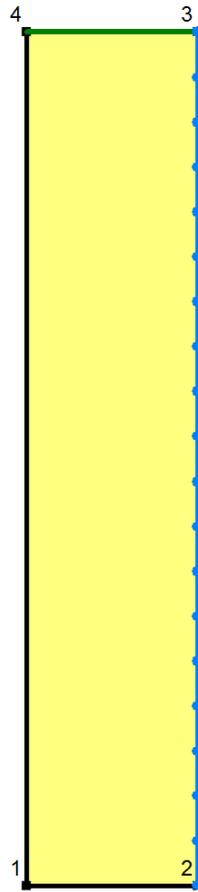


Figura 4.33 – Malha de elementos finitos e condições de contorno utilizadas para a simulação do fluxo

Ao contrário da primeira fase, o processo de fluxo será agora transiente e dependerá de mais parâmetros para que possa ser executado. Assim, os dados da curva de retenção obtidos para cada traço de argamassa e de concreto foram inseridos no aplicativo especificamente para a execução de cada uma das simulações. A Figura 4.34 ilustra a curva de retenção do traço T-1A, após a sua inserção no aplicativo, usando-se o modelo de Van Genuchten. Com esta curva e utilizando o valor da permeabilidade saturada do meio, o programa estimou a curva de condutividade hidráulica, que fornece o valor da permeabilidade não saturada da argamassa, para cada valor de sucção (Figura 4.35).

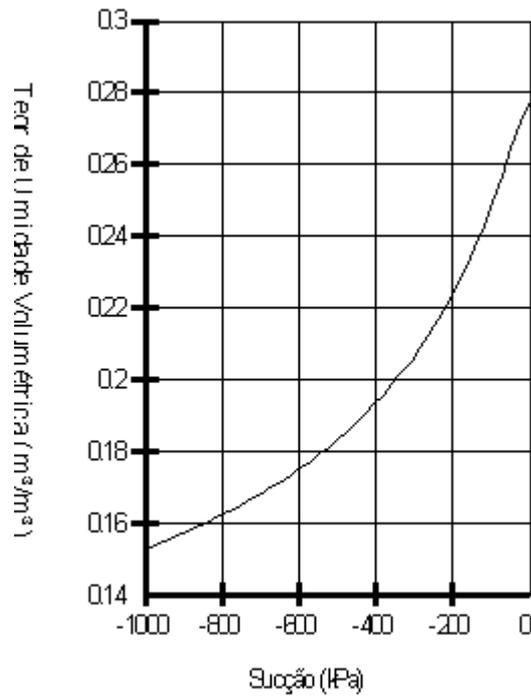


Figura 4.34 – Curva de teor de retenção introduzida no aplicativo. Modelo de Van Genuchten. Traço T-1A de argamassa

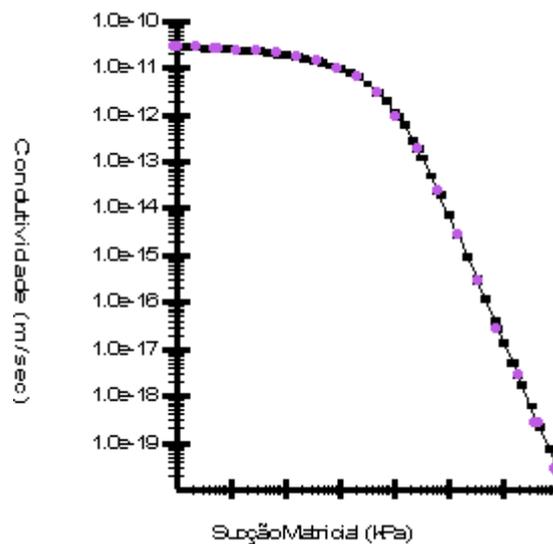


Figura 4.35 – Curva de condutividade hidráulica. Modelo de Van Genuchten. Traço T-1A de argamassa

O tempo final para a simulação do processo de fluxo foi escolhido de forma interativa, a fim de que houvesse tempo para que a frente de infiltração atingisse pelo menos 30 mm superfície adentro. Em outras palavras, este valor foi assumido como uma espessura

média de cobertura para as obras na prática da engenharia atual. Nas Figuras 4.36 a 4.42 seguintes, são apresentados os resultados obtidos pelas simulações de fluxo realizadas. Para cada traço, são mostrados os resultados obtidos para as duas condições iniciais adotadas para o meio poroso. E para cada traço e condição inicial, os resultados obtidos são apresentados na forma de contornos de valores de umidade volumétrica para o tempo final de simulação e na forma de gráficos que retratam o avanço da frente de infiltração em função do tempo.

ARGAMASSA

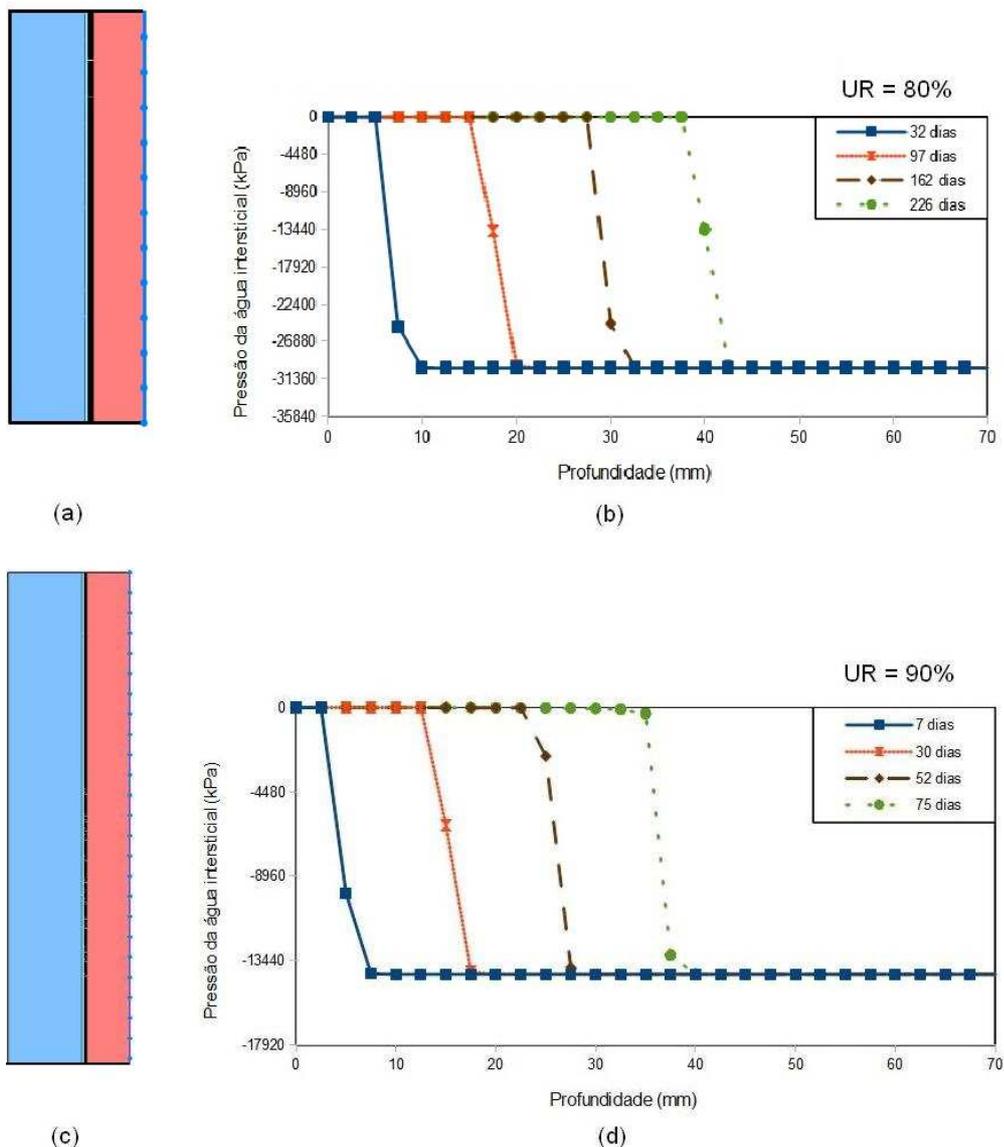


Figura 4.36 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%

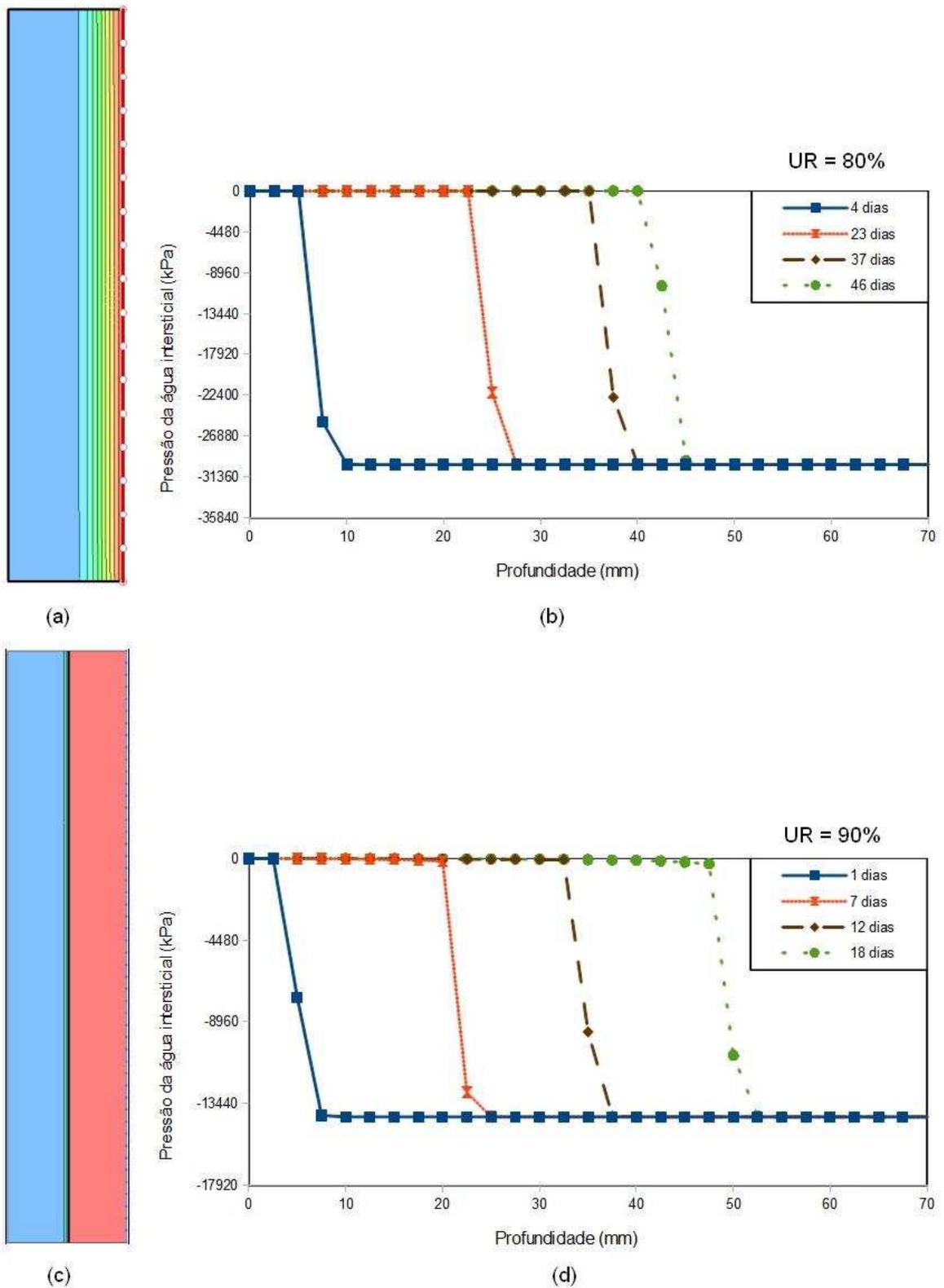


Figura 4.37 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o traço T-1B com UR=90%

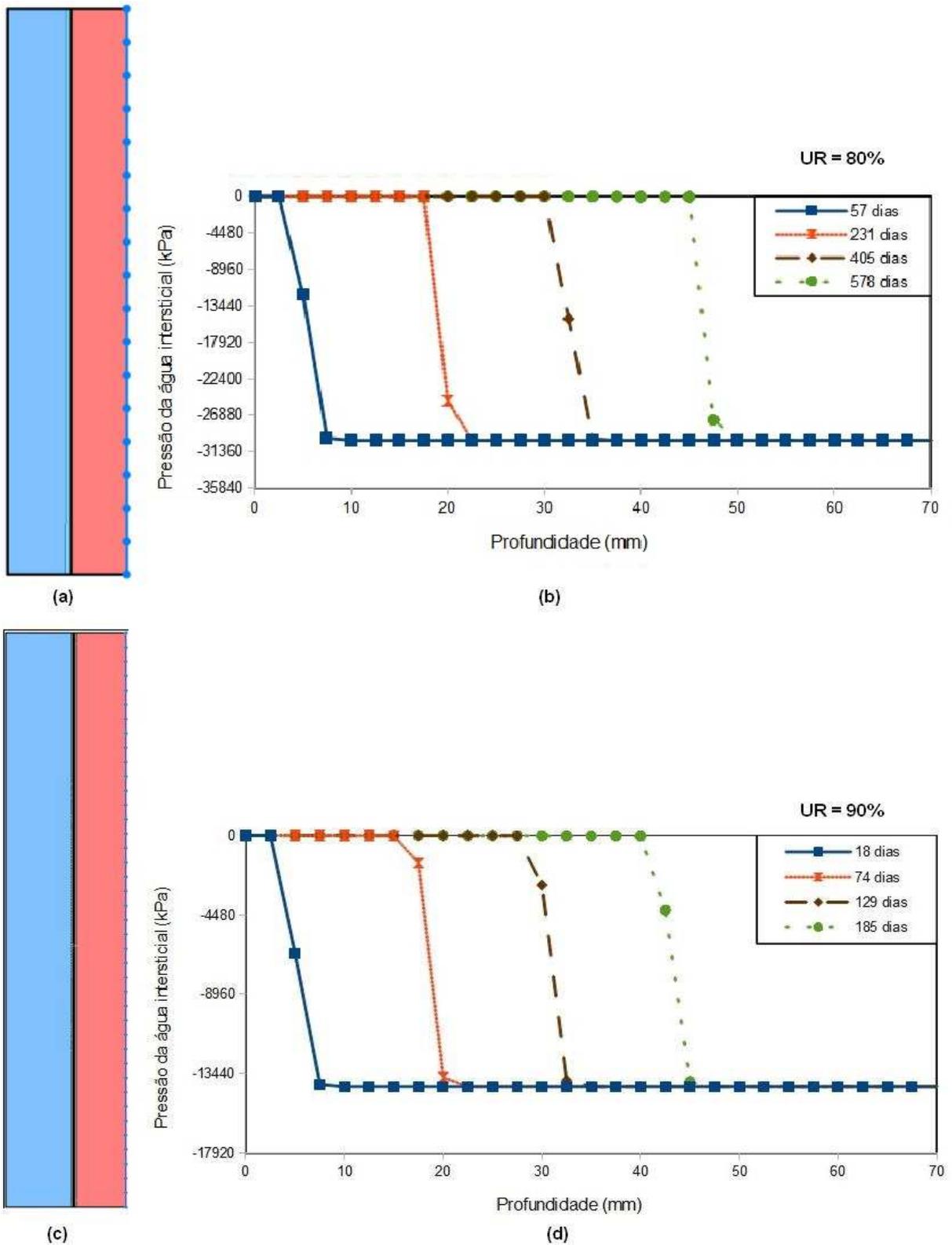


Figura 4.38 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-2A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (T-2A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com UR=90%

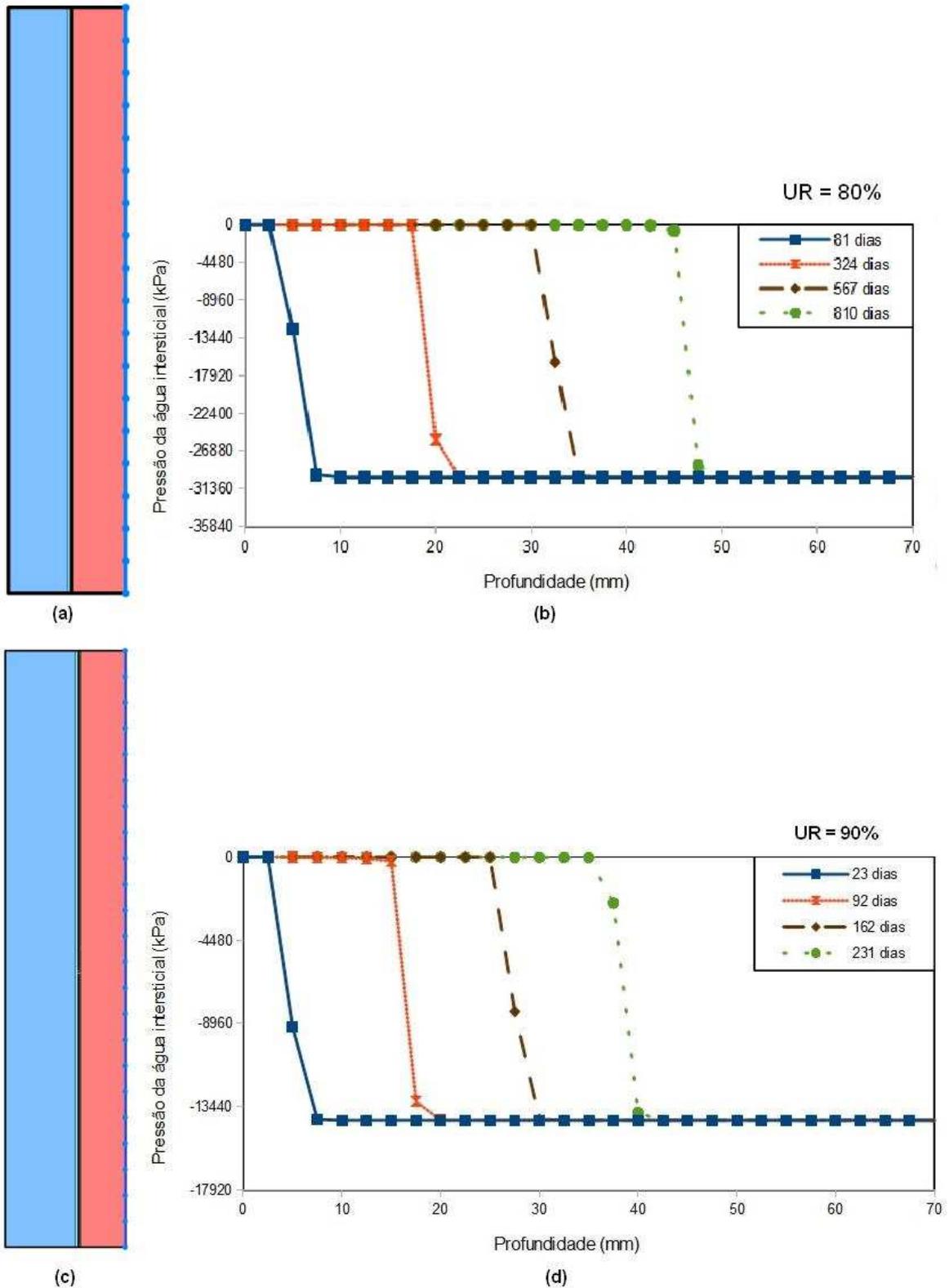


Figura 4.39 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%

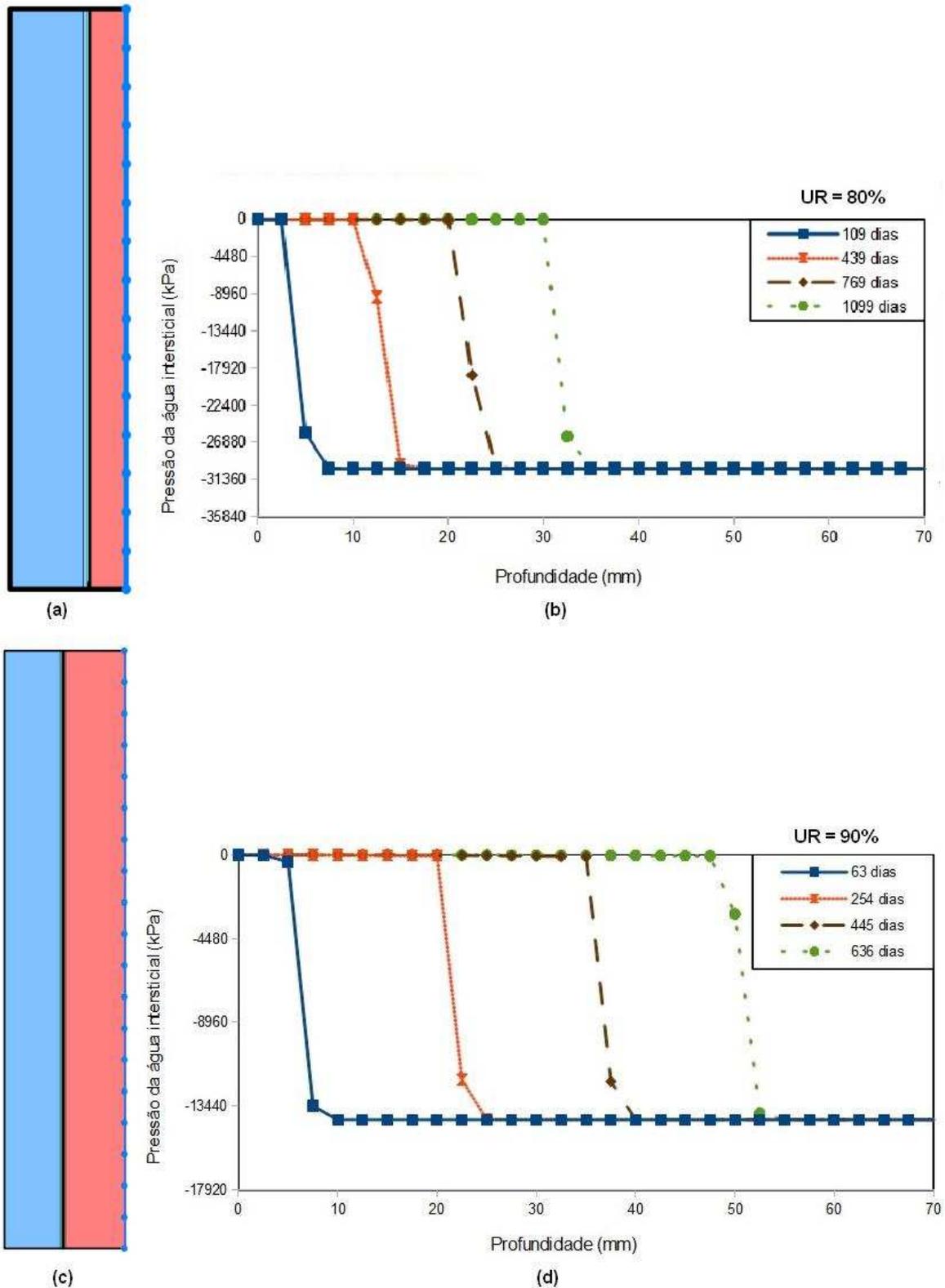
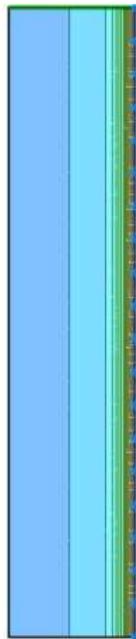
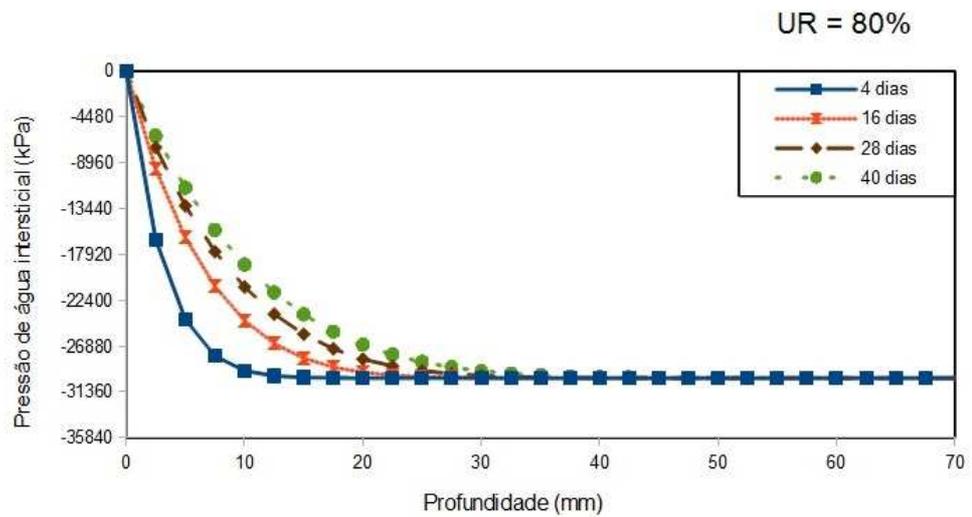


