



UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS
CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**INVESTIGAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE OS
PARÂMETROS DE PROJETO DAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO VISANDO À DURABILIDADE**

FERNANDA PACHECO

São Leopoldo, Abril de 2016.

FERNANDA PACHECO

**INVESTIGAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS
DE PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
VISANDO À DURABILIDADE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian

Banca examinadora: Prof^a. Dra. Ângela Gaio Graeff
Prof. Dr. Antônio Carmona Filho
Prof. Dr. Uziel Cavalcanti de Medeiros
Quinino

São Leopoldo, Abril de 2016.

P116i Pacheco, Fernanda

Investigação da relação entre os parâmetros de projeto das estruturas de concreto armado visando à durabilidade / por Fernanda Pacheco. -- São Leopoldo, 2016.

185 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação (mestrado) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, São Leopoldo, RS, 2015.

Orientação: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian, Escola Politécnica.

1.Construção de concreto armado. 2.Construção de concreto – Deterioração. 3.Construção de concreto – Manutenção e reparos. 4.Concreto de alta resistência. 5.Concreto – Durabilidade. I.Tutikian, Bernardo Fonseca. II.Título.

CDU 624.012.45
691.32.059

Catálogo na publicação:
Bibliotecária Carla Maria Goulart de Moraes – CRB 10/1252


FERNANDA PACHECO

**" INVESTIGAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS
DE PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
VISANDO A DURABILIDADE "**


Dissertação apresentada como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração: Gerenciamento de Resíduos, da Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS.

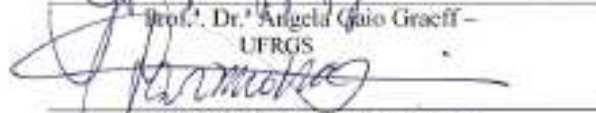
Aprovada em 11 de abril de 2016

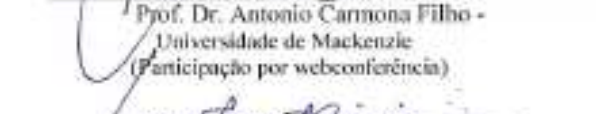

Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian
Orientador - UNISINOS


Prof. Dr. Luciana Paulo Gomes
Coordenadora do PPGEC - UNISINOS

BANCA EXAMINADORA


Prof. Dr. Angela Gaio Graeff -
UFRGS


Prof. Dr. Antonio Carmona Filho -
Universidade de Mackenzie
(Participação por webconferência)


Prof. Dr. Uziel Cavalcanti de Medeiros Quinino -
UNISINOS

Dedico este trabalho a todas as pessoas que fazem da ciência algo acessível, sem disputas, sem ego, de modo simples e para todos.
À Otemblina Pacheco, a vó Bina.

AGRADECIMENTOS

À equipe do itt Performance, pela ajuda prestada para o alcance desse objetivo, pelo coleguismo, por fazer de uma conquista pessoal uma conquista coletiva, por estarem dispostos a ensinar e a aprender. Trabalhar em uma equipe unida proporciona segurança, motivação e a vontade de lhes trazer orgulho. Agradecimento especial aos colegas e amigos do laboratório de durabilidade e resistência mecânica, pelo apoio na confecção das amostras, nos ensaios de caracterização, nas verificações de carbonatação e névoa salina e no tratamento das imagens. Aos amigos revisores, aos que auxiliaram na fragmentação das amostras, aos que torceram para a finalização dos ensaios e o apoio dos que ajudaram na interpretação dos dados estatísticos.

Ao Professor Bernardo Fonseca Tutikian, pela parceria bem-sucedida, por mais esta etapa de orientação, pelos conhecimentos compartilhados, sua paciência e disposição para realização deste trabalho. Ao Roberto Christ, por ter me ensinado, da maneira mais simples, humilde e natural, como investigar, como ser um pesquisador, e, mais recentemente, quais as maneiras de transmitir conhecimento.

Aos amigos e colegas do Laboratório de Materiais de Construção, pela ajuda e disposição neste programa experimental. Aos colegas do itt Fuse, por disporem de seu escasso tempo para auxílio nos ensaios realizados, sempre sendo receptivos, animados com o programa experimental e por torcerem pelo sucesso dos ensaios. Aos colegas de Mestrado, pela companhia em todas as horas, por dividirem dos mesmos sentimentos, aflições e alegrias, por terem me ensinado de áreas diversas e por serem incentivadores nas disciplinas e para a confecção desta dissertação.

Aos meus pais, por terem pautado em suas escolhas a minha educação e de minhas irmãs, abrindo mão de seus anseios pessoais. Obrigada por terem me ensinado sobre o valor da educação e de transmitir conhecimentos. Às minhas irmãs, que me mostraram que o reconhecimento e o sucesso são alcançados com determinação e trabalho duro, que se preocupam comigo e são a mim o conforto necessário.