Figura 4.40 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%

CONCRETO



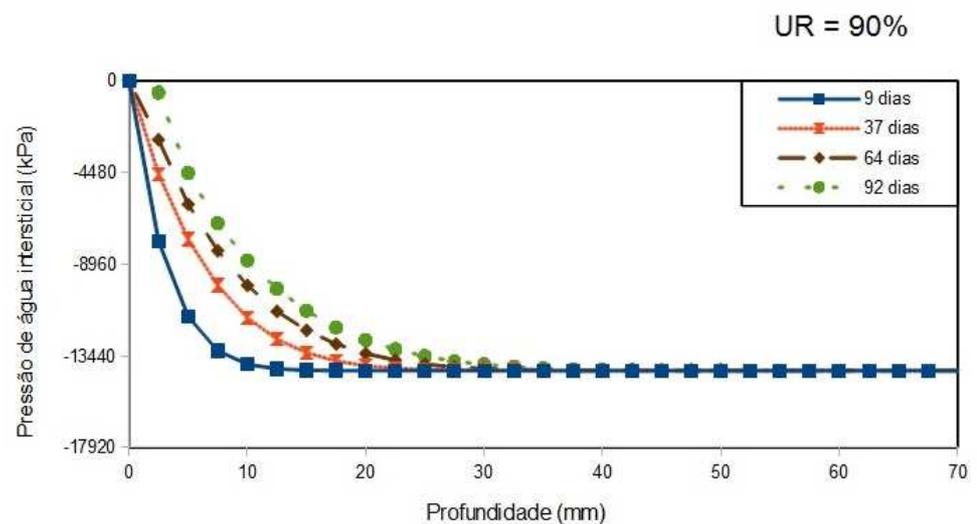
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.41 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-4A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=90%

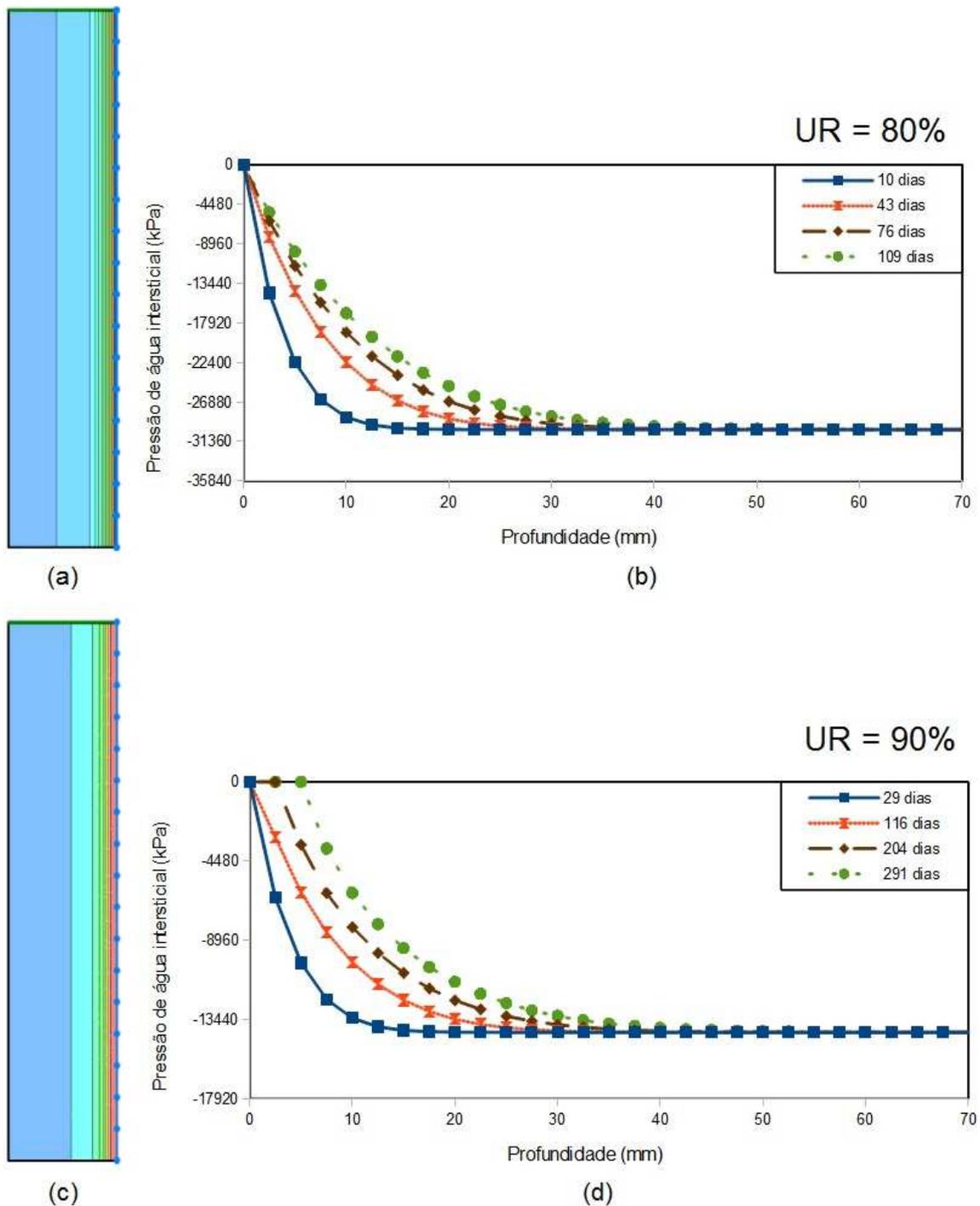


Figura 4.42 – (a) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do fluxo no corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%

4.6.3 Modelagem do processo de transporte de cloreto

Os resultados obtidos com o uso do SEEP/W na etapa anterior (malha de elementos finitos, valores de velocidade, umidade volumétrica e sucção para cada ponto da malha) foram importados pelo CTRAN/W para a simulação do processo de transporte de cloretos pelo meio poroso. A Figura 4.43 ilustra a imposição das condições de contorno do problema no CTRAN/W.

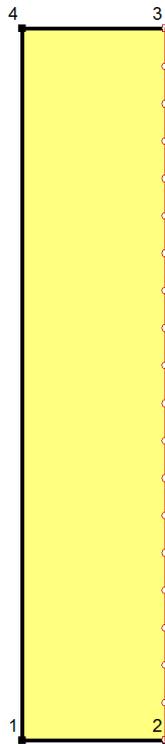


Figura 4.43 – Malha de elementos finitos e condições de contorno utilizadas para a simulação do transporte de cloretos

Nesta figura, nos pontos situados na face à direita foram impostos valores de concentração de cloretos iguais aos valores esperados para a água do mar. Todo o restante do domínio é considerado como tendo uma concentração nula de cloreto.

Para a execução da simulação do transporte de cloreto pelo CTRAN/W, os dados obtidos nos ensaios de coluna tiveram de ser inseridos no aplicativo. A título de ilustração, a Figura 4.44 apresenta a inserção dos parâmetros de transporte de contaminantes referentes à atenuação do cloreto pelo meio poroso para o caso do traço T1A. Nos experimentos de

coluna, a interação do cloreto com o meio poroso foi representada pela escolha do valor de R_d que conduzisse ao melhor ajuste aos dados experimentais. Contudo, o valor do R_d não é inserido diretamente no CTRAN/W, mas sim a isoterma do meio, considerando o soluto de interesse. Neste caso, para cada traço, foram utilizados os valores de R_d obtidos para cada uma das concentrações do ensaio de coluna, levando-se em consideração as Equações 4.2 e 4.3 apresentadas na sequência para a construção da isoterma equivalente.

$$K_d = (R_d - 1) \cdot \frac{\theta}{\rho_d} \quad (4.2)$$

onde:

K_d é o coeficiente de partição;

R_d é o fator de retardo;

θ é a porosidade e

ρ_d corresponde a densidade seca (g/cm^3).

$$S = C_o \cdot K_d \quad (4.3)$$

onde:

S é adsorção (mg/kg);

C_o é a concentração inicial de cloretos (mg/ℓ) e

K_d corresponde ao coeficiente de partição (ℓ/kg ou cm^3/g).

O valor do K_d foi calculado a partir do valor do R_d obtido dos ensaios de coluna. Tendo-se obtido o valor K_d e sendo conhecida a concentração de cloreto na solução influente (C_o), calculou-se o valor de S de forma que a isoterma introduzida no aplicativo representasse exatamente o valor de R_d calculado nos ensaios de coluna efetuados.

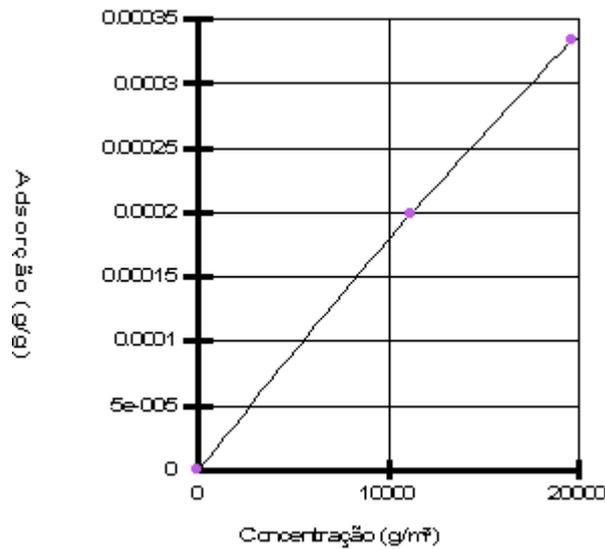


Figura 4.44 – Isotherma equivalente adotada para o caso do traço T-1A

O CTRAN/W oferece a possibilidade de se considerar o efeito que a saturação do meio tem no valor do coeficiente de difusão. Para que isso fosse levado em conta, já que em todos os ensaios realizados neste trabalho o meio se encontrava saturado de água, foram utilizados dados de literatura para a derivação de curvas de variação do coeficiente de difusão em função da saturação, ou da umidade volumétrica no presente caso (NIELSEN; GEIKER, 2003; RODRIGUES, 2009). Para tanto, obteve-se a Equação 4.4 que correlaciona a variação do coeficiente de difusão de materiais (pasta, argamassa ou concreto) com o seu grau de saturação.

$$\frac{D}{D_{sat}} = 1 - e^{\left\{ 1 - \left(\frac{100}{100 - Sr + a} \right)^b \right\}} + \frac{(100 - Sr) \cdot a \cdot b}{10000} \quad (4.4)$$

onde:

D é o coeficiente de difusão do material não saturado (cm^2/s);

D_{sat} é o coeficiente de difusão do material saturado (cm^2/s);

Sr corresponde ao grau de saturação do material;

a e b são iguais a 0,4 e correspondem aos parâmetros que propiciaram melhor ajuste da equação.

A Figura 4.45 apresenta a curva do coeficiente de difusão utilizada para a simulação do transporte de cloreto no meio pelo CTRAN/W, para o caso do traço T-1A. Neste aplicativo, os fenômenos de difusão molecular e dispersão mecânica são tratados de forma separada. O coeficiente de difusão molecular é inserido no aplicativo conforme descrito neste item. A dispersão mecânica é considerada por meio da inserção do valor do coeficiente de dispersão mecânica, α , do meio. Embora o aplicativo permita a utilização de valores diferentes de α nas direções longitudinal e transversal ao fluxo, estes valores foram considerados como sendo iguais na realização das simulações numéricas.

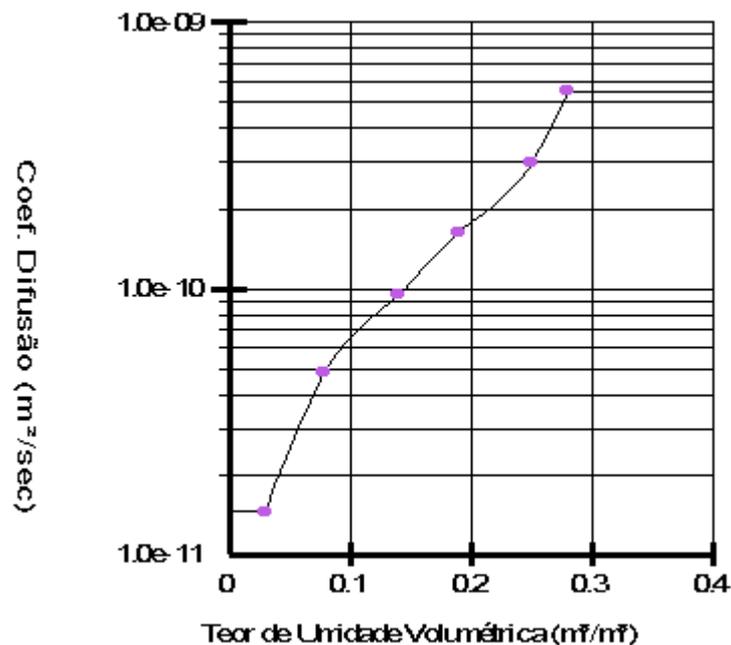


Figura 4.45 – Correlação entre o coeficiente de difusão de cloretos e o teor de umidade volumétrica de argamassa fabricada a partir do traço T-1A

As Figuras 4.46 a 4.52 ilustram os resultados obtidos pelo CTRAN/W, de forma semelhante à utilizada para apresentação dos resultados no caso da simulações de fluxo executadas pelo SEEP/W.

Os dados contidos na Figura 4.53 referem-se aos concretos com grau de saturação de 69,20% e foram obtidos com o objetivo de permitir a comparação dos valores encontrados por SILVA (2010), cuja pesquisa foi efetuada em peças denominadas de tetrápodes, fabricadas com cimento Portland especial para pré-moldados, com características de alta resistência inicial, resistente a sulfatos e contendo 12% de cinza volante.

ARGAMASSA

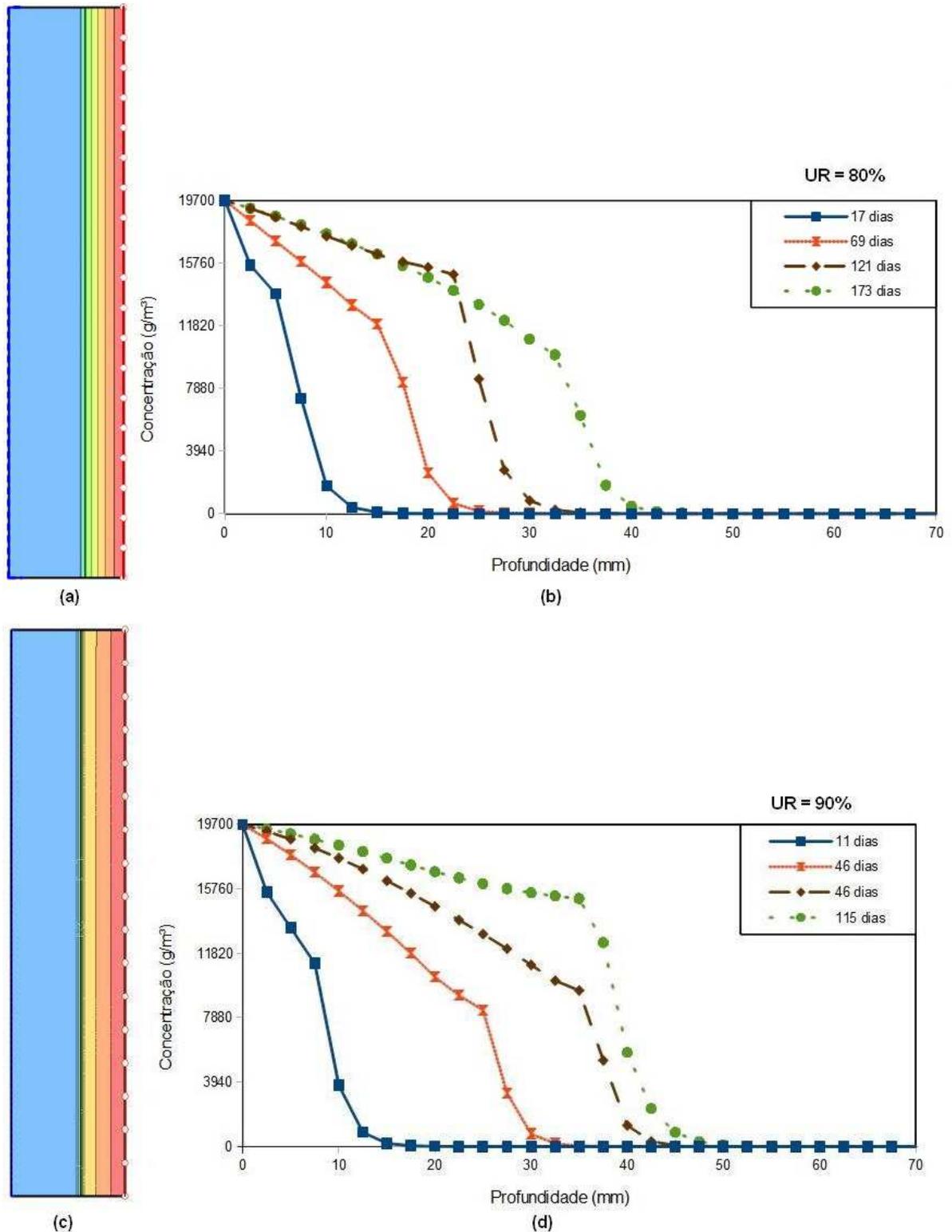


Figura 4.46 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1A) com UR=90%

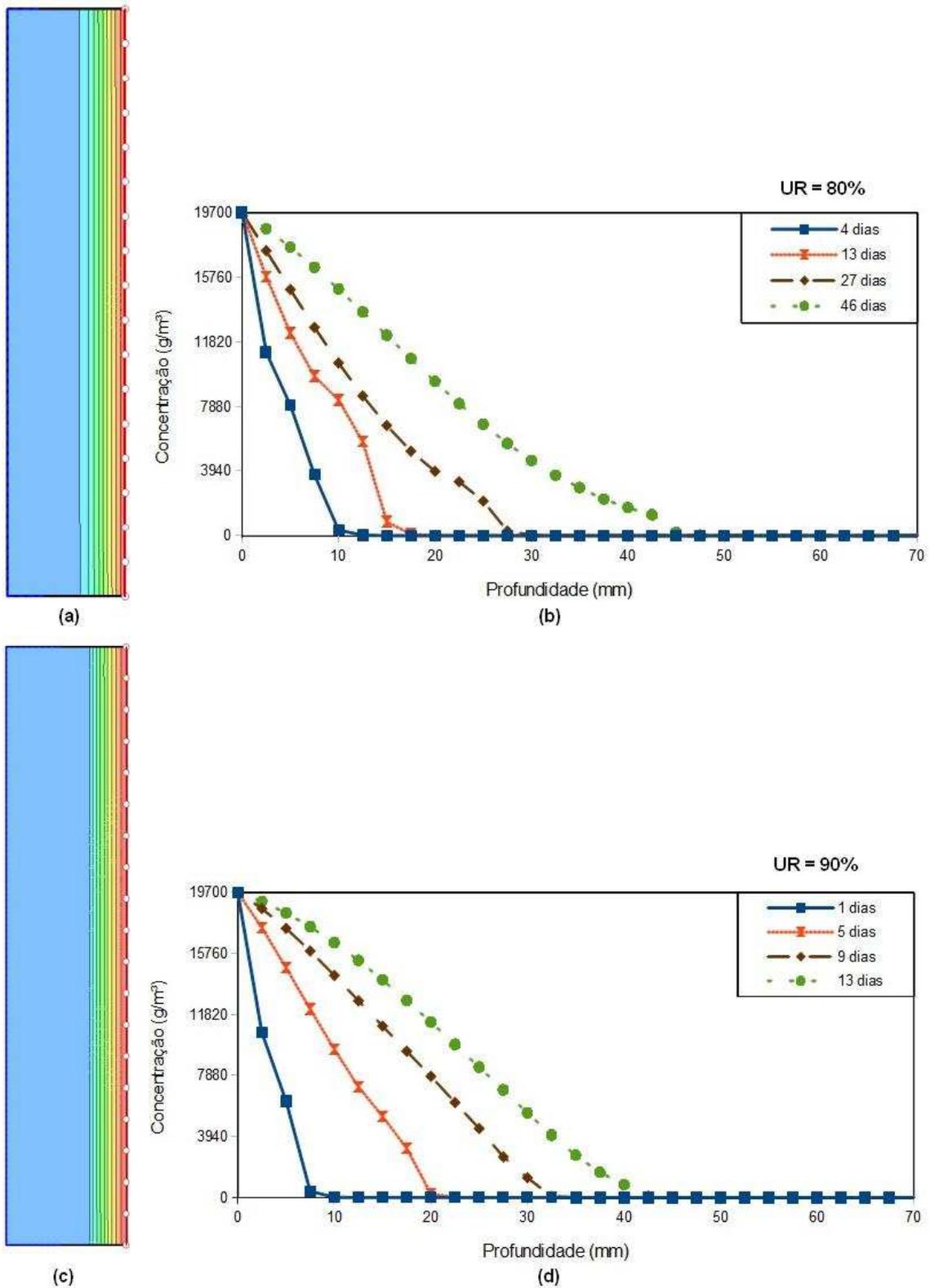


Figura 4.47 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-1B) com UR=90%

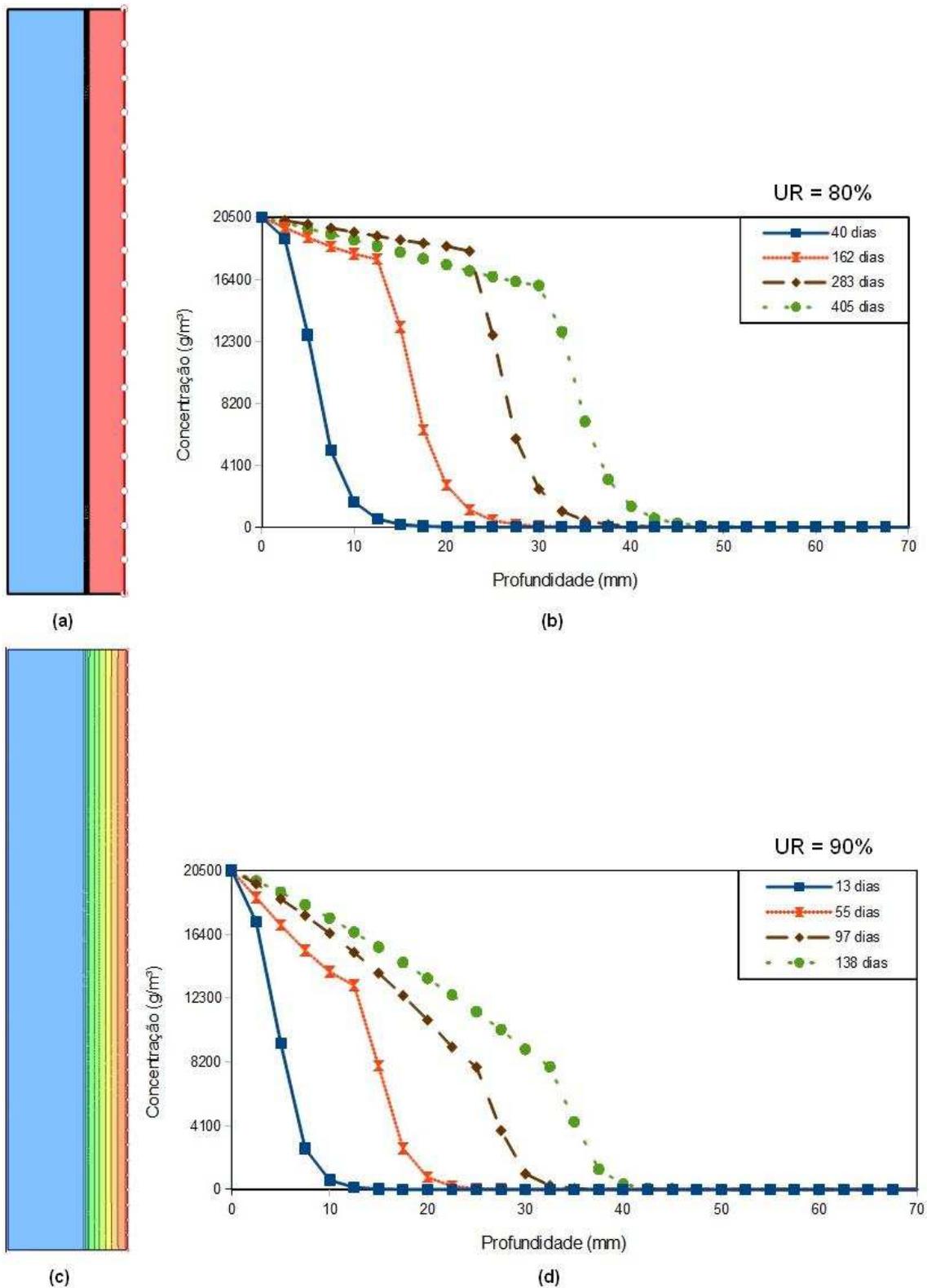


Figura 4.48 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-2A) com $UR=80\%$; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com $UR=80\%$; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-2A) com $UR=90\%$; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-2A) com $UR=90\%$

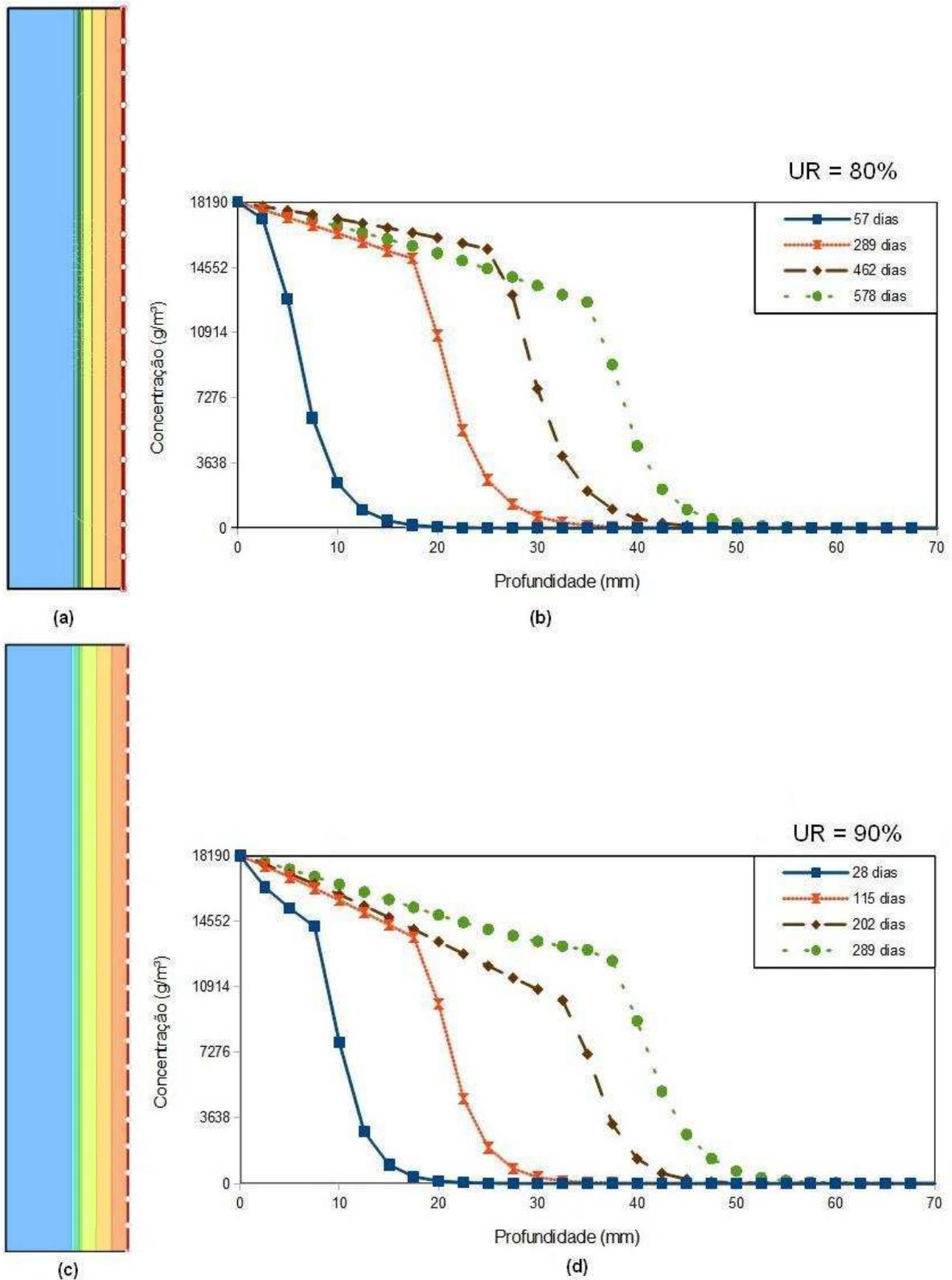


Figura 4.49 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3A) com UR=90%

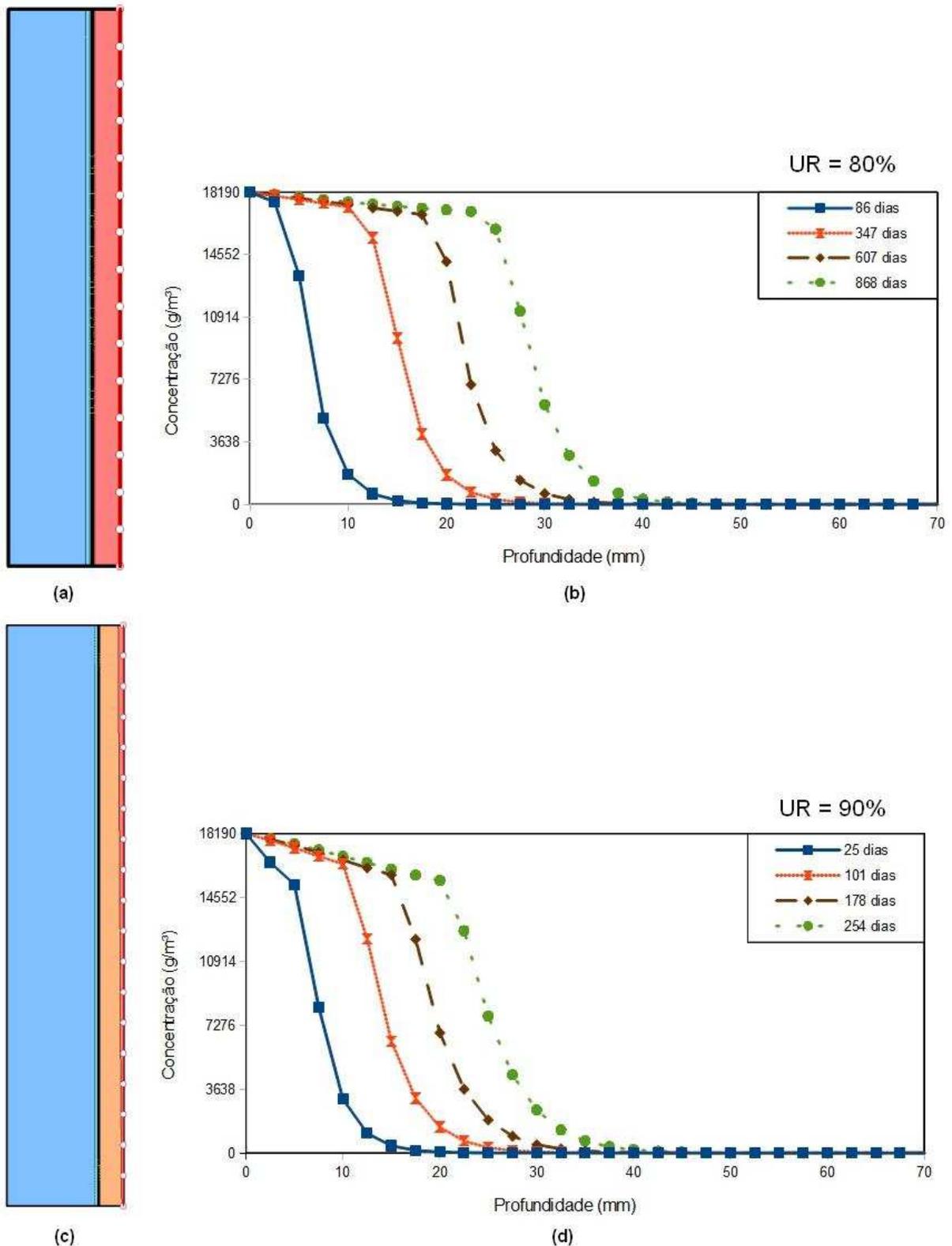


Figura 4.50 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-3B) com UR=90%

CONCRETO

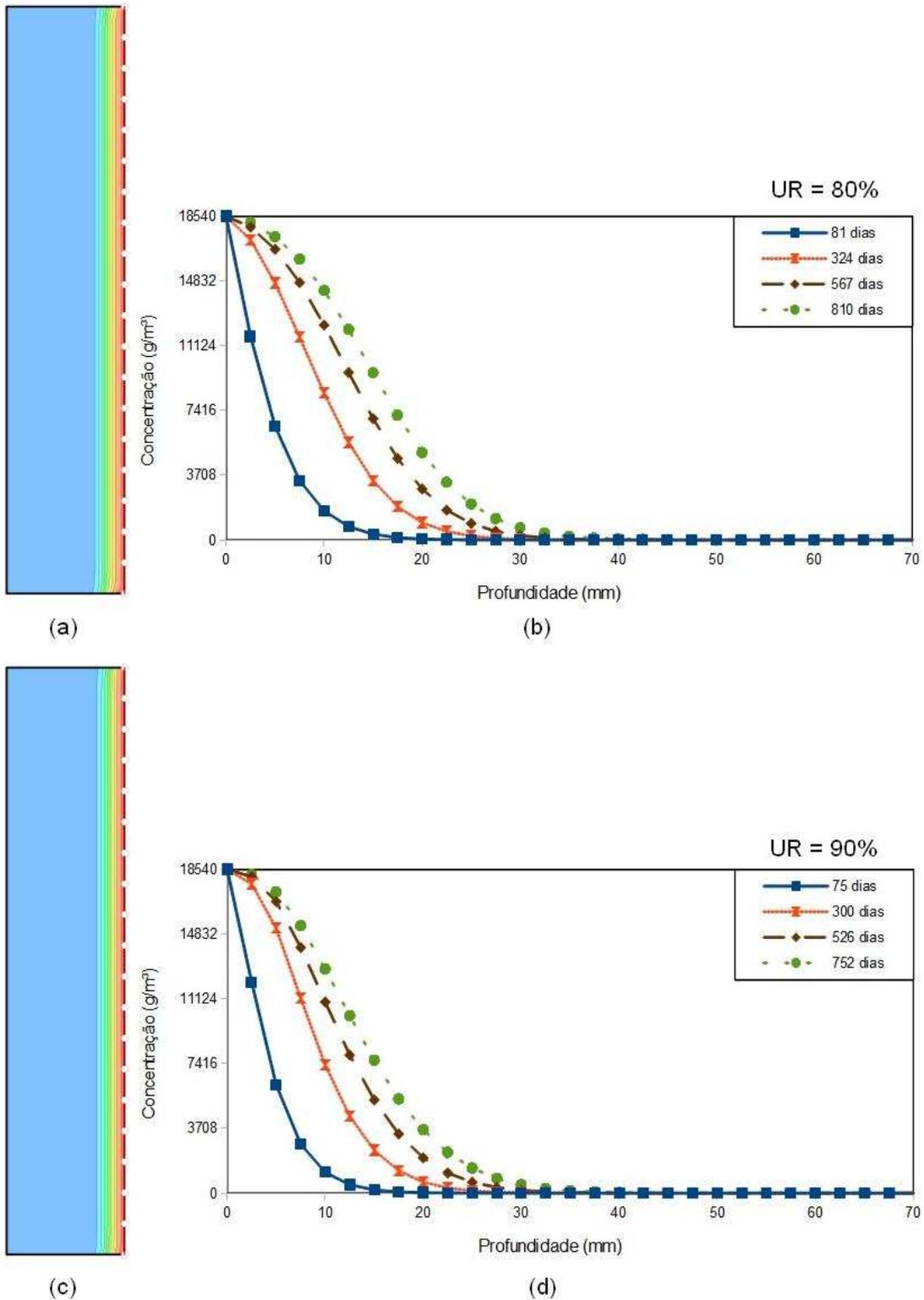


Figura 4.51 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-4A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com UR=90%

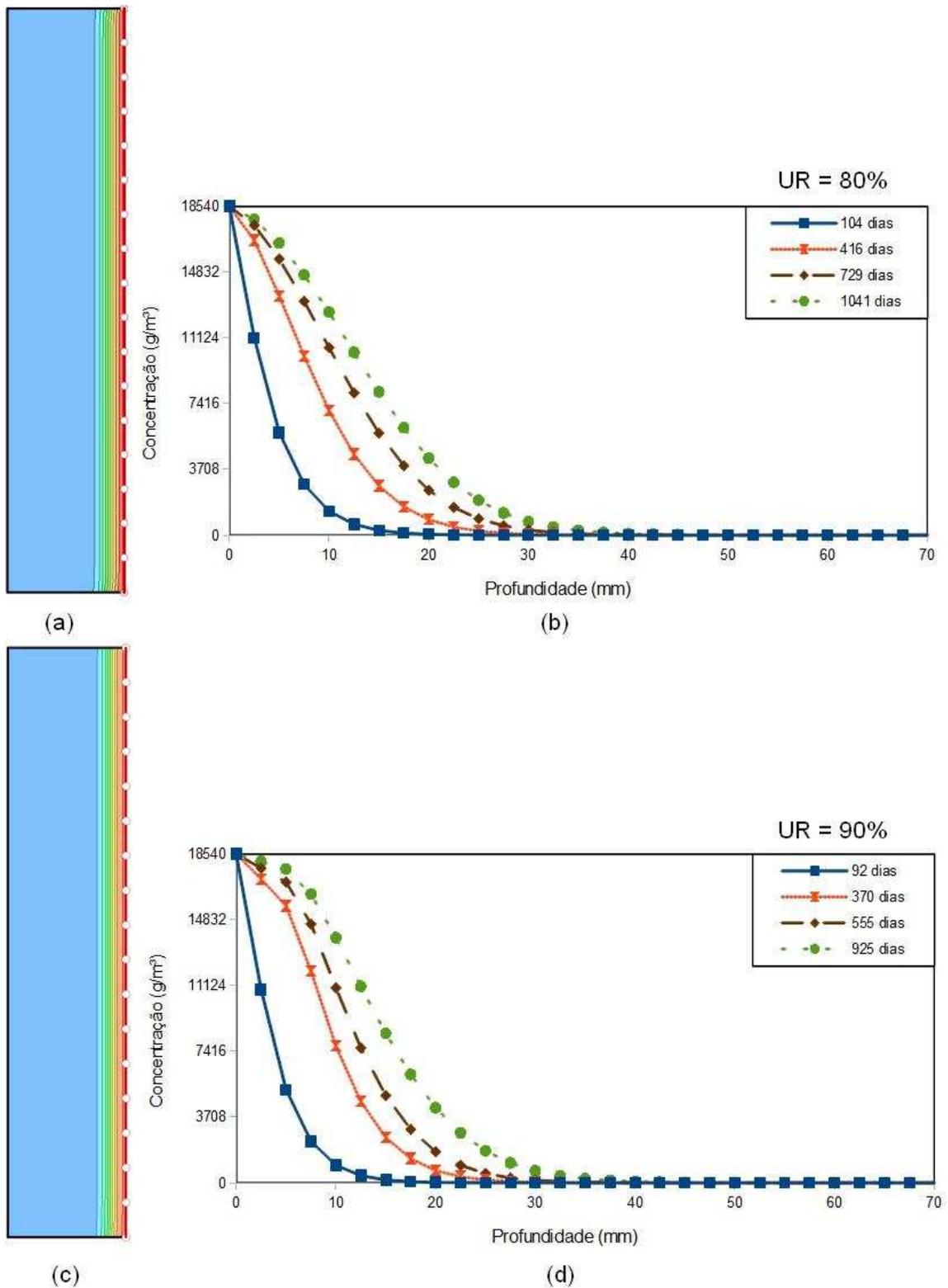


Figura 4.52 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=80%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com UR=90%

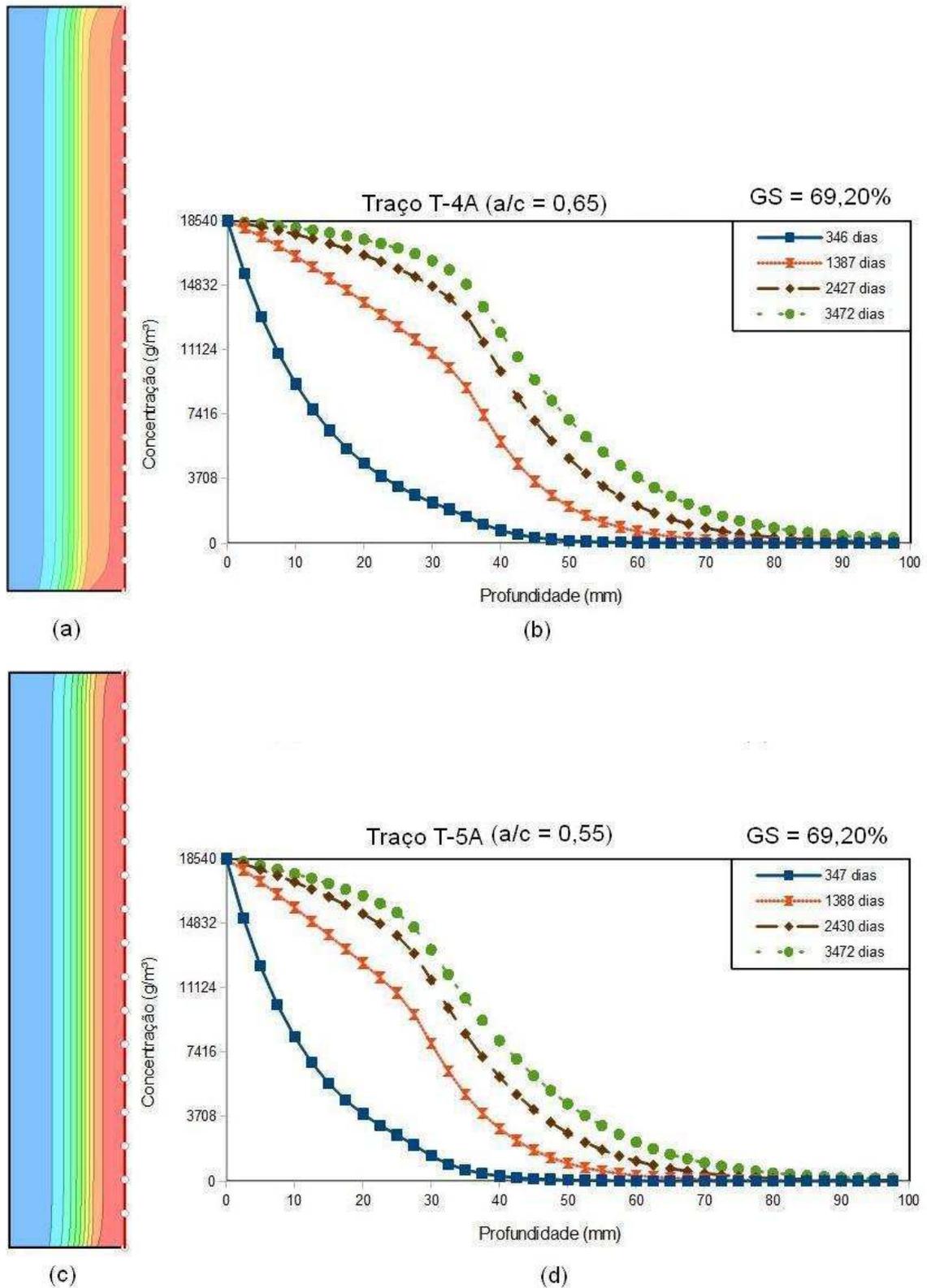


Figura 4.53 – (a) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-4A) com GS=69,20%; (b) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-4A) com GS=69,20%; (c) Esquema do avanço do contaminante no corpo de prova (traço T-5A) com GS=69,20%; (d) Gráfico do avanço ao longo do tempo para o corpo de prova (traço T-5A) com GS=69,20%

A partir dos resultados apresentados foram construídas as Tabelas 4.29 a 4.32, que resumem os resultados obtidos nas simulações efetuadas e os parâmetros de entrada e condições de contorno empregados. Acredita-se ser de valor prático a apresentação dos resultados na coluna à direita de cada tabela. No caso dos resultados do SEEP/W, eles representam o tempo em dias requeridos para que o agente de umedecimento alcançasse a profundidade da ordem de 45 mm em argamassas e em concretos. No caso dos resultados obtidos pelo CTRAN/W, são apresentados os tempos necessários para que o cloreto alcance as profundidades de 45 mm e 100 mm, aproximadamente, em ensaios de concretos, e de 45 mm nos experimentos com argamassas. Na Tabela 4.33 são indicados os teores de cloretos nas diferentes camadas, em virtude dos concretos terem sido submetidos à solução com 3,30% de NaCl, considerando o grau de saturação (GS) de 69,20%.

Tabela 4.29 – Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa SEEP/W, obtidos em argamassas, considerando o regime transiente

Traços	k* (m/s)	Resultados - tempo, em dias	
		Umidade Relativa Interna - UR (%)	
		80	90
T-1A	$2,51 \times 10^{-11}$	226	75
T-1B	$1,09 \times 10^{-10}$	46	18
T-2A	$1,16 \times 10^{-11}$	578	185
T-3A	$8,29 \times 10^{-11}$	810	231
T-3B	$4,16 \times 10^{-12}$	1099	636

* Refere-se à condutividade hidráulica do material saturado.

Tabela 4.30 – Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa CTRAN/W, obtidos em argamassas submetidas à solução com 3,3% de NaCl, considerando a dispersão hidrodinâmica

Traços	Resultados			
	Umidade Relativa Interna - UR%			
	80		90	
	Tempo (dias)	Profundidade (mm)	Tempo (dias)	Profundidade (mm)
T-1A	173	45	115	50
T-1B	46	45	13	45
T-2A	405	45	138	45
T-3A	578	50	289	55
T-3B	868	45	254	45

Tabela 4.31 – Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa SEEP/W, obtidos em concretos, considerando o regime transiente

Traços	k* (m/s)	Resultados - tempo, em dias	
		Umidade Relativa Interna - UR%	
		80	90
T-4A	$2,77 \times 10^{-12}$	40	92
T-5A	$1,45 \times 10^{-12}$	109	291

* Refere-se à condutividade hidráulica do material saturado.

Tabela 4.32 – Sumário dos parâmetros de transporte utilizados no programa CTRAN/W, obtidos em concretos submetidos à solução com 3,30% de NaCl, considerando a dispersão hidrodinâmica

Traços	Resultados					
	Umidade Relativa Interna - UR%					
	69,20		80		90	
	Tempo (dias)	Profundidade (mm)	Tempo (dias)	Profundidade (mm)	Tempo (dias)	Profundidade (mm)
T-4A	3472	100	810	40	752	40
T-5A	3472	90	1041	45	925	45

Tabela 4.33 – Sumário das concentrações dos íons cloreto obtidas em diferentes camadas, decorrentes dos concretos terem sido submetidos à solução com 3,30% de NaCl, considerando a dispersão hidrodinâmica e grau de saturação (GS) de 69,20%

Traço do concreto	Água/cimento (a/c)	Tempo de penetração de íons cloreto (anos)	Profundidade da camada (mm)	Teor de íons cloreto (%), em relação à massa de:	
				cimento	concreto
T-4A	0,65	5,0	7,5	0,561	0,082
			22,5	0,479	0,070
			37,5	0,315	0,046
T-5A	0,55	5,0	7,5	0,399	0,069
			22,5	0,324	0,056
			37,5	0,133	0,023
T-4A	0,65	9,5	27,5	0,520	0,076
			47,5	0,260	0,038
T-5A	0,55	9,5	27,5	0,342	0,059
			47,5	0,122	0,021

Conforme se pode observar a partir das Tabelas 4.30 e 4.32, o nível de proteção às armaduras oferecido pelo meio poroso concreto é superior àquele oferecido pela argamassa. Considerando a Tabela 4.32, observa-se que para os concretos com UR inicial de 80%, os tempos requeridos para que o cloreto atinja a armadura, com aproximadamente 40 mm de penetração, foram estimados em 2,22 anos e 2,85 anos, para valores de a/c de 0,65 e 0,55, respectivamente. Valores de tempo menores foram obtidos para o caso do concreto menos secos (UR inicial de 90%). Rodrigues (2009), ao efetuar simulação para concretos executados em cais, obteve valores de 1,7 anos e 3 anos de tempo penetração dos íons cloreto em profundidades de 30 e 40 mm, respectivamente, conforme se observa na Tabela 4.34, portanto, bastante compatíveis aos resultados encontrados neste trabalho.