A Deus, pela vida, pela beleza do que já vi, pelas pessoas que conheci pelo caminho, pelos obstáculos e por esta conclusão de etapa, dado que *“sem uma tarefa desafiadora, não pode haver transformação”* (Clarissa Estés).

FONTES DE FINANCIAMENTO DA PESQUISA

itt Performance- Instituto tecnológico em desempenho e construção civil



SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	JUSTIFICATIVA.....	21
1.2	OBJETIVOS.....	22
1.2.1	Objetivo geral.....	22
1.2.2	Objetivos específicos.....	22
1.3	ESTRUTURA DA PESQUISA.....	22
2	DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	25
2.1	AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS.....	25
2.1.1	Abrangência do tema da durabilidade em normas brasileiras.....	28
2.1.2	Abrangência do tema em normas internacionais.....	31
2.2	AGENTES AGRESSIVOS E ZONAS DE AGRESSIVIDADE.....	33
2.2.1	Zonas de agressividade na ABNT NBR 6118.....	33
2.2.2	Zonas de agressividade nas normas internacionais.....	37
2.3	MECANISMOS DE ENVELHECIMENTO E DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	40
2.3.1	Envelhecimento e deterioração do concreto.....	40
2.3.2	Envelhecimento e deterioração das armaduras em estruturas de concreto armado.....	43
2.4	PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	49
2.4.1	Resistência mecânica à compressão.....	49
2.4.2	Consumo de cimento.....	55
2.4.3	Cobrimento da armadura.....	57
2.4.4	Relação água/cimento.....	61
2.5	MODELOS TEÓRICOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL.....	63
2.5.1	Modelos teóricos de previsão de carbonatação.....	64
2.5.2	Modelos teóricos de previsão de ataque por cloretos.....	68
2.6	ENSAIOS ACELERADOS DE VERIFICAÇÃO E ESTIMATIVA DE DURABILIDADE.....	72
2.6.1	Carbonatação acelerada.....	72
2.6.2	Ataque por cloretos.....	73
2.6.3	Efeitos combinados de deterioração.....	75
2.7	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO.....	76
2.7.1	Caracterização mecânica.....	76
2.7.2	Caracterização física.....	76
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	83
3.1	DEFINIÇÃO DAS ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	83
3.1.1	Fase I: Modelos teóricos de previsão de vida útil e aplicação nas zonas de agressividade.....	85
3.1.2	Fase II: Caracterização dos traços.....	86
3.1.3	Fase III: Ciclos de ataque e verificação dos cobrimentos necessários.....	91
3.1.4	Variáveis de resposta.....	99
3.1.5	Fatores de controle.....	100
3.1.6	Limitações do experimento.....	100
3.1.7	Análise estatística.....	102
3.2	MATERIAIS.....	103
3.2.1	Cimento.....	103
3.2.2	Agregado miúdo.....	105
3.2.3	Agregado graúdo.....	105
3.2.4	Aditivo superplastificante.....	106
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS, TRATAMENTO E ANÁLISE.....	107
4.1	ESTADO FRESCO.....	107
4.1.1	Verificação do abatimento do tronco de cone.....	107
4.2	ESTADO ENDURECIDO.....	107