Tabela 4.34 – Resumos dos dados da simulação efetuada por Rodrigues (2009)

Elemento estrutural	Valores adotados				Resultados obtidos	
	Traço de concreto, em massa *	f _{c28} (MPa)	GS (%)	D _{Cl-} (cm ² /s)	Penetração de íons cloreto no concreto	
					Profundidade (mm)	Tempo (anos)
Viga de paramento	1:2,12:2,88:0,55	39,2	68	3,65 x 10 ⁻⁸	30	1,7
					40	3,0

* Empregou-se o cimento CPV-ARI RS e o abatimento do concreto foi da ordem de 95 mm.

Em relação às concentrações de íons cloreto obtidas nas diferentes camadas dos concretos, indicadas na Tabela 4.33, assinala-se que os teores encontrados são bem inferiores aos resultados por Silva (2010), quando da execução de ensaios em amostras de concreto extraídas em peças localizadas no molhe leste da barra do Rio Grande - RS, o qual possui 4220 m de comprimento mar a dentro. Salienta-se que essa pesquisadora utilizou-se de furadeira para coletar material em camadas superficiais com profundidades inferiores a 50 mm, de peças (tetrápodes) com massa de 8 toneladas.

O ábaco indicado na Figura 4.54, é conceitual/qualitativo e correlaciona vida útil de projeto com espessura de cobrimento das armaduras e com a qualidade do concreto (C10 a C50), em função do ambiente (neste caso de respingos de maré). Comparando-se os dados de cobrimento mínimo e de vida útil de projeto contidos nesse ábaco, referentes aos concretos C 20 e C 30 com os resultados dos experimentos mencionados na Tabela 4.32, constata-se compatibilidade entre os respectivos valores, o que valida o emprego dos aplicativos SEEP/W

e CTRAN/W utilizados neste trabalho. Além disso, verifica-se que o cimento CP V-ARI RS aqui estudado não deve ser utilizado em construções situadas em zona marítima, conforme também observado por Rodrigues (2009).

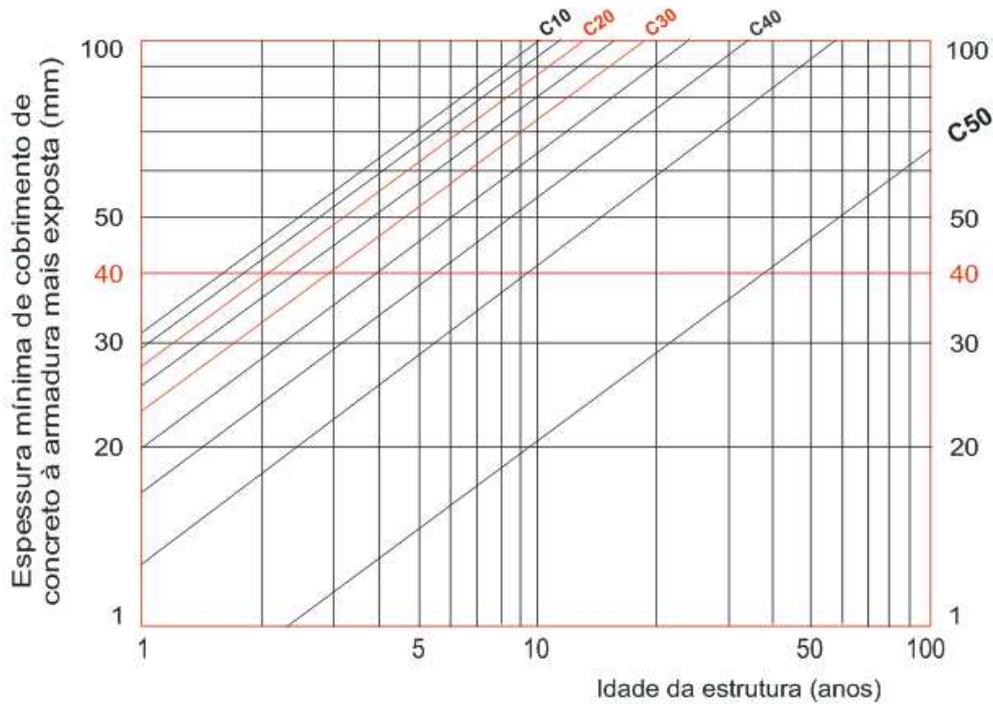


Figura 4.54 – Correlações conceituais da difusão de cloretos em faces externas de componentes estruturais de concreto expostos à zona de respingo de maré
Fonte: Adaptado do COMITÊ CT 301 (2003).

Com relação aos resultados obtidos nesta pesquisa, vale considerar que a NBR 15575-1 (ABNT, 2013) estabelece que a vida útil mínima de projeto (VUP) para sistema estrutural é de 50 anos. Cabe destacar que a NBR 6118 (ABNT, 2007) prescreve que os cobrimentos nominais para ambientes de respingos de maré (agressividade muito forte, $a/c \leq 0,450$) são 45 mm, em se tratando de lajes, e de 50 mm para pilares ou vigas, em concreto armado. Salienta-se que os cobrimentos nominais estabelecidos no referido procedimento normativo correspondem aos cobrimentos mínimos acrescidos da tolerância de execução ($\Delta c = 10$ mm).

4.7 ANÁLISE E RESULTADOS DA DEPOSIÇÃO DE CLORETOS PRESENTES NA ATMOSFERA PELO MÉTODO DA VELA ÚMIDA

4.7.1 Características climatológicas do ambiente

As características climatológicas do ambiente estudado foram fornecidas pela sede do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET, localizada em Brasília, no Distrito Federal e corresponderam às estações climatológicas instaladas no bairro de Ondina (altitude: 51,41m; latitude: 13°00'S; longitude: 38°30'W) e no aeroporto de Salvador (altitude: 19m; latitude: 12°54'S; longitude: 38°19'W). Os dados expedidos corresponderam ao período de agosto de 2010 a janeiro de 2012, ocasião em que houve deposição de cloretos nas 20 estações estudadas, e se referiram a: direção predominante e velocidade do vento, precipitação, umidade relativa e temperatura, conforme descrito a seguir. Salienta-se que a variação do microclima no prédio residencial localizado no bairro da Federação somente foi avaliada no período de outubro/2011 a novembro/2012, por esta inclusão de ter sido proposta depois do início da pesquisa, em agosto/2011, pela Banca Examinadora durante o exame de qualificação da tese.

4.7.1.1 Direção predominante e velocidade do vento

Tendo em vista que a ação do vento constitui um fator primordial na formação e transporte do aerossol marinho, apresentam-se nas Tabelas 4.35 e 4.36 os valores de velocidade média do vento e sua direção predominante, a cada mês, durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012.

Tabela 4.35 – Média mensal da velocidade (m/s) do vento e sua direção predominante – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								1,8 SE	1,7 SE	1,8 NE	1,8 NE	1,6 NE
2011	1,5 NE	1,5 NE	1,6 NE	1,4 SE	1,5 SE	1,5 SE	1,4 SE	1,4 SE	1,9 SE	2,0 NE	2,0 NE	1,5 NE
2012	1,5 NE											

Tabela 4.36 – Média mensal da velocidade (m/s) do vento e sua direção predominante – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								4,4 ESE	5,3 ESE	4,6 ENE	4,9 ENE	4,6 ENE
2011	4,1 E	4,6 NE	3,9 NE	3,9 SE	3,9 SE	3,8 SE	4,0 SE	4,0 SE	4,8 SE	5,2 NE	5,0 NE	4,6 NE
2012	4,6 NE											

4.7.1.2 Precipitação

Devido à possibilidade da ocorrência de determinados fenômenos naturais, tais como: o aumento do grau de saturação superficial, uma diminuição da concentração superficial de cloretos no concreto após as chuvas, como também o aumento da umidade relativa e a diminuição da temperatura em dias chuvosos, estão indicados nas Tabelas 4.37 e 4.38 os valores de precipitação pluviométrica total mensal obtidos no período examinado, em ambas as estações climatológicas.

Tabela 4.37 – Precipitação pluviométrica total mensal (mm) – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								176,3	55,8	56,7	27,2	102,5
2011	170,3	46,2	200,7	331	304,2	277,7	57,6	91,3	62	208,5	319,2	100,7
2012	35,7											

Tabela 4.38 – Precipitação pluviométrica total mensal (mm) – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								60,9	66,9	18,8	2,1	54,7
2011	70,2	24,2	35,3	51,3	186,3	63,5	42,3	37,3	18,5	77,6	17,8	28,6
2012	53,6											

4.7.1.3 Umidade relativa

A umidade relativa do ar está diretamente relacionada com o processo de transporte de cloretos no concreto. Como este material possui a característica de absorver a umidade do meio com facilidade e de perdê-la com certa dificuldade, o aumento da umidade relativa do ar acelera a sua corrosão. As Tabelas 4.39 e 4.40 apresentam os valores médios mensais de umidade relativa do ar atmosférico, obtidos nas estações climatológicas já mencionadas, no período de agosto de 2010 a janeiro de 2012.

Tabela 4.39 – Valores médios mensais da umidade (%) relativa do ar atmosférico – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								83	81	83	80	82
2011	85	80	85	87	88	88	83	84	81	86	85	82
2012	80											

Tabela 4.40 – Valores médios mensais da umidade (%) relativa do ar atmosférico – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								72	73	73	74	74
2011	73	67	75	72	72	73	66	67	66	73	74	74
2012	72											

4.7.1.4 Temperatura

A temperatura constitui um importante fator no processo de transporte de cloretos no concreto, pois o seu aumento intensifica a corrosão das armaduras. Assim, são indicados nas Tabelas 4.41 e 4.42 os valores médios mensais de temperatura registrados nas estações climatológicas já assinaladas neste capítulo, no período de agosto de 2010 a janeiro de 2012.

Tabela 4.41 – Valores médios mensais de temperatura (°C) – Estação climatológica instalada no bairro de Ondina, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								23	23,8	25,6	26,3	26,3
2011	25,9	27	26,7	25,7	24,4	23,4	23,2	23,3	23,5	24,8	24,9	26
2012	26,4											

Tabela 4.42 – Valores médios mensais de temperatura (°C) – Estação climatológica instalada no aeroporto, em Salvador

Ano	jan.	fev.	mar.	abr.	maio	jun.	jul.	ago.	set.	out.	nov.	dez.
2010								24,4	25,2	26,7	27,2	27,3
2011	27,4	28,5	28,0	27,7	26,3	25,4	25,3	25,4	25,3	25,6	27,5	27,9
2012	28,9											

4.7.1.5 Resumo das características climatológicas do ambiente

A Tabela 4.43 apresenta o resumo das características climatológicas do ambiente, no período de agosto/2010 a janeiro/2012. Pode-se observar que a umidade relativa medida na estação climatológica instalada no bairro de Ondina nesse período tem um comportamento pouco variável, com as suas medidas entre 80% e 88%, influenciado de forma significativa pela incidência de chuvas. Nesta mesma estação climatológica, o comportamento da temperatura média apresentou-se bem estável, em torno de 23°C a 27°C.

Notou-se que para o mesmo período, as medidas de precipitação e umidade relativa obtidas na estação situada em Ondina foram superiores às encontradas na estação localizada no aeroporto de Salvador. Isso se justifica pelo fato de a primeira estação estar situada em maior altitude, na qual a temperatura do ar apresenta-se diminuída. Uma temperatura mais baixa acarreta menor capacidade do ar em conter umidade, facilitando a saturação e a condensação do vapor de água, dando assim origem à formação de nuvens e à sua precipitação.

Tabela 4.43 – Resumo dos dados climatológicos. Estações situadas em Ondina e no aeroporto (agosto/2010 a janeiro/2012)

Mês/ano	Direção predominante do vento		Velocidade do vento (m/s)		Precipitação pluviométrica (mm)		Umidade relativa (%)		Temperatura (°C)	
	Ondina	Aprt	Ondina	Aprt	Ondina	Aprt	Ondina	Aprt	Ondina	Aprt
ago./2010	SE	ESE	1,8	4,4	176,3	60,9	83	72	23,0	24,4
set./2010	SE	ESE	1,7	5,3	55,8	66,9	81	73	23,8	25,2
out./2010	NE	ENE	1,8	4,6	56,7	18,8	83	73	25,6	26,7
nov./2010	NE	ENE	1,8	4,9	27,2	2,1	80	74	26,3	27,2
dez./2010	NE	ENE	1,6	4,6	102,5	54,7	82	74	26,3	27,3
jan./2011	NE	E	1,5	4,1	170,3	70,2	85	73	25,9	27,4
fev./2011	NE	NE	1,5	4,6	46,2	24,2	80	67	27,0	28,5
mar./2011	NE	NE	1,6	3,9	200,7	35,3	85	75	26,7	28,0
abr./2011	SE	SE	1,4	3,9	331,0	51,3	87	72	25,7	27,7
mai./2011	SE	SE	1,5	3,9	304,2	186,3	88	72	24,4	26,3
jun./2011	SE	SE	1,5	3,8	277,7	63,5	88	73	23,4	25,4
jul./2011	SE	SE	1,4	4,0	57,6	42,3	83	66	23,2	25,3
ago./2011	SE	SE	1,4	4,0	91,3	37,3	84	67	23,3	25,4
set./2011	SE	SE	1,9	4,8	62,0	18,5	81	66	23,5	25,3
out./2011	NE	NE	2,0	5,2	208,5	77,6	86	73	24,8	25,6
nov./2011	NE	NE	2,0	5,0	319,2	17,8	85	74	24,9	27,5
dez./2011	NE	NE	1,5	4,6	100,7	28,6	82	74	26,0	27,9
jan./2012	NE	NE	1,5	4,6	35,7	53,6	80	72	26,4	28,9

Fonte: INMET, 2012.

A Tabela 4.44 apresenta o resumo das características climatológicas do ambiente, obtidas na estação instalada em Ondina, no período de outubro/2011 a novembro/2012, época em que foi avaliada a variação do microclima de um prédio residencial situado no bairro da Federação. Devido à grande distância existente entre a edificação examinada e a estação localizada no aeroporto, os dados coletados nesta última estação no referido período deixam de ser apresentados.

Tabela 4.44 – Resumo dos dados climatológicos. Estação situada em Ondina (outubro/2011 a novembro/2012)

Mês/ano	Direção predominante do vento	Velocidade do vento (m/s)	Precipitação pluviométrica (mm)	Umidade relativa (%)	Temperatura (°C)
out./2011	NE	2,0	208,5	86	24,8
nov./2011	NE	2,0	319,2	85	24,9
dez./2011	NE	1,5	100,7	82	26,0
jan./2012	NE	1,5	35,7	80	26,4
fev./2012	SE	1,5	70,9	76	26,5
mar./2012	SE	1,5	74,7	75	26,5
abr./2012	SE	1,4	48,9	75	26,5
mai./2012	SE	1,8	225,1	81	25,2
jun./2012	SE	1,3	170,2	81	24,5
jul./2012	SE	1,5	162,5	78	23,6
ago./2012	SE	1,8	137,4	77	23,1
set./2012	SE	1,8	30,7	76	24,4
out./2012	SE	1,7	73,6	77	24,9
nov./2012	NE	1,7	35,5	78	26,4

Fonte: INMET, 2012.

4.7.2 Resultados de deposição de cloretos nas estações E₁ a E₂₀

Os resultados da determinação do teor de cloretos, no período de setembro de 2010 a janeiro de 2012, em cada estação de monitoramento, são apresentados nas Tabelas 4.45 e 4.46. Com base nos valores obtidos e considerando as prescrições contidas na NBR 14643 (ABNT, 2001) e NBR 6118 (ABNT, 2007), procedeu-se à classificação dos diferentes ambientes pesquisados, em termos de contaminação de Cl⁻, agressividade e risco de deterioração da estrutura, cujas avaliações são indicadas também nessas tabelas. Com esse procedimento, constata-se que as regiões monitoradas através das estações E₁₀, E₁₃, E₁₄ e E₁₆ enquadram-se como categoria B₃, pois possuem atmosferas que apresentam taxas de deposição de cloretos superiores a 300 mg/(m².d) e inferiores ou iguais a 1500 mg/(m².d); enquanto as demais áreas caracterizam-se como B₂, em virtude do assentamento dessa substância ser superior a 60 mg/(m².d) e não ultrapassar a 300 mg/(m².d).

Tabela 4.45 – Resumo da deposição de cloretos nas estações de monitoramento E₁ - E₁₀

	Período	Estações de coleta – distância em relação ao mar									
		E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈	E ₉	E ₁₀
		2848,47m	700m	665,83m	2111,4m	262,04m	1226,59m	1187,43m	1421,23m	1531,43m	37,44m
Concentração de cloretos mg/(m ² .dia)	Set/out10	-	-	-	-	-	114,44	84,20	-	-	-
	Out/nov10	53,75	101,41	-	-	197,81	155,29	83,20	65,44	83,30	1178,84
	Nov/dez10	96,23	121,43	-	-	154,04	170,74	133,20	110,15	86,24	211,25 (c)
	Dez/jan11	158,00	168,24	-	-	174,49	111,78	110,42	101,52	96,41	243,05
	Jan/fev/11	104,28	158,29	58,59	27,06	202,50	102,79	92,17	111,50	81,63	463,90
	Fev/mar11	153,68	115,66	59,17	(a)	115,56	158,53	120,19	69,54	96,78	522,38
	Mar/abr11	125,23	59,59	87,84	79,61	85,23	220,42	134,60	114,92	55,86	1163,54
	Abr/mai11	87,28	137,65	127,63	162,04	80,25	207,17	89,93	78,99	64,12	1077,06
	Mai/jun11	101,56	130,0	52,45	38,31	231,18	130,49	116,95	92,55	103,51	1609,98
	Jun/jul11	54,44	106,62	69,94	112,91	314,10	100,35	68,02	52,44	38,83	1993,15
	Jul/ago11	81,28	97,96	144,02	105,23	174,16	84,00	80,01	72,04	89,68	1641,14
	Ago/set11	70,41	112,09	114,69	54,63	96,28	86,61	62,80	52,11	68,41	1696,48
	Set/out11	56,48	73,88	133,56	84,30	368,74	-	-	54,79	97,87	2002,65 (d)
	Out/nov11	-	-	96,98	192,57	-	-	-	-	-	-
	Nov/dez11	-	-	87,89	213,60 (b)	-	-	-	-	-	-
Dez/jan12	-	-	141,57	158,04	-	-	-	-	-	-	
MÉDIA	95,22	115,23	97,86	111,66	182,86	136,88	97,97	81,33	80,22	1150,29	
Classificação de contaminação da atmosfera por Cl ⁻ (NBR14643)	B ₂									B ₃	
Agressividade	Moderada									Forte	
Risco de deterioração da estrutura	Pequeno									Grande	

(a) No período de deposição houve irrigação da área, o que resultou na molhagem da vela, acréscimo de 700 ml de água no frasco e deposição de cloreto igual a 527,17 mg/(m².d).

(b) Quando da coleta da vela foi observado que parte de sua gaze apresentava cor avermelhada.

(c) A água coletada encontrava-se amarelada.

(d) Quando da coleta do material foi verificado que o arame da cerca estava em contato com a vela.

Tabela 4.46 – Resumo da deposição de cloretos nas estações de monitoramento E₁₁ – E₂₀

	Período	Estações de coleta – distância em relação ao mar									
		E ₁₁	E ₁₂	E ₁₃	E ₁₄	E ₁₅	E ₁₆	E ₁₇	E ₁₈	E ₁₉	E ₂₀
		10506,84 m	120,75 m	193,11m	80 m	702,44 m	267,37 m	457,51m	8307,70 m	10533,65 m	9831,9m
Concentração de cloretos mg/(m ² .dia)	Out/nov10		200,24	216,51	1145,54	88,97	179,47	149,94	-	-	-
	Nov/dez10	98,30	205,92	346,50	1068,95	125,41	245,11	238,63	98,30	-	-
	Dez/jan11	83,98	244,25	356,07	584,39	149,44	328,42	220,53	152,34	195,31	100,78
	Jan/fev/11	116,46	94,80 (a)	102,68	863,07	90,71	163,40	96,54	76,27	112,30	45,15
	Fev/mar11	95,76	115,77	475,28	737,82	90,92	139,14	148,87 (c)	127,38	153,68	98,26
	Mar/abr11	122,11	123,45	252,75	822,49	111,42	256,81	74,72 (d)	95,70	65,56	114,37
	Abr/mai11	98,85	174,06	481,06	(b)	117,02	798,42	139,47 (e)	180,06	89,21	101,82
	Mai/jun11	77,01	576,46	1513,82	896,39	60,52	642,57	142,00	71,67	87,41	82,64
	Jun/jul11	45,05	188,26	570,09	933,68	68,92	424,62	152,19	83,14	68,13	80,25
	Jul/ago11	104,80	206,59	641,03	1072,04	88,41	568,61	86,25	61,00	103,76	91,68
	Ago/set11	30,20	304,17	1054,79	983,70	100,04	958,46	205,67	130,20	92,91	62,54
	Set/out11	192,83	269,05	740,16	1351,22	134,51	395,69	227,48	154,66	160,13	68,81
	Out/nov11	57,70	-	-	-	-	-	-	129,72	26,56	121,38
	Nov/dez11	-	-	-	-	-	-	-	-	157,00	139,36
	MÉDIA	93,59	225,25	562,56	950,84	102,19	425,06	156,86	113,37	109,33	92,25
Classificação de contaminação da atmosfera por C _t (NBR14643)		B ₂		B ₃		B ₂	B ₃	B ₂			
Agressividade		Moderada		Forte		Moderada	Forte	Moderada			
Risco de deterioração da estrutura		Pequeno		Grande		Pequeno	Grande	Pequeno			

(a) Quando da coleta do material foram observados galhos próximos à vela.

(b) O frasco coletor foi danificado ao ser retirado do suporte. A titulação foi feita utilizando-se a água de lavagem da vela, o que resultou numa deposição de cloreto igual a 177,68 mg/(m².d).

(c) Durante a coleta do material foi verificado que havia um acréscimo de 180 ml de água no frasco coletor, proveniente das chuvas.

(d) Durante a coleta do material foi verificado que havia um acréscimo de 100 ml de água no frasco coletor, proveniente das chuvas.

(e) Durante a coleta do material foi verificado que havia um acréscimo de 250 ml de água no frasco coletor, proveniente das chuvas.

4.7.2.1 Efeito da distância em relação ao mar

Ficou evidente a diminuição de cloretos em cada estação de monitoramento à medida

que a sua localização estava mais distante do mar, como pode ser confrontado a partir dos dados expostos nas Tabelas 4.45 e 4.46 e conforme se pode observar nas Figuras 4.55 e 4.56. Este fato confirma o que foi descrito na seção 2.2.4.

Inicialmente foi estabelecida uma correlação entre a distância ao mar e a deposição média de cloretos, cuja representação gráfica é representada na Figura 4.55, com coeficiente de determinação igual a $R^2 = 80,02\%$.

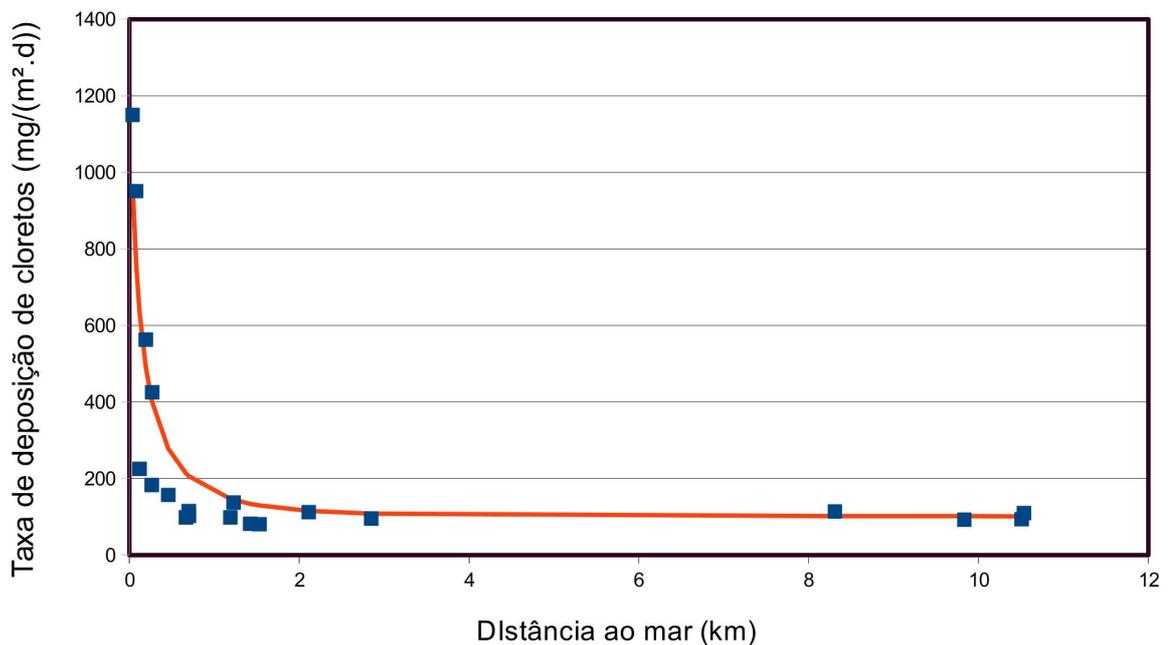


Figura 4.55 – Relação entre a deposição média de cloretos e a distância em relação ao mar, no período de set./2010 a jan./2012

Em seguida, procedeu-se ao ajuste do modelo, corrigindo-se a distância de cada estação ao mar em função da direção predominante do vento (SE). Assim, a relação entre a deposição média de cloretos e a distância ao mar corrigida, no período de set./2010 a jan./2012 (Figura 4.56), propicia, como um resultado do ajuste da curva, um coeficiente de determinação $R^2 = 0,8682$. Isso significa que 86,82% da variabilidade em Tx_{Cl} é explicada pela regressão, conforme Equação 4.5 a seguir:

$$Tx_{Cl} = 3500 \cdot \left[1 - e^{-\left(\frac{0,0135}{x + 1,35 \times 10^{-5}} \right)^{0,86}} \right] + 65 \quad (4.5)$$

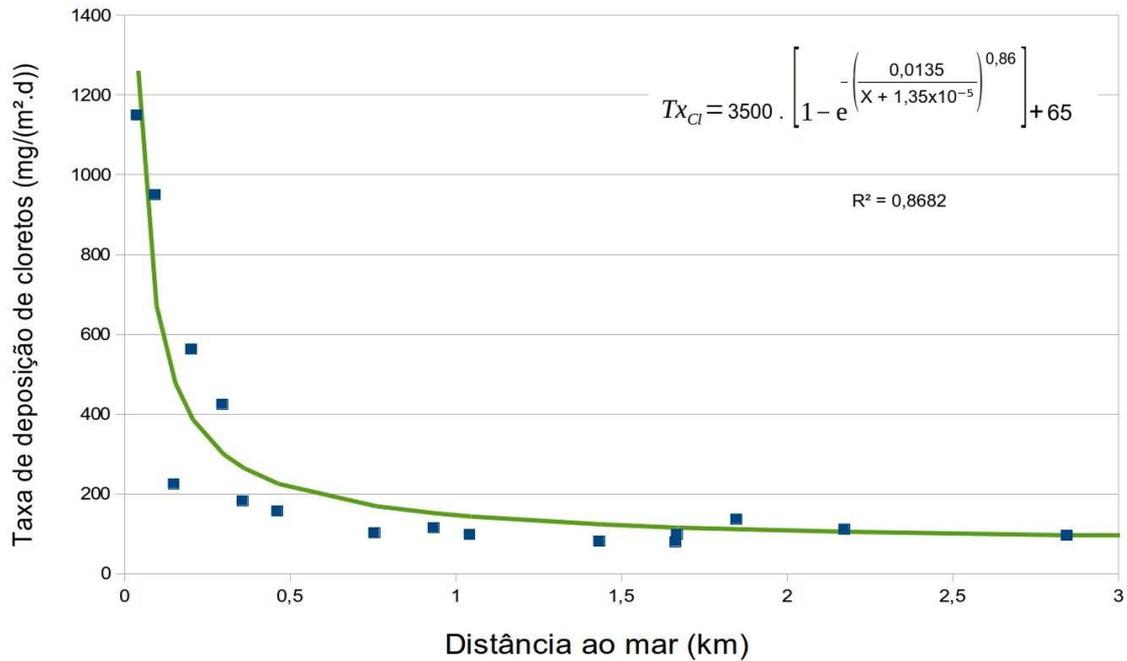


Figura 4.56 – Relação entre a deposição média de cloretos e a distância corrigida em relação ao mar, no período de set./2010 a jan./2012

Cabe salientar que as constantes $3500 \text{ mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$ e $65 \text{ mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$ correspondem, respectivamente, aos valores máximo e mínimo das taxas de deposição de cloretos obtidos no modelo empregado. Encontra-se na Tabela 4.47 um resumo dos resultados obtidos em algumas experiências similares realizadas no litoral nordestino, em que se empregou o método da vela úmida para realizar o monitoramento da deposição desse sal.

Tabela 4.47 – Resumo da deposição média de cloretos no litoral nordestino

Nº total de estações	Período	Local			Deposição média de cloretos (mg/m ² .dia)		Fonte
		Cidade	Estação em relação ao mar		máxima	mínima	
			mais próxima	mais distante	distância da estação ao mar (m)		
04	ago/90 a out/91	Fortaleza	Sabiaguaba	RFSA	3502	23,6	Albuquerque (2005)
					15	1000	
09	ago/00 a jan/01	Salvador	Praia do Flamengo	Buraquinho	46,2	1,8	Costa (2001)
					71,6	2645	
05	nov/01 a mar/02	João Pessoa	E ₁	E ₅	540,74	5,95	Meira e Padaratz (2002)
					10	1100	
15	mai/02 a set/04 e mai/04 a fev/06	São Luís	Praia do Meio	Peritoró	376	9,32	Sica (2006)
					25	1780	
-	jan/02 a dez/02	Aracaju	Praia da Caueira	-	1087	-	Joukoski (2003)
					-	-	
05	ago/05 a jan/06	Recife	Boa Viagem (E ₁)	Boa Viagem (E ₄)	554,40	40,76	Pontes (2006)
					7	230	
25	out/06 a dez/06	Maceió	Jacarecica	Ipioca	1017,92	46,23	Alves (2007)
					20,2	644,8	
7	set/08 a ago/10	Salvador	Amaralina	Centro Industrial	274	6	Brambilla (2009)
					150	7040	

4.7.2.2 Efeito da direção predominante e velocidade do vento

Ao longo do período de ago/2010 a jan/2012, na região do estudo, o vento apresentou-se com uma maior frequência nas direções sudeste e nordeste, em ambas as estações climatológicas (Ondina e aeroporto), conforme Tabelas 4.35, 4.36 e 4.43 e Figuras 4.57 a 4.61. A sua velocidade oscilou entre 1,4 m/s e 2,0 m/s (estação situada em Ondina) e de 3,8 m/s a 5,3 m/s (estação localizada no aeroporto), tendo alcançado os seus valores máximos entre os meses de setembro e novembro, período em que se verifica aumento da deposição de

cloretos na maioria das estações. Segundo Morcillo e colaboradores (2000), o vento desenvolve influência preponderante na geração e no transporte do aerossol, com efeito acentuado nas medidas de deposição de cloretos a partir do patamar de 3,0 m/s.

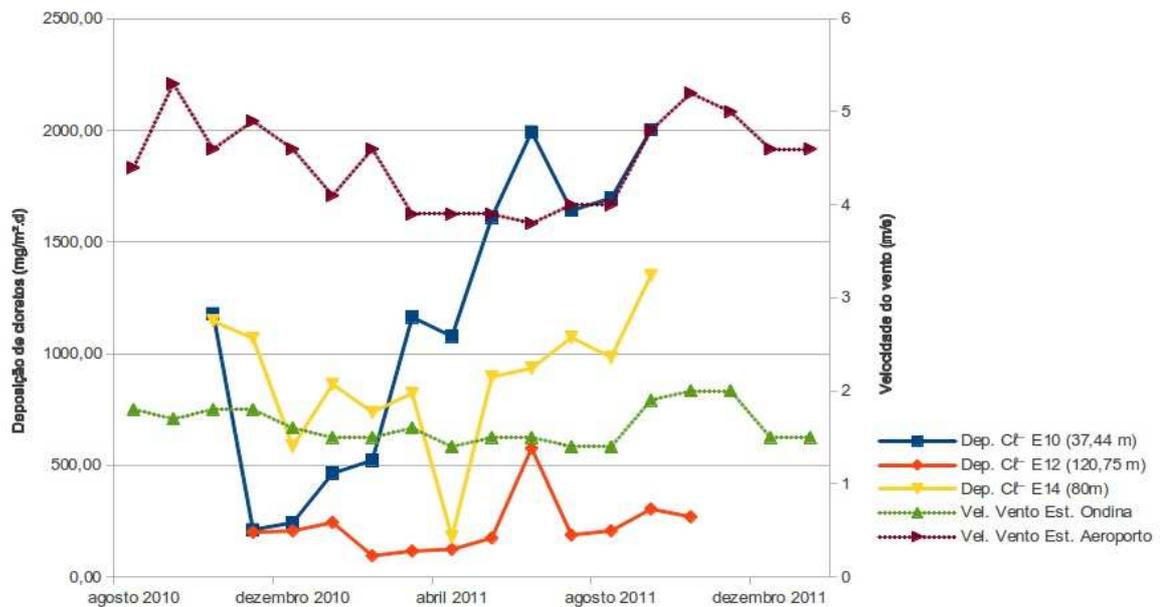


Figura 4.57 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₁₀, E₁₂ e E₁₄ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

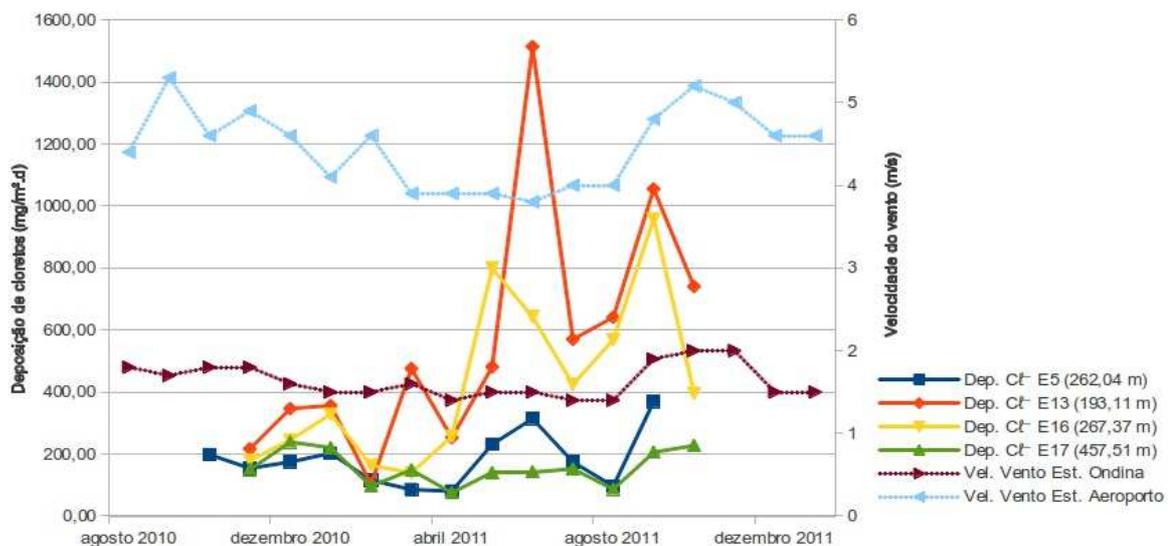


Figura 4.58 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₅, E₁₃, E₁₆ e E₁₇ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

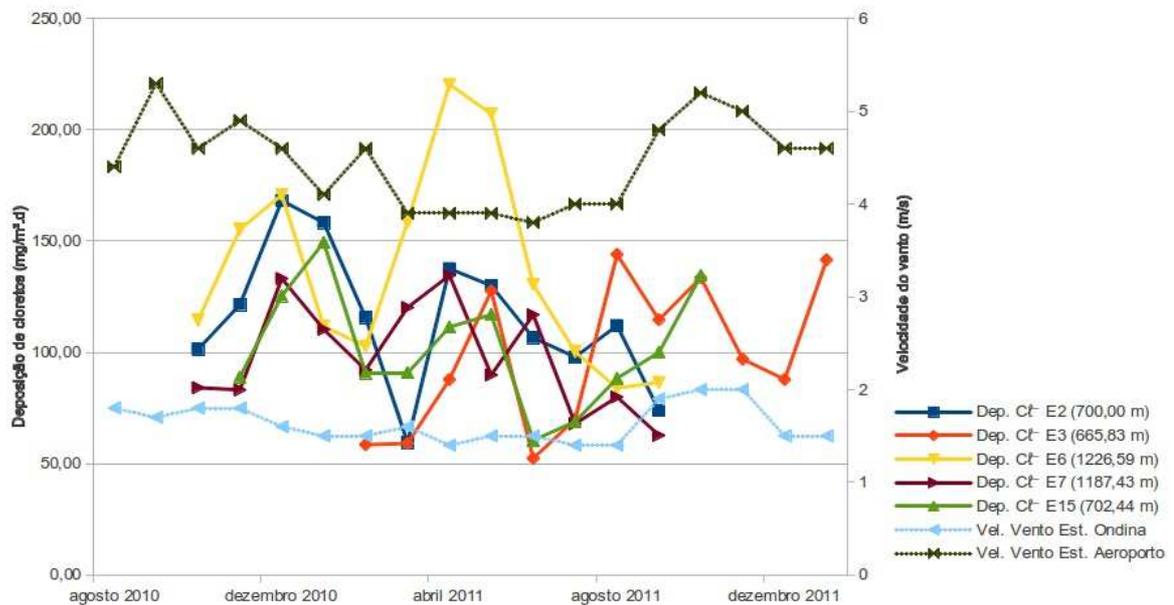


Figura 4.59 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₂, E₃, E₆, E₇ e E₁₅ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

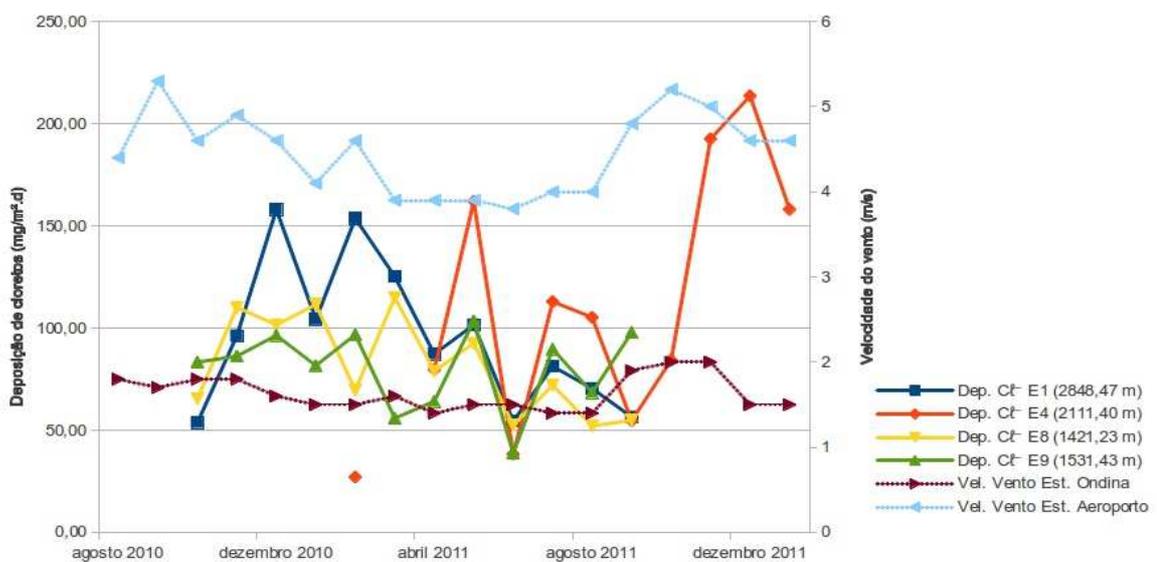


Figura 4.60 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₁, E₄, E₈ e E₉ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

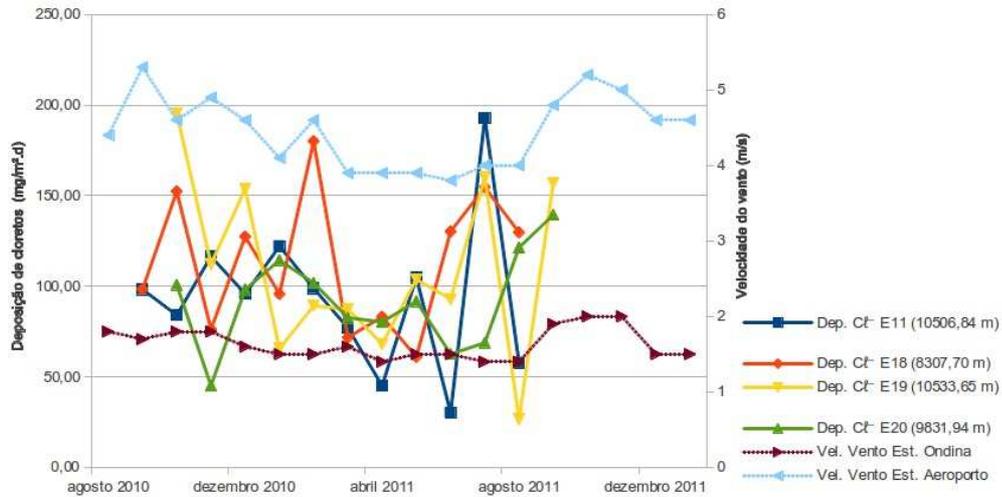


Figura 4.61 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₁₁, E₁₈, E₁₉ e E₂₀ e da velocidade do vento durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

4.7.2.3 Efeito da precipitação

Ao longo do tempo, as precipitações pluviométricas (Tabela 4.37) assinaladas na estação meteorológica localizada em Ondina concentram-se nos períodos de março a junho e de outubro a novembro de 2011, chegando a valores médios de 331 mm mensais. Nas Figuras 4.62 a 4.66 são mostradas as relações entre as deposições de cloretos e as precipitações pluviométricas, em cada estação de monitoramento, no período estudado.

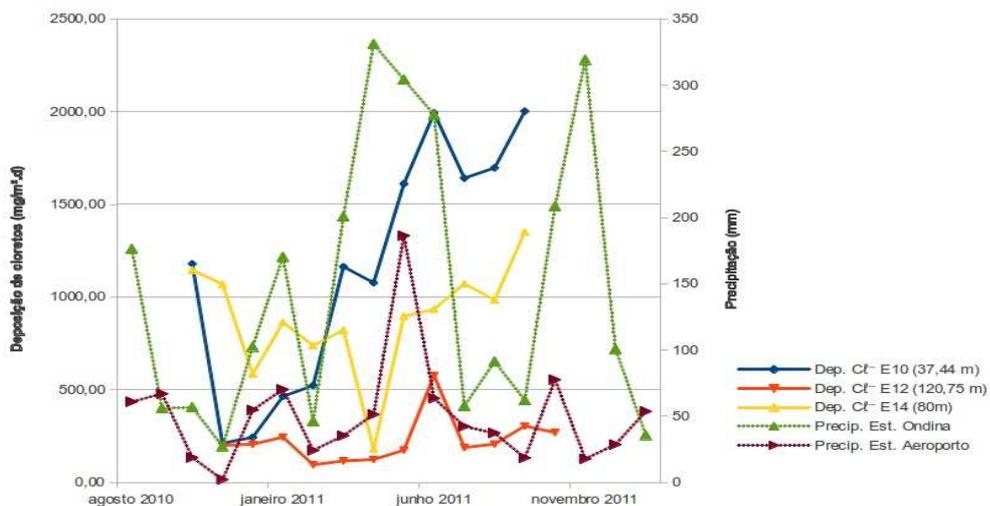


Figura 4.62 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₁₀, E₁₂ e E₁₄ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

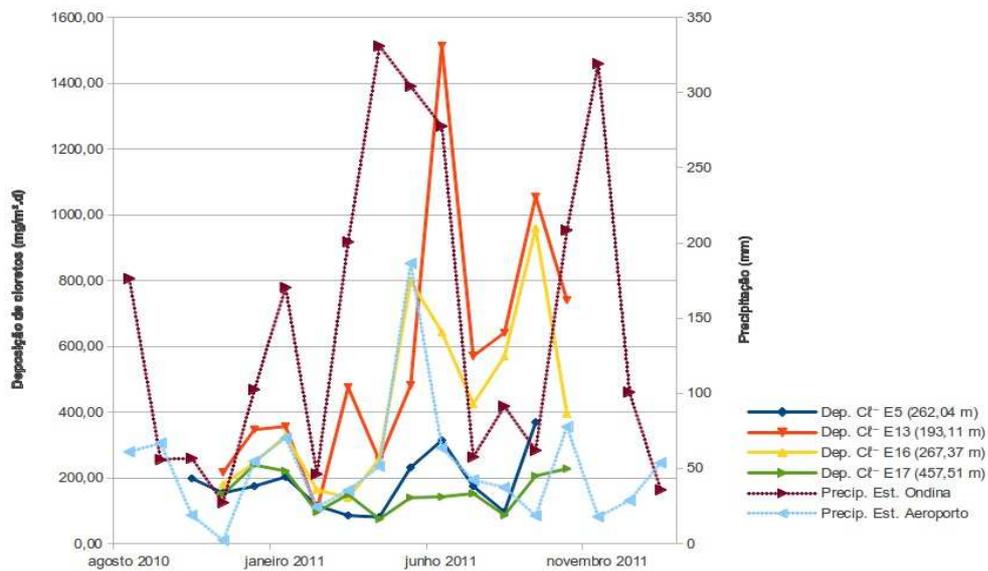


Figura 4.63 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₅, E₁₃, E₁₆ e E₁₇ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

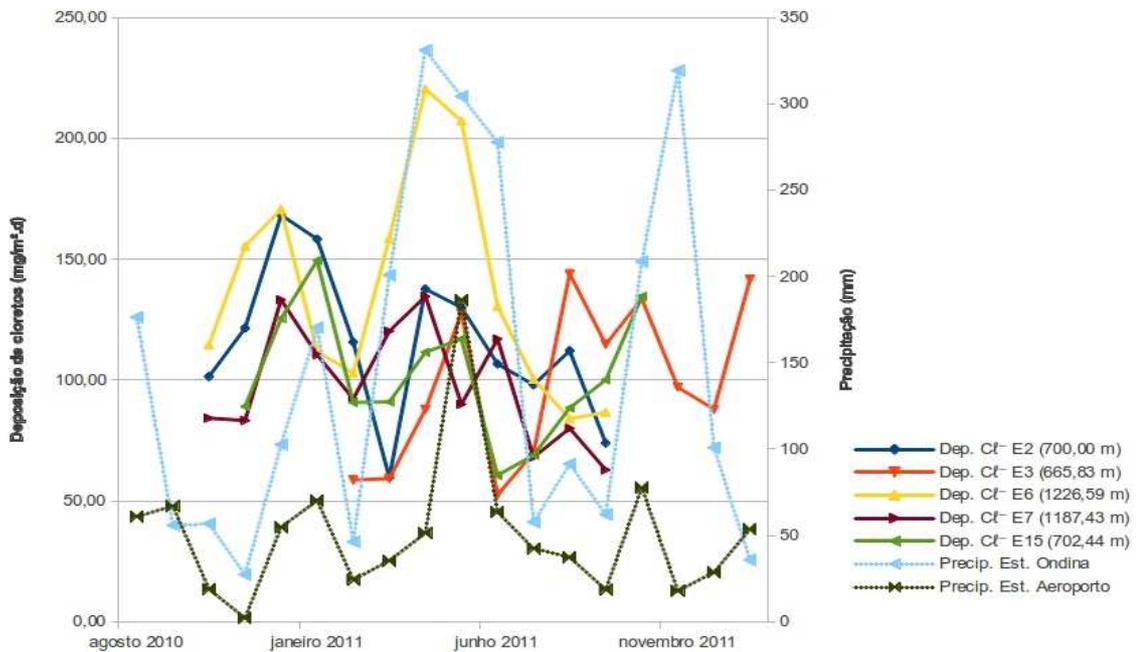


Figura 4.64 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₂, E₃, E₆, E₇ e E₁₅ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

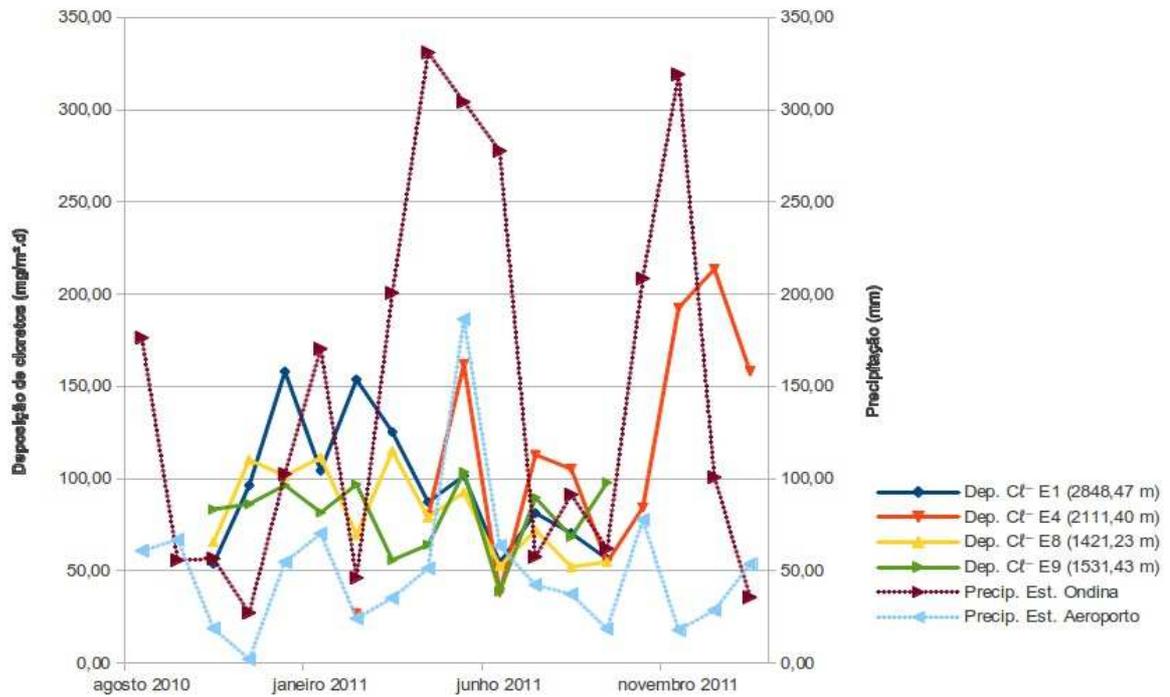


Figura 4.65 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₁, E₄, E₈ e E₉ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

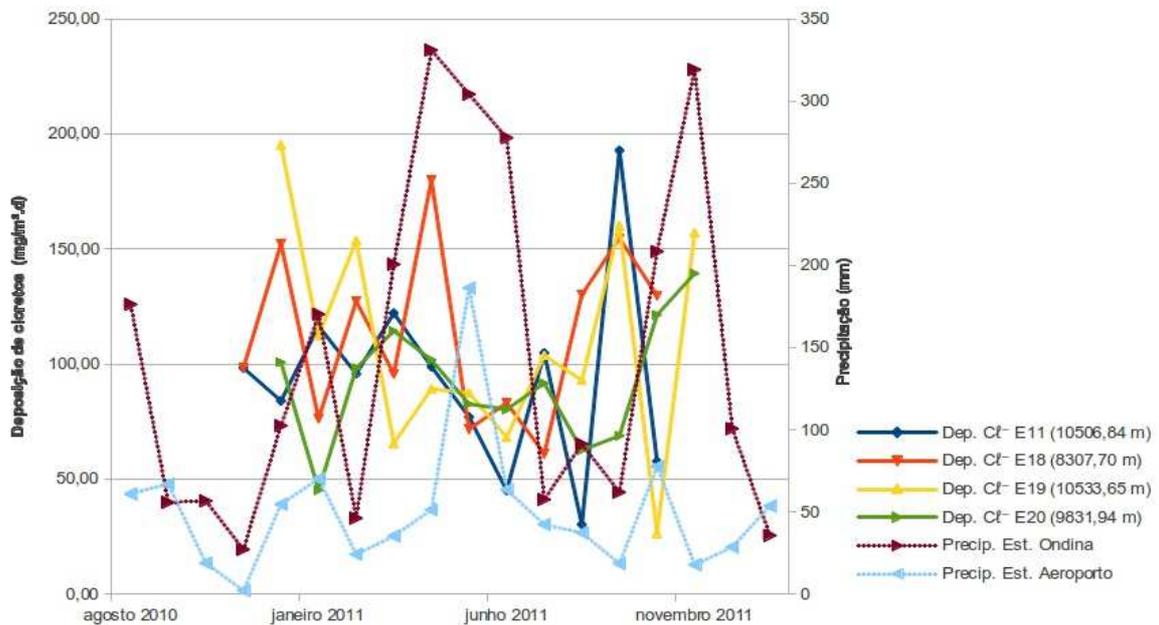


Figura 4.66 – Variação da deposição de cloretos nas estações E₁₁, E₁₈, E₁₉ e E₂₀ e da precipitação pluviométrica durante o período de agosto/2010 a janeiro/2012

4.7.3 Resultados de deposição de cloretos nas estações E_{21a}, E_{21b}, E_{21c} e E_{21d}

Os resultados da determinação do teor de cloretos, no período de outubro de 2011 a novembro de 2012, nas estações de monitoramento instaladas num prédio residencial situado no bairro da Federação são apresentados na Tabela 4.48 e indicados na Figura 4.67.

Com base na instalação dos pontos de coleta, considerando a direção predominante do vento (SE), verifica-se que, para uma mesma fachada, as estações de monitoramento com maior deposição média de cloretos, E_{21c} = 317,14 mg/m².dia e E_{21d} = 281,7943mg/m².dia, situavam-se em menor altitude: E_{21c} = 44,5 m e E_{21d} = 43 m. Salienta-se, contudo, que a localização da fachada preponderou sobre o parâmetro altitude, uma vez que os maiores valores de deposição média de cloretos foram obtidos na fachada voltada para o Oceano Atlântico, E_{21c} = 317,14 mg/m².dia e E_{21a} = 288,64mg/m².dia. Cabe observar que não existiam barreiras (edificações) próximas a referida fachada, o que não ocorreu com as demais.

Tabela 4.48 – Resumo da deposição de cloretos nas estações de monitoramento E_{21a} – E_{21d}

	Período	Estações de coleta – distância em relação ao mar			
		E _{21a} 1062,40 m	E _{21b} 1063,41 m	E _{21c} 1064,41 m	E _{21d} 1065,42 m
Concentração de cloretos mg/(m ² .dia)	out/nov11	213,48	36,93	250,21	56,70
	nov/dez11	20,78 (a)	74,69 (b)	74,09	86,48 (b)
	dez/jan12	95,08	162,38 (b)	170,38	228,08 (b)
	jan/fev/12	109,32 (a)	210,97	114,09	193,08 (a)
	fev/mar12	83,39 (a)	90,05	82,18	203,46
	mar/abr12	443,79 (a)	329,93	638,19	517,06
	abr/mai12	224,17(a)	166,93	316,62	179,90
	mai/jun12	181,68	301,47	170,33	150,02
	jun/jul12	409,52	222,24	774,24	646,87
	ago/set12	871,50	360,05	392,13	333,17
	set/out12	428,23	261,95	371,76	371,04
	out/nov12	382,74	281,56	451,46	415,63
	MÉDIA	288,64	208,26	317,14	281,79
	Desvio padrão (S)	235,78	104,43	221,92	178,53
Coeficiente de variação, CV, %	81,68	50,14	69,98	63,36	
Classificação de contaminação da atmosfera por Cl ⁻ (NBR14643)	B ₂	B ₂	B ₃	B ₂	
Agressividade	Moderada	Moderada	Forte	Moderada	
Risco de deterioração da estrutura	Pequeno	Pequeno	Grande	Pequeno	
(a) Quando da coleta da vela foi observado que parte de sua gaze apresentava cor preta.					
(b) Quando da coleta da vela foi observado que parte de sua gaze apresentava cor avermelhada, decorrente dos serviços de terraplenagem executados em terreno frontal ao prédio estudado.					

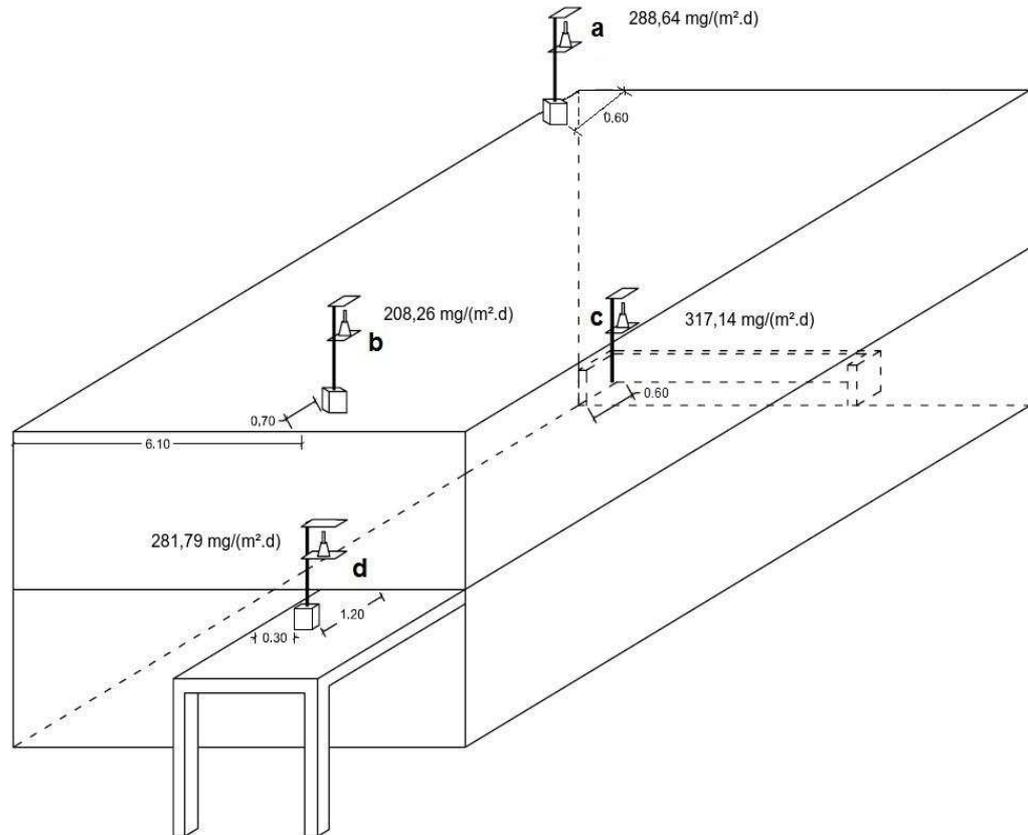


Figura 4.67 – Representação esquemática das estações situadas em edificação localizada no bairro da Federação com os respectivos valores de deposição de cloretos

4.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE CLORETOS E DE RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO EM TESTEMUNHOS DE CONCRETO

Os resultados das análises de laboratório das amostras são apresentados nas Tabelas 4.49 e 4.50, enquanto os perfis de cloretos encontram-se ilustrados nas Figuras 4.68 e 4.69. Cabe salientar que cada ponto dos gráficos corresponde ao seguinte par de valores: média do teor de cloretos obtido nos dois corpos de prova ensaiados e profundidade média da camada ensaiada.

Tabela 4.49 – Determinação do teor de cloretos em testemunhos com diâmetro = 18mm

Localização da estrutura (bairro)	Distância ao mar (m)	Idade (anos)	f_{ck} (MPa)	Corpo de prova	Resultados, em %, referentes à massa de concreto	
					Camada, mm	
					0-15	15-30
Caminho das Árvores	6499,85	23	25	1	0,030	N.D.
				1A	0,020	0,010
				Média	0,025	0,005
Vitória	2308,66	24	20	2	0,020	0,010
				2A	N.D.	0,010
				Média	0,010	0,010
Sete Portas	4747,32	46	18	3	0,010	0,010
				3A	0,030	0,010
				Média	0,020	0,010
Doron	3760,29	15	15	4	0,010	0,010
				4A	0,010	0,030
				Média	0,010	0,020
Paripe	49,40	35	25	5	0,130	0,050
				5A	0,110	0,320
				Média	0,120	0,210
Nazaré	3634,25	39	15	7	0,020	0,020
				7A	0,010	0,010
				Média	0,015	0,015
				8	0,010	0,030
				8A	0,030	0,040
				Média	0,020	0,035

N.D. Não Detectado.

Tabela 4.50 – Determinação do teor de cloretos em testemunhos com diâmetro = 75mm

Localização da estrutura (bairro)	Distância ao mar (m)	Idade (anos)	f_{ck} (MPa)	Corpo de prova	Resultados, em %, referentes à massa de concreto			
					Camada, mm			
					0-7	7-14	14-21	21-28
Pirajá	7434,93	2	25	6	0,010	N.D.	0,020	0,010
Nazaré	3634,25	39	15	9	0,030	0,010	0,010	0,020
Pituba	1212,88	0,5	20	10	0,010	0,020	0,020	0,020

N.D. Não Detectado.

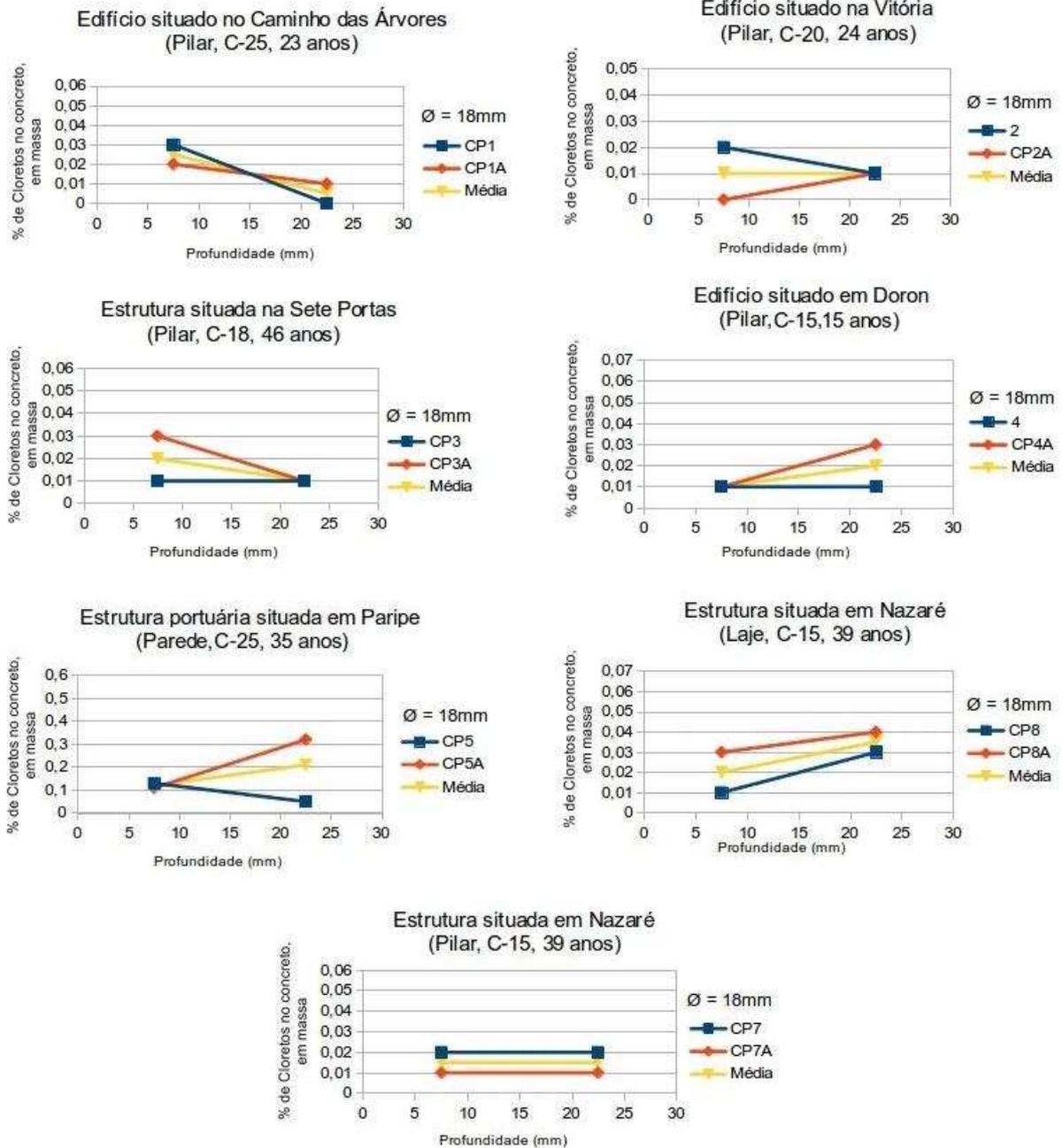


Figura 4.68 – Perfis de cloretos para concretos com diferentes idades, classes de resistência e localização. Ensaio em testemunhos com diâmetro de 18mm

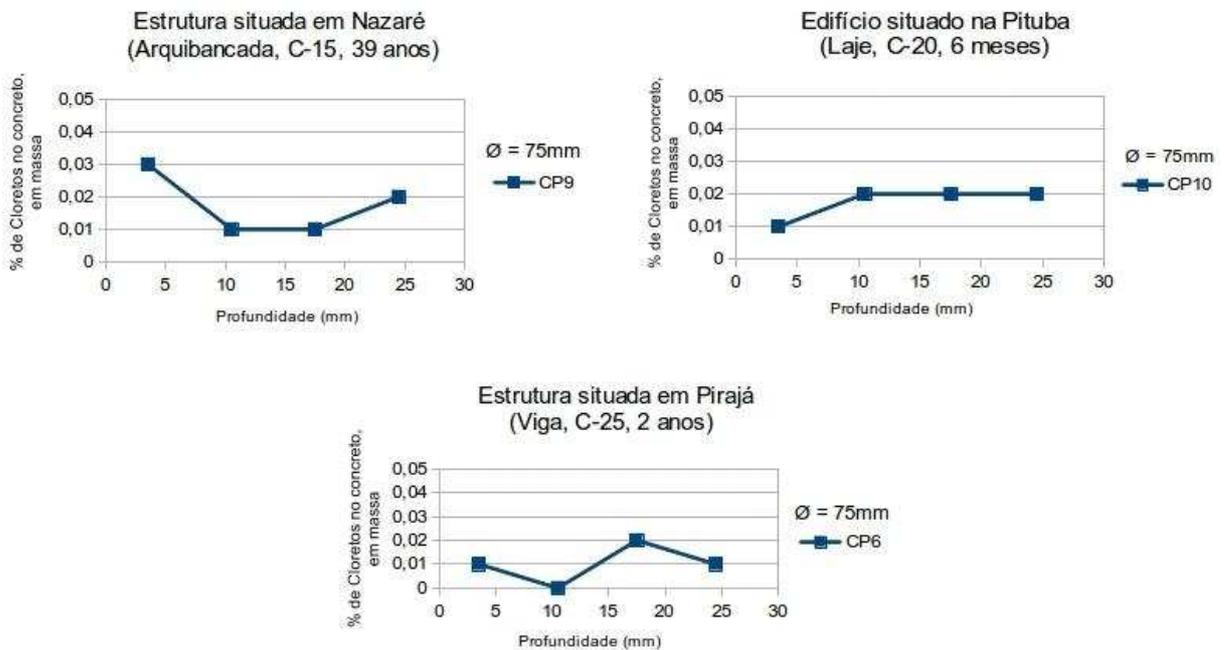


Figura 4.69 – Perfis de cloretos para concretos com diferentes idades, classes de resistência e localização. Ensaio em testemunhos com diâmetro de 75mm

Os resultados da análise química das amostras permitiram estimar os traços dos concretos utilizados, conforme se pode constatar no exposto nas Tabelas 4.51 e 4.52.

Tabela 4.51 – Resultados dos ensaios de reconstituição de traços de concreto

PARÂMETROS	RESULTADOS, %, em massa			
	Características da Obra (local, peça, classe de resistência)			
	Caminho das Árvores (Pilar, C-25)	Pirajá (Viga, C-25)	Nazaré (Pilar, C-15)	Nazaré (Laje, C-15)
Umidade	-	1,67	0,83	1,23
Agregados	78,80	76,82	81,54	79,05
Dióxido de Silício	2,90	3,00	2,94	3,51
Óxido de Cálcio	10,44	10,69	7,85	9,36
Teor de aglomerante (pelo agregado)	21,20	23,18	18,46	20,95
Teor de aglomerante (pelo Dióxido de Silício)	13,81	14,29	14,00	16,71
Teor de aglomerante (pelo Óxido de Cálcio)	16,06	16,45	12,08	14,40

Tabela 4.52 – Estimativa dos traços, em massa, para os concretos empregados nas obras

Proporção cimento: agregado	RESULTADOS, em massa			
	Características da estrutura (local, peça, classe de resistência)			
	Caminho das Árvores (Pilar, C-25)	Pirajá (Viga, C-25)	Nazaré (Pilar, C-15)	Nazaré (Laje, C-15)
1: m	1: 3,72	1: 3,31	1: 4,42	1: 3,77

A NBR 12655 (ABNT, 2006) estabelece no seu item 5.2.2.4 os valores máximos da concentração de íons cloreto no concreto endurecido em relação à massa de cimento, considerando a contribuição de todos os seus componentes, conforme Tabela 4.53. Como as estruturas pesquisadas enquadram-se em outros tipos de construção em concreto armado e em função dos resultados dos ensaios realizados referirem-se à massa do concreto, são apresentados na Tabela 4.54 os valores máximos do referido ânion permitidos pela mencionada especificação brasileira para os concretos analisados, cujos traços foram estimados e discriminados na Tabela 4.52.

Tabela 4.53 – Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras de concreto

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 serviços 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

Nota: O procedimento normativo recomendado corresponde ao da ASTM C1218.

Tabela 4.54 – Comparação entre os teores máximos de íons cloreto (Cl⁻) no concreto

Local da estrutura (bairro)	Peça	Idade (anos)	f _{ck} (MPa)	Estimativa do traço do concreto em massa (1:m)	Teor máximo de íons cloreto (Cl ⁻) no concreto, % sobre a massa do concreto	
					Exigido pela NBR 12655	Obtido no ensaio de viragem visual
Caminho das Árvores	Pilar	23	25	1:3,72	0,064	0,03
Pirajá	Viga	2	25	1:3,31	0,070	0,02
Nazaré	Pilar	39	15	1: 4,42	0,055	0,02
Nazaré	Laje	39	15	1: 3,77	0,063	0,04

Nota: O procedimento normativo recomendado pela NBR 12655 corresponde ao da ASTM C1218, enquanto o utilizado na pesquisa correspondeu ao da viragem visual.

Comparando-se os resultados dos ensaios obtidos com os valores máximos permitidos pela NBR 12655 (ABNT, 2006), constata-se que os teores de cloretos encontrados nas estruturas ensaiadas, mencionadas na Tabela 4.54, situam-se bem aquém dos limites superiores recomendados. Ressalta-se que nessa análise não se considerou a contribuição da água quando da fixação dos limites normativos, por não se conhecer o seu valor em cada traço reconstituído. Salienta-se, contudo, que o aporte de cloretos pela água não alteraria a análise, haja vista que a sua influência é diminuta e que ambos os valores, os exigidos pela NBR 12655 e os obtidos em ensaio, discriminados na Tabela 4.54 seriam minorados.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS COMPLEMENTARES

Após o término desta pesquisa cabe fazer algumas considerações sobre o trabalho empreendido. Sobre as condições da realização da experiência, pode-se afirmar que as instalações utilizadas (laboratório) atenderam aos requisitos técnicos necessários e às exigências de segurança/meio ambiente/saúde, mostrando-se aptas para execução dos ensaios de coluna em argamassas e concreto e que os permeâmetros construídos satisfizeram às necessidades desses experimentos, o que possibilitou a superação das dificuldades enfrentadas durante a sua execução, permitindo a obtenção de resultados que tornaram possível efetivação da análise proposta pelo projeto de pesquisa. Observa-se que o sistema de pressurização por ar comprimido que contempla o dispositivo de interfaces ar/água foi uma solução adequada que propiciou o êxito alcançado no processo de percolação de fluidos em condições de baixa permeabilidade. Destaca-se também que os programas SEEP/W e CTRAN/W demonstraram ser aplicativos de grande valia para modelar o transporte de cloretos em meios porosos constituídos de argamassa e de concreto.

A partir dos resultados alcançados e discutidos no capítulo 4, foi possível chegar a algumas conclusões, que são relacionadas a seguir:

- Devido a possibilidade de ocorrências de fissuras de várias origens e da dissolução ou não do hidróxido cálcio pela água, o ensaio de permeabilidade é extremamente disperso e de difícil reprodutibilidade.

- As argamassas fabricadas com menor índice de consistência (165 ± 5) mm e relações água/cimento iguais a 0,65 e 0,55 apresentaram menor coeficiente de permeabilidade ($k_{\text{representativo}}$) em relação às misturas dosadas com os mesmos a/c e índice de consistência de (225 ± 10) mm. Comparados às argamassas, os concretos com as mesmas relações água/cimento (0,65 e 0,55) apresentaram coeficientes de permeabilidade inferiores. Apesar dos diferentes graus de maturidade, este fato pode ser decorrente da cura adotada e do grau de saturação dos materiais ensaiados, responsáveis pela ausência ou diminuição de microfissuras na zona de transição, caracterizada pela interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento.

- Mantendo-se constante o índice de consistência dos concretos e argamassas, o coeficiente de permeabilidade cresce com o aumento da relação água-cimento. Este

comportamento é devido a influência da relação água-cimento no tamanho, no volume e na continuidade dos vazios capilares.

- Houve crescimento dos valores médios do coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) quando se aumentou a relação água-cimento das argamassas, independentemente do seu índice de consistência, pois as misturas com menores relações água/cimento, a/c , possuem uma estrutura interna mais densa, o que acarreta uma minimização do transporte de cloretos para o seu interior. Assim, à medida que se aumenta a relação água-cimento, a matriz de argamassa se torna mais permeável, propiciando a uma maior mobilidade dos íons através desse material.

- Os valores médios do fator de retardamento (R_d), obtidos para uma concentração relativa, C/C_0 , igual a 0,5, variaram de 2,37 a 3,23 em 20 ensaios de coluna em corpos de prova de argamassa, nos quais foram empregadas soluções de cloreto de sódio com concentrações de 1,65% e 3,3%. Os resultados médios encontrados para o coeficiente de dispersão hidrodinâmica (D_h) situaram-se entre $5,38 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $6,22 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$, enquanto os do coeficiente de dispersão mecânica, α , enquadraram-se entre 0,18 a 0,68. Ressalta-se que o fator de tortuosidade, w , foi adotado igual a 0,02 para permitir obtenção de curvas (C/C_0 versus T) que melhor se ajustaram aos resultados dos ensaios de coluna.

- Os resultados dos ensaios de coluna realizados em dois corpos de prova de concreto moldados a partir de misturas com relações água/cimento 0,55 e 0,65 indicam que o fator de retardamento, R_d , aumenta com o decréscimo deste parâmetro, enquanto o coeficiente de dispersão hidrodinâmica decresce. As justificativas para essas ocorrências devem ser atribuídas à melhoria da qualidade da pasta e à diminuição da velocidade de percolação da solução, v_s , e do coeficiente de dispersão mecânica, α , decorrentes da menor relação água/cimento ($A/C = 0,55$).

- Os resultados dos ensaios de sucção total realizados pelo método do papel filtro em corpos de prova de argamassa e de concreto não evidenciaram de forma significativa a influência da relação água/cimento nesse fenômeno. Considerando a umidade volumétrica de 27,80% para as argamassas e de 17,62% para o concreto, os valores mínimos de sucção calculados para esses materiais foram 50 Pa e 100 Pa, respectivamente.

- Os resultados obtidos com a realização das simulações numéricas com programas SEEP/W e CTRAN/W atestam que o nível de proteção às armaduras oferecido pelo meio poroso concreto é bastante superior àquele propiciado pela argamassa. Ademais, foi

evidenciada a necessidade de se limitar a relação água/cimento para se garantir o requisito de durabilidade das estruturas de concreto armado, haja vista que a modelagem realizada indicou que, para valores de a/c de 0,65 e 0,55, os tempos requeridos para que o cloreto alcance a armadura, com aproximadamente 40 mm de penetração, foram estimados em 2,22 anos e 2,85 anos, respectivamente, considerando o material com UR inicial de 80%. Cabe registrar que esses resultados são compatíveis aos valores encontrados por Rodrigues (2009) e aos estabelecidos pelo Comitê CT 301 (2003, p. 22), considerando o emprego de cimento Portland de alta resistência inicial.

- Os resultados de deposição de cloretos nas vinte estações monitoradas, durante o período de setembro de 2010 a janeiro de 2012, permitem enquadrar os ambientes pesquisados, em termos de contaminação de Cl^- , nas categorias B₂ ou B₃, conforme requisitos da NBR 14643 (ABNT, 2001). Além disso, foi possível estabelecer uma correlação muito forte entre a deposição média de cloretos e a distância ao mar, caracterizada por uma relação exponencial negativa entre os dois parâmetros, mostrando a diminuição na concentração desse íon com o afastamento da costa. Observa-se que as distâncias das estações ao mar foram corrigidas em função da direção predominante do vento, quando da análise dos dados obtidos.

- A taxa de deposição de cloretos numa edificação depende principalmente das condições de exposição de cada parte da estrutura (microclimas), o que poderá resultar em ambientes com diferentes classes de agressividade.

- Os resultados das análises químicas realizadas em testemunhos de concreto extraídos de estruturas não expostas a cloretos, com diferentes idades, classes de resistência e localização, indicam que os teores desses ânions encontrados situam-se bem aquém dos limites estabelecidos pela NBR 12655 (ABNT, 2006).

Considera-se que há necessidade de se realizar estudos complementares, que possam não somente validar, como também adicionar e ampliar os resultados alcançados neste trabalho. Nesse sentido, recomenda-se realizar experiências similares empregando outros tipos de cimento, haja vista que a escolha do cimento mais adequado para resistir à agressividade ambiental é um aspecto que irá influenciar na maior ou menor capacidade de fixação dos cloretos, sendo que para reduzir a penetração desses íons são preferíveis os cimentos com adições, a exemplo do CP III (com escória de alto forno) e do CP IV (com pozolana), pois além de produzirem um efeito químico, essas adições atuam fisicamente densificando a matriz e a zona de transição, reduzindo significativamente a penetrabilidade.

Outra indicação seria efetuar a saturação dos corpos de prova por percolação, com aplicação de vácuo, e desenvolver equipamentos que permitam realizar ensaios de coluna em concretos fabricados com relações água/cimento iguais a 0,50 e 0,45, levando em conta a necessidade de se conhecer os parâmetros relativos ao transporte de cloretos nessas misturas, tais como: os coeficientes de dispersão hidrodinâmica, D_h , de dispersão mecânica, α , e os fatores de retardamento, R_d , e de tortuosidade, w . Também se recomenda realizar ensaios de coluna em concretos a partir de amostras (fatias) originadas de uma mesma camada dos corpos de prova, ou seja, localizadas na mesma profundidade, a fim de se eliminar a influência da variação de porosidade na determinação dos coeficientes de difusividade do material, pois se sabe que este parâmetro decresce com o aumento da profundidade da camada. Dessa maneira, espera-se que este trabalho ofereça ao engenheiro projetista uma ferramenta para quantificar a vida útil de uma estrutura de concreto, contribuindo, por conseguinte, para o desenvolvimento de normas brasileiras específicas sobre o assunto.

REFERÊNCIAS

AÏTCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. São Paulo: Pini, 2000. 667p.

ALMUSALLAM, A. A. Effect of environmental conditions on the properties of fresh and hardened concrete. **Cement and Concrete Composites**. v. 23, p. 353-361, 2001. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/cemconcomp>>. Acesso em: 14 out. 2010.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORT OFFICIALS – ASSHTO. **AASHTO T 277**: Standard test method for rapid determination of chloride permeability of concrete. Washington, 1983.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide to Durable Concrete: reported by ACI committee 201. *ACI Materials Journal*, v. 88, n.5, p.544-582, 1991

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **ASTM C 150-12**: Standard specification for Portland cement. West Conshohocken, PA, 2012.

_____. **ASTM D 512-89**: Standard test method for chloride Ion in water. Philadelphia, 1999.

_____. **ASTM C 1202**: Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ions penetration. West Conshohocken, PA, 1994. 6p.

_____. **ASTM C 1202**: Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ions penetration. West Conshohocken, PA, 2000. 6p.

_____. **ASTM C 1218**: Standard test method for water-soluble chloride in mortar and concrete. Philadelphia, 1997.

_____. **ASTM C 1543-02**. Standard Test Method for Determining the Penetration of Chloride Ion into Concrete by Ponding. In: _____. **Concrete and Aggregates**. West Conshohocken, PA, 2003. (Standards on Disc).

_____. **ASTM C 1556-03**. Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion. In **Concrete and Aggregates**. Vol. 04.02. West Conshohocken, PA, 2003. (Standards on Disc.)

_____. ASTM C 6140. Standard test method for determining atmospheric chloride deposition rate by wet candle method. In: _____. **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 1996.

_____. ASTM D. 5298-92. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: _____. **Annual Book of ASTM Standards**. vol. 15.09. Philadelphia, 1992.

_____. ASTM D5298-10. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: _____. **Annual Book of ASTM Standards**. vol. 15.09. Philadelphia, 2010.

ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GARCIA, A. M. Oxygen availability in the corrosion of reinforcements. **Advances in Cement Research**, London, v. 3, n. 11, 1990.

ANDRADE, J. J. de O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. 1997. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997. Disponível em: <www.pucrs.br/uni/poa/feng/civil/professores>. Acesso em: 10 jan. 2011.

ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001. 256 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ANDRADE, Maria Del Carmen. Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 23, p. 724-742, 1993.

_____. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. São Paulo: Pini, 1992. 104 p.

ANDRADE, M. C.; PAGE, C. L. Pore solution chemistry and corrosion in hydrated cement systems containing chloride salts: a study of cation specific effects. **British Corrosion Journal**, v. 21, n.1, p. 49-53, 1986.

ANDRADE, C.; WHITING, D. A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady-state accelerated ionic migration. **Materials and Structures**, vol. 29, n. 192, p. 476-484, 1996.

ANDRADE, Walton Pacelli. **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. São Paulo: Pini, 1997. 886 p.

ARANHA, P. M. S. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na Região Amazônica**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, 1994. Disponível em: <www6.ufrgs.br/engcivil/ppgec/dissertacoes>. Acesso em: 03 out. 2010.

ARÊAS, V. F. **Estudo experimental e analítico do transporte de contaminantes em meios porosos**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/cat_view/1-mestrado/86-2006>. Acesso em: 08 mar. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991. 5 p.

_____. **NBR 5737**: cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992. 4 p.

_____. **NBR 5738**: moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos; procedimento. Rio de Janeiro, 2008. 6 p.

_____. **NBR 5739**: concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR 5742**: análise química de cimento Portland – processos de arbitragem para determinação de dióxido de silício, óxido férrico, óxido de alumínio, óxido de cálcio e óxido de magnésio; método de ensaio. Rio de Janeiro

- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto; procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- _____. **NBR 6118**: projeto e execução de obras de concreto armado; procedimento. Rio de Janeiro, 1982. 76 p.
- _____. **NBR 6211**: corrosão atmosférica - determinação de cloretos na atmosfera pelo método da vela úmida. Rio de Janeiro, 2001. 6 p.
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 80 p.
- _____. **NBR 7211**: agregado para concreto. Rio de Janeiro, 2009. 9 p.
- _____. **NBR 7215**: cimento Portland - determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996. 8 p.
- _____. **NBR 7222**: argamassa e concreto - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010. 3 p.
- _____. **NBR 8451-1**: Postes de concreto armado e protendido para redes de distribuição e de transmissão de energia elétrica. Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2011. 32 p.
- _____. **NBR 8451-4**: Postes de concreto armado e protendido para redes de distribuição e de transmissão de energia elétrica. Parte 4: determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2011. 4 p.
- _____. **NBR 9778**: argamassa e concreto endurecidos - determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009. 4 p.
- _____. **NBR 9779**: argamassa e concreto endurecidos - determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro, 1995. 2 p.
- _____. **NBR 10786**: concreto endurecido - determinação do coeficiente de permeabilidade a água. Rio de Janeiro, 2013. 6 p.
- _____. **NBR 10787**: concreto endurecido - determinação da penetração de água sob pressão. Rio de Janeiro, 2011. 6 p.
- _____. **NBR 11579**: cimento Portland - determinação da finura por meio da peneira 75 μ m (nº 200). Rio de Janeiro, 1991. 3 p.
- _____. **NBR 11582**: cimento Portland - determinação da expansibilidade de Le Chatelier. Rio de Janeiro, 1991. 2 p.
- _____. **NBR 12655**: concreto - preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 2006. 18 p.
- _____. **NBR 14643**: corrosividade atmosférica – classificação da corrosividade de atmosferas. Rio de Janeiro, 2001. 11 p.
- _____. **NBR 14931**: execução de estruturas de concreto; procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 40 p.
- _____. **NBR 15575-1**: edificações habitacionais - desempenho, parte 1: requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013, 71 p.

_____. **NBR NM 13:** cimento Portland - análise química - determinação de óxido de cálcio livre pelo etileno glicol. Rio de Janeiro, 2004. 4 p.

_____. **NBR NM 14:** cimento Portland - análise química – método de arbitragem para determinação de dióxido de silício, óxido férrico, óxido de alumínio, óxido de cálcio e óxido de magnésio. Rio de Janeiro, 2012. 10 p.

_____. **NBR NM 15:** cimento Portland - análise química - determinação de resíduo insolúvel. Rio de Janeiro, 2012. 3 p.

_____. **NBR NM 16:** cimento Portland - análise química – determinação de anidrido sulfúrico. Rio de Janeiro, 2012. 3 p.

_____. **NBR NM 17:** cimento Portland - análise química – determinação de óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama. Rio de Janeiro, 2012. 7 p.

_____. **NBR NM 18:** cimento Portland - determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro, 2012. 4 p.

_____. **NBR NM 30:** agregado miúdo - determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001. 3 p.

_____. **NBR NM 43:** cimento Portland - determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro, 2003. 8 p.

_____. **NBR NM 46:** agregados - determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR NM 49:** agregado miúdo - determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001. 3 p.

_____. **NBR NM 52:** agregado miúdo - determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.

_____. **NBR NM 53:** agregado graúdo - determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 65:** cimento Portland - determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003. 4 p.

_____. **NBR NM 76:** cimento Portland - determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro, 1998. 2 p.

_____. **NBR NM 248:** agregados - determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **Projeto NBR 6118:** projeto de estruturas de concreto; procedimento. Rio de Janeiro, 2001. 174 p.

AZEVEDO, I. C. D. *et al.* Determinação de parâmetros de transporte de metais pesados em solo residual compactado utilizando-se duas metodologias. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, PB, v. 9, n. 4, v. 9, p. 623-630, 2005.

BAKKER, R. F. M. Initiation Period. Report of the Technical Committee (60-CSC RILEM). In:

- SCHIESSL, Peter. **Corrosion of steel in concrete**. London: Chapman & Hall, 1988. cap.3.
- BAUER, E.; CASTRO, E. K. **Estudo da movimentação dos íons cloreto no concreto** - influência da corrosão das armaduras. Brasília: Universidade de Brasília. Departamento de Engenharia Civil, 1995.
- BASHEER, P. M. A. Monitoring electrical resistance of concretes containing alternative cementitious materials to assess their resistance to chloride penetration. **Cement & Concrete Composites**, Elsevier Science, (24), Issue 5, p. 437- 449, October 2002.
- BAWEJA, D.; ROPPER, H.; SIRIVIVATNANON, VV. Chloride-induced steel corrosion in concrete: Part I – corrosion rates, corrosion activity, and attack areas. **ACI Materials Journal**, American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v. 95, n. 3, p. 207-217, May/June, 1998.
- BERTOLINI, L. **Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 414 p.
- BICZÓK, I. **Corrosion y protección del hormigón**. Trad. Emílio J. Dócon Asensi. Bilbao: Urno, 1972.
- BÔHNI, H. **Corrosion in reinforced concrete structures**. Cambridge: Woodhead, 2005, 248 p.
- BORGES, A. F.; CAMPOS, T. M. P.; NOBRE, M. M. M. Desenvolvimento de um sistema de permeômetros para ensaios de transporte de contaminantes em laboratório. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 20, n. 3, p. 191- 207, 1997.
- BOSCOV, M. E. G. **Contribuição ao projeto de sistemas de contenção de resíduos perigosos utilizando solos lateríticos**. 1997. 269 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BOSCOV, M. E. G.; OLIVEIRA, E.; GHILARDI, M. P.; SILVA, M. M. Difusão de metais através de uma argila laterítica compactada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA AMBIENTAL – REGEIO, 4., 1999. São José dos Campos, São Paulo. **Anais...** p. 323 – 330.
- BUENFELD, N. R. *et.al.* Chloride transport in concrete subjected to electrical field. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 10, n. 4, p. 220 -228, November 1998.
- BUENFELD, N. R., OKUNDI, E. Effect of cement on transport in concrete. **Magazine of Concrete Research**. Vol. 52, p. 73-76, 2000.
- CALÇADA, L. M. L. **Estudo da eficácia do ensaio de migração em condições de fluxo não estacionário na previsão da penetração de cloretos no concreto**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, Florianópolis, 2004. Disponível em: <http://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta15072010/wp-content/uploads/2008/09/palestra_tese_luciana_calcada.pdf>. Acesso em: 12 dez. 2010.
- CALÇAS, Daniela Augusta N. de Q. P.; HAMADA, Jorge; GIACHETI, Heraldo. Atenuação natural de contaminantes do chorume de aterros sanitários em solos arenosos. CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL- ABES, 21, 2001, João Pessoa, PB. **Anais...** Rio de Janeiro: ABES, 2001. Disponível em: <<http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/resisoli/brasil/iii-105.pdf>>. Acesso em: 20 fev. 2011.

CAMPOS, Vânia Palmeira. **Especiação inorgânica de enxofre, nitrogênio e cloro na precipitação seca e úmida no recôncavo baiano**. 1995. 318 p. Tese (Doutorado em Química Analítica) – Instituto de Química, Universidade Federal da Bahia, Salvador, BA.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARVALHO, T. E. M. **Adsorção de corantes aniônicas de solução aquosa em cinza leve de carvão e zeólita de cinza leve de carvão**. 2010. Dissertação (Mestrado em Ciência na área de Tecnologia Nuclear – Materiais) – Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares - IPEN, Autarquia associada à Universidade de São Paulo, São Paulo. Disponível em: <<http://www.pelicano.ipen.br.>>. Acesso em: 01 maio 2011.

CARVALHO, T. F. E. **Materiais de Construção I – CIV237**. 2009. Apostila empregada no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto. Disponível em: <<http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~guilherme/Apostila%20CIV237%20-%202009.pdf>>. Acesso em: 16 fevereiro 2014.

CASCUDO, Osvaldo. **O controle da corrosão de armaduras em concreto**. Inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo: Pini, 1999, p. 237.

CHAND, I.; BHARGAVA, P. K. Estimation of driving rain index for India. **Building and Environment**, n. 37, p. 549-554, 2002. Disponível em: <www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132301000579>. Acesso em: 01 mar. 2011.

COLLEPARDI, M.; MARCIALIS, A; TURRIZIANI, R. Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes. **Journal of the American Ceramic Society**, Westerville, Ohio, v. 55, n.10, p.533-535, 1972.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Durable Concrete Structures - Design Guide**. Second edition. Bulletin d'Information n. 183. Thomas Telford, London, 1992. p.112.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Final Draft. Bulletin d'Information. Lausanne, 1991. (n. 205).

COMITÊ TÉCNICO CT-301 CONCRETO ESTRUTURAL. **Prática recomendada IBRACON: Comentários Técnicos NB-1**. 70p. Apresenta comentário da NBR 6118:2003: projeto de estruturas de concreto procedimento. São Paulo: Ibracon, jun. 2003.

COUTINHO, A. S. **Fabrico e Propriedades do Betão**. vol. 1. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 1973. 610 p.

_____. **Fabrico e Propriedades do Betão**. vol. 2 Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 1974. 641 p.

COUTINHO, J. S. **Melhoria da durabilidade do Betão por tratamento de cofragem**. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, 1998, Porto. Disponível em: <<http://paginas.fe.up.pt/~jcouti/corrosao%20tese.pdf>>. Acesso em: 05 jan. 2011.

CRANK, J. **The Mathematics of Diffusion**, second ed., Oxford Univ. Press, Oxford, UK, 1975, p.

11-13.

DAL MOLIN, D.C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado**: análise de manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul. 1988. 220 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, RS. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/15655>>. Acesso em: 05 set. 2010.

Da SILVA, T. J. **Caracterização estatística de parâmetros físicos do concreto**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, 2002, Belo Horizonte, MG.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN-4030 Part 1**. Assessment of water, soil and gases for their aggressiveness to concrete: principles and limiting values. Berlin, Germany, 1991.

_____. **DIN-1048 Part 5**. Testing Concrete – Testing of hardened concrete (specimens prepared in mould). Berlin, Germany, 1991. 8 p.

DURACRETE. **Models for environmental actions on concrete structures**. The European Union – Brite EuRam III, Mar, 1999. 273 p.

DURIEZ, M. Ciments opposer, avec efficacité, à la corrosion des armatures ou des fils d'acier, au sein des bétons armés ou précontraints. **Travaux**, n. 356, p. 618. Julho-Agosto, 1964.

EBACH, E. A.; WHITE, R. R. Mixing of Fluids Flowing through Beds of Packed Solids. **American Institute Chemical Engineers Journal**, Vol. 4, Issue 2, p. 161-169, 1958.

EMBRAPA. CENTRO NACIONAL DE PESQUISAS DE SOLOS. **Manual de métodos de análise de solos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 1997. 212 p.

European N 196-4. **Methods of testing cement, quantitative determination of constituents**. London, 2007. 38 p.

EN 1936. **Natural stone test methods – Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity**. London, 2006, 11 p.

FELDMAN, R. F.; CHAN, G. W.; BROUSSEAU, R. J.; TUMIDAJSKI, J. Investigation of the Rapid Chloride Permeability Test. **ACI Material Journal**, American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v. 91, n. 2, p. 246-255, 1994.

FELIÚ, S.; MORCILLO, M.; CHICO, B. Effect of distance from sea on atmospheric corrosion rate. **Corrosion**, Madrid, v. 55, n.9, p. 883-891, 1999.

FERRARI, M. N. **Corrosão das armaduras devido à ação dos íons cloreto no concreto**. 2008. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, RS. Disponível em: <<http://www.ufsm.br/engcivil/TCC/2008>>. Acesso em: 01 maio 2011.

FERREIRA, R. M. **Avaliação de ensaios de durabilidade do betão**. 2000. 246 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia do Minho, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. Disponível em: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/40/1/Rui_Miguel_Ferreira_DECivil.pdf>. Acesso em: 01 junho 2013.

FERREIRA, S. B. **Ensaio laboratoriais para avaliação do potencial de contaminação de solo e de água por gasolina oxigenada**. 2000. 257 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

FETTER, C. W. **Contaminant Hydrogeology**. New Jersey: Prentice Hall, 1992.

FIGUEIREDO, Enio Pazini. Efeitos da Carbonatação e de Cloretos no Concreto. In: ISAIÁ, G. C. (Ed). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – Ibracon, 2005. v. 2, cap. 27, p. 829-855.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, 31- 4, p. 521-532, 1994.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. New Jersey: Prentice-Hall, 1979. 604p.

FREITAS, V. P; TORRES, M. I; GUIMARÃES, A. S. **Humidade Ascensional**. Porto: FEUP, 2008. 106 p.

FUSCO, P. B. Estruturas de concreto. **Fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo: McGRAW-HILL, 1976. 298 p.

_____. **Tecnologia do concreto estrutural**. São Paulo: Pini, 2008. 179 p.

GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGÓN – GEHO-CEB. **Durabilidad de estructuras de hormigón**. Guía de Diseño. Boletín. Madrid, 1993. (CEB Boletín n.12).

GASTALDINI, A. L. G. **Efeitos de misturas compostas de pozolanas e escória na permeabilidade a cloreto**. In: ENCONTRO NACIONAL EM TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 27., 2000, Salvador. **Anais...** v. 2, p. 1026-1033.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. Rio de Janeiro: Guanabara, 2008. 353p.

GONÇALVES, A.; COUTINHO, A. S. **Fabrico e propriedades do betão**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 1995. 368 p.

GONÇALVES, A.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. **Procedimientos de reparación y protección de armaduras**. Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón. São Paulo: Editores Paulo Helene e Fernanda Pereira , 2003. p. 341-376

GOÑI, S.; ANDRADE, C. Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 20, n. 4. p. 525-539, 1990.

GUIMARÃES, A. T. C; HELENE, P. R. L. **Difusão de cloretos e a influência do grau de saturação do concreto: ensaio em laboratório e medição de obra em uso**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo: USP, 2000. 24p. (BT/PCC/265). Disponível em: <http://publicacoes.pcc.usp.br/PDF/BTs_Petrece/BT265-%20Guimar%C3%A3es%20ok.pdf>. Acesso em: 18 maio 2013.

GUIMARÃES, J. P. Z. **Estudo Experimental das propriedades do concreto de alto desempenho**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, Rio de Janeiro. Disponível em: <www2.dbd.puc-rio.br/pergamum/tesesabertas/0016578_02_pretexto.pdf>. Acesso em: 29 jul. 2012.

HADLEY, H. M. **Concreto em água do mar** – necessária revisão do ponto de vista. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, 1948.

HALAMICKOVA, P. *et al.* Water permeability and chloride ion diffusion in Portland cement mortars: relationship to sand content and critical pore diameter. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 25, Issue 4, p. 709-802, May 1995.

HELENE, P. R. L.; ISAIA, G. C. **Efeitos de altos teores de pozolanas em concreto de elevado desempenho sob ação de cloretos**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo: USP, 1995. 20 p. (BT/PCC/151). Disponível em: <http://publicacoes.pcc.usp.br/PDF/BTs_Petreche/BT151-%20Isaia.pdf>. Acesso em: 11 out. 2010.

HELENE, P. R. L.; MEDEIROS, M. H. F. Migração de íons cloretos no concreto – influência da consistência, relação água-cimento e consumo de cimento. **Revista IBRACON**, São Paulo, ano 11, n. 32, fev./abril, 2003.

HELENE, P. R. L. **Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto**. In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 1997, São Leopoldo. **Anais...** São Leopoldo: ANTAC, 1997. vol. 1, p. 31- 42.

_____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 271f. Tese (Livre Docência em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP, São Paulo. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/5635>>. Acesso em: 23 jul. 2010.

_____. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: Pini, 1986. 46p.

HENDRICKX, R.; ROELS, S.; BALEN, K.V. Measuring the water capacity and transfer properties of fresh mortar. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 40, p.1650 -1655, 2010.

HOROWITZ, A. J. A. **A Primer on Sediment – Trace Element Chemistry**. Chelsea: Lewis, 1991.

HUSSAIN, S. E.; AL-GAHTANI A.S.; RASHEEDUZAFAR. Chloride threshold for corrosion of reinforcement in concrete. **ACI Materials Journal**, American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v. 94, n. 6, p. 534 -538, 1996.

HUSSAIN, S. E. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 25, p. 1543-1555, 1995.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/html/climamapas/?mapa=tmed>>. Acesso em: 30 abr. 2011a.

_____. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/html/climamapas/?mapa=prec>>. Acesso em: 30 abr. 2011b.

_____. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/html/climamapas/?mapa=umid>>. Acesso em: 30 abr. 2011c.

_____. Disponível em <http://www.inmet.gov.br/html/climamapas/?mapa=inso>. Acesso em: 30 abr. 2011d.

ISAIA, G. C. **Deformações e fissuração do concreto em estruturas correntes**. Santa Maria: UFSM, 1985. 99p. (Cadernos Didáticos).

JAEGERMANN, C. Effect of water-cement ration and curing on chloride penetration into concrete exposed to Mediterranean Sea acclimate. **ACI Materials Journal**, American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v.87, n.4, p. 333-339, July/Aug.1990.

JOHN, V. M. Concreto sustentável. **Concreto: ciência e tecnologia**. v. 2. São Paulo: Ibracon, 2011. p. 1843-1869.

JOISEL, A. **Fisuras y grietas em morteros y hormigones**. Barcelona: ETA, 1975. 174 p.

JUSTNES, H. A review of chloride binding in cementitious systems. **Nordic Concrete Research**, Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, Trondheim, 21; 48-63, 1998. Disponível em: <www.itn.is/ncr/publications/doc_21-4.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2010.

KUMAR, A. **Water flow and transport of chloride in unsaturated concrete**. A thesis submitted to the college of graduate studies and research in partial fulfillment the degree of master of science in the Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 2010. Disponível em : <http://ecommons.usask.ca/bitstream/handle/10388/etd-07132010-144542/Thesis_Kumar_Ajeet.pdf>. Acesso em: 29 mar 2010.

Kashino, N. (1984). Investigation into the limit of initial corrosion occurrence in existing reinforced concrete structures. **3 rd Internacional Conference on the Durability of Building Materials and Components**, Espoo, Finland, Vol 3, 176-186.

KOLLEK, J. J. The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method – a recommendation. **Materials and Structures**, West Lafayette, IN, n. 22, p. 225-230, 1989.

LAMBERT, P.; PAGE, C. L.; SHORT, N. R. Pore Solution Chemistry of the Hydrated System Tricalcium Silicate/Sodium Chloride/Water. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 15, p. 675-680, 1985.

LAMBERTS, Roberto; DUTRA, Luciano; PEREIRA, Fernando O. R. **Eficiência energética na arquitetura**. São Paulo: PW, 1997.

LANE, D. S. **Laboratory comparison of several tests for evaluating the transport properties of concrete**. Research Report. Virginia Transportation Research Council Charlottesville, VA, 2006. (Final Report VTRC 06-R38). 16 p. Disponível em: <http://www.virginiadot.org/vtrc/main/online_reports/pdf/06-r38.pdf>. Acesso em: 10 jan. 2012.

LEITE, J. C. **Estudos laboratoriais de percolação em colunas de misturas de solos lateríticos compactadas: equipamentos e ensaios**. 2000. 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

LIBARDI, P. L. **Potenciais de Água no Solo**. iracicaba, SP, Departamento de Engenharia Rural, 1993. (Série Didática n° 007).

LIMA, Maryangela Geimbra. Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. v.1. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – Ibracon, 2011. Cap. 24, p. 733-772.

LIMA, M.G; ARVATI FILHO, A.; HELENE, P. R. L. **Inibidores de corrosão-compatibilidade cimento-aditivo**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo: USP, 1996. (BT/PCC/168). Disponível em: <http://publicacoes.pcc.usp.br/PDF/BTs_Petreche/BT168-%20Lima.PDF>. Acesso em: 31 jan. 2012.

LIMA, M. G.; MORELLI, F. **Degradação das estruturas de concreto devido à amplitude térmica brasileira**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 2003. 1 CD-ROM.

LIMA, S. M. **Concreto de alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. Disponível em: <<http://www.essc.usp.br/pdf>>. Acesso em: 01 maio 2011.

LIVI, Celso Pohlmann. **Fundamentos de fenômenos de transporte**. Rio de Janeiro: LTC, 2004. 206p.

LÓPEZ, W.; GONZÁLEZ, J.A.; ANDRADE, C. Influence of temperature on the service life of re-bars. **Cement and Concrete Research**, New York, vol. 23, n. 5, p. 1130-1140, 1993.

MACHADO, S. L.; DOURADO, K. A. **Novas técnicas para obtenção da curva característica de sucção do solo**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. 4., Porto Alegre, RS, 2001. **Anais...** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), vol. 1, p-325-336.

MACHADO, S. L.; PRESA, E. P. Tendências Atuais dos Solos Não Saturados no Brasil. ECOS do NSAT 2007. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG, 2008, Búzios, RJ. **Anais...** Vol., p.231-250.

MACHADO, S. L.; ZUQUETTE, L. V. **Transporte de massa e mecanismos de retenção em solos não saturados**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5., 2005, São Carlos, SP. **Anais...** 35 p. Disponível em: <http://www.eesc.usp.br/nsat/nsat2004/vol_2.pdf>. Acesso em: 02 jan. 2011.

MACHADO, S. L. **Relatório final do projeto purifica**. Proposta para remediação de áreas degradadas pela atividade extrativa de chumbo em Santo Amaro da Purificação, 2002.

MARTYS, N. S. Diffusion in partially-saturated porous materials. *Materials and Structures*, West Lafayette, IN, v. 32, p. 555-62, 1999. Disponível em: <<http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build99/PDF/b99098.pdf>>. Acesso em: 8 maio 2013.

MARTYS, N.S. **Survey of concrete transport properties and their measurement**. Report. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology - NIST, 1995. (NIST IR 5592).

MASCARÓ, L. R. **Energia na edificação** – estratégia para minimizar seu consumo. São Paulo: Projeto Editores Associados, 1985.

MATTOS, Flávio Vassallo. **Contribuição ao estudo de Argamassas de Recuperação Superficial em estruturas de Concreto Armado**. 2002. 201p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal do Espírito, Vitória, ES.

MATTSSON, J. O. **Introduktion till mikro-och lokalklimatologin**. Malmö: Liber Läromedel, 1979.

MEIRA, Gibson Rocha; PADARATZ, IVO José. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos**. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, 2002, Foz do Iguaçu, PR.

MEIRA, Gibson Rocha; PADARATZ, Ivo José. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos**. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** 2002.

McGRATH, P. F.; HOOTON. R. D. Re-evaluation of the AASHTO T259 90-day salt ponding test. **Cement and Concrete Research**, New York, v.29, p.1239-1248, 1999.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 2008. 674 p.

MIYAKE, E. T. **Determinação da permeabilidade a gás em concreto usado em repositórios para rejeitos radioativos**. 1994. Dissertação (Mestrado em Ciência na Área de Reatores Nucleares de Potência e Tecnologia do Combustível Nuclear) – e Instituto de Pesquisas energéticas e Nucleares - Ipen, Autarquia associada à Universidade de São Paulo, São Paulo. Disponível em: <<http://www.pelicano.ipen.br>>. Acesso em: 25 mar. 2013.

MOORE, Walter John. **Físico-química**. São Paulo: Edgard Blucher, 2008, 866 p.

MORCILLO, M. **Corrosión y protección de metales em lãs atmosferas de iberoamerica**. Madrid: Cyted, 1998. 52 p.

MORCILLO, M. *et al.* Salinity in marine atmospheric corrosion: its dependence on the wind regime existing in the site. **Corrosion Science**, v. 42, p.91-104, 2000. Disponível em: <<http://144.206.159.178/FT/251/9769/188074.pdf>>. Acesso em: 06 jan. 2012.

MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resources Reserch**, 12-3, p. 513-522, 1976.

NASCENTES, R. **Estudo da mobilidade de metais pesados em um solo residual compactado**. Minas Gerais: Universidade Federal de Viçosa. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. Disponível em: <http://www.ufv.br/dec/ppg/Teses/MS_Nascentes.pdf>. Acesso em: 06 de jun. 2010.

NEPOMUCENO, Antônio Alberto. Comportamento de argamassas de cimento I-45 de fabricação espanhola na penetração de íons cloreto e CO₂, quando modificadas com aditivos. In:

CONGRESSO BRASILEIRO DE CIMENTO, 3., 1993, São Paulo-SP. **Anais...** v. 2, São Paulo: ABCP, 1993.

_____. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. v. 2. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – Ibracon, 2005. cap. 26, p. 793-827.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1982. 738 p.

_____. **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997. 828 p.

NIELSEN, E. P.; GEIKER, M. R. Chloride diffusion in partially saturated cementitious material. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 33, p. 133-138, 2003.

NORMA PORTUGUESA: **NP EN 206-1**: Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. 1 ed. Caparica: IPQ, Junho 2010, 5 p.

OGATA, A.; BANKS, R. B. **A Solution of the Differential Equation of Longitudinal Dispersion in Porous Media**. U. S. Geological Survey, *Prof. Paper* 411-A.1961.

_____. **Theory of Dispersion in a Granular Medium**. U. S. Geological Survey, *Prof. Paper* 411-1. 1970.

OLIVEIRA, M. J. E. **Materiais descartados pelas obras de construção civil: Estudo dos resíduos de concreto para reciclagem**. 2002. Tese (Doutorado em Geociências) – Programa de Pós-Graduação em Geociências e Meio Ambiente, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Rio Claro, SP. Disponível em: <<http://www.reciclagem.pcc.usp.br/ftp/Tese-M%C3%A1rcio-9-03-02.pdf>>. Acesso em: 04 mai. 2013.

PAGE, C. L.; SHORT, N.R.; EL TARRAS, A. Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, New York, v.11, n.3, p.395-401, May, 1981.

PAULA, J.; ATKINS, P. **Físico-química**. Rio de Janeiro: LTC, 2008. 427 p.

PAPADAKIS, V. G.; ROUMELIOTIS, A. P.; FARDIS, M. N.; VAYENAS, C. G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: Internl. Conf. Concrete REPAIR, REHABILITATION AND PROTECTION. 1996, Dundee, Escócia. Ed. R. K. Dhir & M. R. Jones **Proceedings...** Londres: E & FN Spon, 1996. p. 165-174.

PEREIRA, V. G. A. **Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: Influência do tipo de cimento, da relação A/C, da temperatura e do tempo de cura**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2001. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/2801>>. Acesso em: 20 out. 2010.

PETRONILHO, Edson; SÍGOLO, Caio. **Durabilidade do Concreto**. Princípios fundamentais para projetar e executar estruturas duráveis. 2011. Disponível em: <<http://www.petronilho.com.br/UserFiles/Petronilho-site2012DURABILIDADEABNTREVISADO.pdf>>. Acesso em: 20 jul. 2013.

POMMERSHEIM, J. M.; CLIFTON, J.R. **Models of Transport Processes in Concrete**: Technical Report. Gaithersburg, MD, USA: National Institute of Standards and Technology, 1991. (NUREG /CR 4269).

POSSAN, E. **Modelagem estocástica da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, 2010.

POWERS, T. C.; COPELAND, L. E.; HAYES, J.C.; MANN, H. M. Permeability of Portland cement paste. **ACI Journal**. Journal of the American Concrete Institute, p. 285-298, 1954.
Disponível em:
<<http://archive.org/details/PermeabilityOfPortlandCementPasteByT.c.Powers...etAl>>.
Acesso em: 20 out. 2010.

PRESA, E. P. **Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succion controlada**. 1982. Tesis Doctoral – Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

QUARCIONI, V. A; CINCOTTO, M. A. **Reconstituição de traço de argamassas: atualização do método do IPT**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 1998. 27p. (BT/PCC/207).
Disponível em: <<http://publicacoes.pcc.usp.br/PDFs%20novos/BTs/BT207%20Valdecir-MariaAlba.pdf>>. Acesso em: 28 abr. 2013.

QUENARD, D.; SALLE, H. Water vapor adsorption and transfer in cement- based materials: a network simulation. **Materials and Structures**, London, v. 25, 1992.

RIBEIRO, D. V. **Influência da adição da lama vermelha nas propriedades e na corrosibilidade do concreto armado**. 2010. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP.

RIERA, J. D.; PADARATZ, I. J. Velocidade básica do vento para o projeto de estruturas no Brasil – antecedentes para a revisão da NB-5. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 18., dez. 1976, Salvador, BA. **Anais...** Salvador: Ibracon, 1976.

RIFAI, H. S. *et al.* **Biodegradation Modeling at a Jet Fuel Spill Site**. 1988. *ASCE J. Environmental Engr. Div.* 114:1007-1019.

RIPPER, Thomaz; SOUZA, Vicente Custódio Moreira de. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2007. 255 p.

RITTER, E.; EHRLICH, M.; BARBOSA, M. C. Difusão e sorção de soluções múltiplas e monossoluções em solos argilosos salinos e não salinos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA AMBIENTAL – REGEO, 4., 1999. São José dos Campos, São Paulo. **Anais...** p. 331 – 338.

RODRIGUES, F. T. **Medição do grau de saturação e a difusão de íons cloreto em concretos executados com cimento de alta resistência inicial**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande - FURG, Rio Grande, RS. Disponível em:<<http://www.engenhariaoceanica.furg.br/arquivos/rodrigues,f.t.pdf>>. Acesso em: 18 maio 2013.

RUTHVEN, Douglas. M. Fundamentals of adsorption equilibrium and kinetics in microporous

solids. In: KARGE, H. G.; WEITKAMP J. **Adsorption and Diffusion** Molecular sieves. v. 7. Berlin: Springer, 2008. p. 1- 43.

SACIOTO, A. P. **Comportamento frente à ação de cloretos de concretos compostos com adições minerais submetidos a diferentes períodos de cura**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, RS. Disponível em: <<http://w3.ufsm.br/gepecon/diss/496fc3c5143790a9beb3f818a69b73ff.pdf>>. Acesso em: 18 nov. 2010.

SALTA, M. M. **Introdução à corrosão do aço no betão. Modelos de comportamento às acções agressivas**. SEMINÁRIO PREVENÇÃO DA CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO, 1996, Lisboa, Portugal. **Proceedings...** 41p.

SATO, N. M. N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) –Escola Politécnica, Universidade Federal de São Paulo - UFSP, São Paulo.

SCANDIUZZI, Luercio; ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. **Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios**. São Paulo: Pini, 1986. 553p.

SCHNEIDER, J. A. **Penetração de cloretos em concretos com escoria de alto forno e ativador químico submetidos a diferentes períodos de cura**. 2005. 154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2005.

SHACKELFORD, C. D. Diffusion in saturated soil. I: Background. **Journal of Geotechnical Engineering**. American Society of Civil Engineers – ASCE. Reston, VA, v. 117, n. 3, p. 467- 484, 1991.

SHACKELFORD, C.D. Critical Concepts for Column Testing. **Journal of Geotechnical Engineering**. American Society of Civil Engineers – ASCE. Reston, VA, v. 120, n. 10, p. 1804-1828, 1994.

SHACKELFORD, C.D. Cumulative mass approach for column testing. **Journal of Geotechnical Engineering**. American Society of Civil Engineers – ASCE. Reston, VA, v.121. n.10. p. 696-703, 1995.

SILVA, A.C. S. B; GIRALT, R. P. Estabelecimento de um índice de chuva dirigida para Porto Alegre. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 6., 1995, Rio de Janeiro, RJ. **Anais...** Rio de Janeiro: ANTAC, 1995. p. 605-610.

SILVA, A. M. **Banco de dados de curvas de retenção de águas de solos brasileiros**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, USP, São Carlos, SP. Disponível em: <<http://www.eesc.usp.br/geopos/dissertes/martinsdasilva.pdf>>. Acesso em: 16 jun. 2013.

SILVA, C.A. **Comportamento dos perfis de cloretos em tetrápodes localizados nos molhes da Barra**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, FURG, Rio Grande, RS. Disponível em: <<http://www.engenharioceanica.furg.br/arquivos/silva,c.a.pdf>>. Acesso em: 15 mar. 2014.

SILVA, Paulo Fernando A. Permeabilidade do concreto uma medida de durabilidade. **Revista**

IBRACON, São Paulo, ano. 3, n.8, p. 18-21, abr./maio, 1993.

SOROKA, Itzhak. **Portland cement paste & concrete**. London: The Macmillan Press, 1979. 338 p.

SOUZA, R. F. C. **Migração de poluentes inorgânicos em liners compostos**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, USP, São Carlos, SP. Disponível em: <<http://www.eesc.usp.br/ppgsgs/disserteses/rafaelafaciola.pdf>>. Acesso em: 10 out. 2010.

STANISH, K. D., HOOTON, R. D.; THOMAS, M. D. A. **Testing the Chloride Penetration Resistance of Concrete: A Literature Review**. Prediction of Chloride Penetration in Concrete. Federal Highway Administration, 2001. (FHWA-RD-00-142). Disponível em: <<http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/chlconcrete.pdf>>. Acesso em: 15 mai. 2009.

STORTE, Marcos. Considerando o meio ambiente. **Revista IBRACON**. São Paulo, ano 1, n. 1, p. 38-41, jun./ago. 1991.

STREICHER, P. E.; ALEXANDER, M. G. A chloride conduction test for concrete. **Cement and Concrete Research**, New York, vol. 25, n. 6, p. 1284-1294, 1995.

TANG, L.; NILSSON, L. O. Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying electrical field. **ACI Materials Journal**. American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v. 89, n. 1, p. 49-53, 1992.

TANG, L.; NILSON, L. O. Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars. **Cement and Concrete Research**, New York, v. 23, p. 247-253, 1993.

TRÆTTEBERG, A. **The mechanism of chloride penetration in concrete**. Report. Trondheim, Norway: SINTEF, 1977. 51 p. (STF 65 A77070).

TUUTI, K. Effect of cement type and different additions on service life. In: DHIR, R. K.; JONES, M. R. (Ed.) **Concrete 2000: economic and durable construction through excellence**. London: E & FN Spon, 1993. v. 2, p. 1285-1295. (Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK, on 7-9 September 1993).

TUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm (Sweden): Swedish Cement and Concrete Institute, 1982. 469 p.

UCHÔA, S. B. B. **Inibição de corrosão em concreto armado: eficiência e comportamento do sistema tiouréia/molibdato de sódio**. 2007. 219 p. Tese (Doutorado em Química e Biotecnologia) – Programa de Pós-Graduação em Química e Biotecnologia, Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Maceió, AL.

WEBER, W. J. **Physicochemical processes for water quality control**. 2 ed. New York: Wiley-Interscience, 1972.

WEE, T. H.; SURYAVANSHI, A. K.; TIN, S. S. Evaluation of Rapid Chloride Permeability Test (RCPT) results for concrete containing Mineral Admixtures. **ACI Materials Journal**. American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v. 97, p. 221 -232, 2000.

WHITING, D. Rapid Measurement of the Chloride Permeability of Concrete. **Public Roads Magazine**, Federal Highway Administration – FHWA, v. 45, n. 3, p.101-112, Winter, 1983.

VAN GENUCHTEN, M. Th. A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science, Society of America Journal**, Madison, WI, 44:5, p. 892-898, 1980. Disponível em:
<http://people.ucalgary.ca/~hayashi/glgy607/reading/van_Genuchten1980.pdf>. Acesso em: 15 jun.2010.

VAN GENUCHTEN, M. Th.; PARKER, J. C. Boundary Conditions for Displacement Experiments Through Short Laboratory Soil Columns. **Soil Science, Society of America Journal**, Madison, WI, 48:4, p. 703-708, 1984. Disponível em:
<http://afsrweb.usda.gov/SP2UserFiles/Place/53102000/pdf_pubs/P0846.pdf>. Acesso em : jan. 2011.

VEDALAKSHMI, R.; DEVI, R. R.; EMMANUEL, B.; PALANISWAMY, N. Determination of diffusion of chloride in concrete: an electrochemical impedance spectroscopic approach. **Materials and Structures**, v. 41, n. 7, p. 1315-1326, 2008.

VILASBOAS, J. M. L. **Durabilidade das edificações de concreto armado em Salvador**: uma contribuição para a implantação da NBR 6118:2003. 2004. Dissertação (Mestrado Profissional em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, UFBA, Salvador, BA.

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

VIVIAN, J. B. **Utilização de método de papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. Disponível em:
<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/14377/000665439.pdf>>. Acesso em: 07 jul. 2013.

VISUDMEDANUKUL, P. **Solute transport through cement-bentonite barriers**. 2004. Dissertation (Doctor of Engineering) – Kyoto University, Kyoto. Disponível em:
<http://repository.kulib.kyoto-u.ac.jp/dspace/bitstream/2433/123466/1/D_Visudmedanukul_Punlop.pdf>. Acesso em: 30 jul. 2013.

ZHANG, M. Concrete incorporating supplementary cementing materials: effect on compressive strength and resistance to chloride - ion penetration. **ACI Materials Journal**. American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, v. 96, n. 2, p.181-189, March/April 1999.

ZUQUETTE, L. V.; PEJON, O. J.; SINELLI, O. Estudos Geotécnicos preliminares dos materiais inconsolidados que constituem a base de lagoas para disposição de águas de lavagem. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS – ABAS, 7., 1992, Belo Horizonte, Minas Gerais. **Anais...** p. 188 – 198.

ZUQUETTE, L. V.; PEJON, O. J.; PARAGUASSU, A. B.; GANDOLFI, N. Características básicas apresentadas pelos materiais inconsolidados residuais arenosos da formação Botucatu quando percolados por soluções enriquecidas com as espécies químicas K^+ , Na^+ , Cu^{2+} , Zn^{2+} e Cl^- .

Geociências, São Paulo, v. 14, n. 2, p. 133 – 144, 1995.