4.2.1	<i>Caracterização mecânica</i>	107
4.2.2	<i>Índices físicos</i>	111
4.3	ENSAIOS ACELERADOS DE DETERIORAÇÃO	129
4.3.1	<i>Carbonatação acelerada</i>	129
4.3.2	<i>Ataque por cloretos (salt spray)</i>	132
4.4	SÍNTESE DOS VALORES	135
4.5	ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	141
5	CONCLUSÃO.....	147
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	147
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	149
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
	APÊNDICE	169
	APÊNDICE A- DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS.....	169
	APÊNDICE B- ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE- 28 DIAS	171
	APÊNDICE C- RESISTIVIDADE ELÉTRICA.....	175
	APÊNDICE D- VALORES DE RESISTÊNCIA MECÂNICA À COMPRESSÃO.....	177
	APÊNDICE E- TABELA DE DADOS ESTATÍSTICOS	179
	APÊNDICE F-DIAGRAMAS BOXPLOT DE DISTRIBUIÇÃO DOS RESULTADOS.....	183
	APÊNDICE G- ANÁLISE DE TUKEY DAS VARIÁVEIS.....	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação da durabilidade dos concretos em relação à porosidade e absorção de água.....	26
Tabela 2 – Aplicação dos concretos em virtude da agressão do ambiente.....	27
Tabela 3 - Requisitos de durabilidade impostos pela ABNT NBR 15575:2013.....	29
Tabela 4 - Condições especiais de exposição e requisitos da ABNT NBR 12655.....	30
Tabela 5 - Valores estipulados de classe de concreto para as classes de agressividade.....	30
Tabela 6 – Poluentes atmosféricos	35
Tabela 7 – Classes de agressividade das normas internacionais	39
Tabela 8 – Valores mínimos de resistência à compressão para estruturas de concreto armado, em relação à classe de agressividade	49
Tabela 9 – Valores mínimos de resistência à compressão das normas internacionais.....	50
Tabela 10 – Valores exigidos de resistência à compressão EN 206:2013.....	51
Tabela 11 – Classificação da durabilidade dos concretos em relação à durabilidade	52
Tabela 12 – Relação entre resistência à compressão, ambiente e profundidade de carbonatação	52
Tabela 13 – Evolução da resistência à compressão do concreto em relação ao tempo de cura.....	53
Tabela 14 - Valores de resistência à compressão em idades iniciais para o cimento CPV – ARI - ABNT NBR 6118:2014.....	53
Tabela 15 – Valores mínimos de consumo de cimento da norma brasileira ABNT NBR 12655:2015, normas indiana IS 456:2000 e europeia EN 206-1:2013	56
Tabela 16 – Cobrimento nominal das armaduras para os diferentes elementos estruturais e classes de agressividade ambiental.....	58
Tabela 17 – Valores mínimos de cobrimento de armadura de acordo com a classe de agressividade - AS 3600:2009.....	59
Tabela 18 – Valores mínimos de cobrimento de armadura de acordo com a classe de agressividade - EN- 1992-1:2004.....	59
Tabela 19 – Valores mínimos de cobrimento das armaduras de acordo com a IS 456:2000...	60
Tabela 20 – Valores recomendados de cobrimento nominal da armadura pela ACI 318	60
Tabela 21 – Valores máximos de relação água/cimento em função da classe de agressividade ambiental para estruturas de concreto armado	61
Tabela 22 – Valores máximos de relação água/cimento estabelecidos pela ACI 318:2014	62
Tabela 23 - Valores máximos de relação água/cimento de acordo com a EN 206:2013	62
Tabela 24 – Síntese dos modelos teóricos de carbonatação e as variáveis de entrada.....	65
Tabela 25 – Coeficientes para Modelo de Hamada.....	66
Tabela 26 – Síntese dos modelos de previsão do ataque por cloretos.....	70
Tabela 27 – Qualidade do concreto em relação à velocidade de propagação de ondas ultrassônicas - IS 13311-92 e Cánovas (1988)	80
Tabela 28 – Valores obtidos de previsão da vida útil pelo método de Hamada (1969).....	85
Tabela 29 – Modelo de Clear e Hay de previsão de cloretos	85
Tabela 30 – Características do cimento	104
Tabela 31 – Massa unitária e massa específica do agregado miúdo: areia.....	105
Tabela 32 – Distribuição granulométrica agregado miúdo	105
Tabela 33 – Massa unitária e massa específica do agregado graúdo: brita	106
Tabela 34 – Granulometria agregado graúdo	106
Tabela 35 – Propriedades do aditivo superplastificante	106
Tabela 36 – Abatimento de tronco de cone e características das moldagens	107
Tabela 37 – Valores obtidos de resistência à compressão.....	108

Tabela 38 – Evolução dos valores de resistência à compressão - Valores médios	109
Tabela 39 – Síntese dos valores potenciais de resistência à compressão	110
Tabela 40 – Valores obtidos no ensaio de capilaridade	116
Tabela 41 - Valores obtidos de absorção efetiva por capilaridade absorção total.....	118
Tabela 42 - Valores obtidos de absorção de água por capilaridade e volume de mercúrio acumulado.....	121
Tabela 43 - Valores obtidos de percentual de vazios na volumetria	125
Tabela 44 - Valores obtidos de frente de carbonatação para os traços nas distintas classes de agressividade	129
Tabela 45 – Valores obtidos de frente de penetração de íons cloreto	132
Tabela 46 - Valores necessários de cobrimento nominal (mm) das armaduras de acordo com os ensaios de carbonatação acelerada e de penetração de íons cloreto	136
Tabela 47- Comparativo dos valores recomendados em norma e os obtidos nos ensaios	139
Tabela 48 - Valores exigidos de cobrimento nas classes de agressividade	140
Tabela 49 - Valores obtidos para as classes de agressividade em relação ao agente de agressão predominante	141
Tabela 50 - Valores obtidos de análise estatística descritiva.....	142
Tabela 51 - Análise de normalidade das variáveis	144
Tabela 52- Valores obtidos na análise de variância	145
Tabela 53- Valores obtidos- Teste de Tukey.....	145
Tabela 54 - Teste de Tukey- Dados referentes a frente de carbonatação	146
Tabela 55 - Teste de Tukey- Dados referentes a frente de penetração de íons cloreto	146

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Interação entre as propriedades dos materiais, especificação e mecanismos de transportes de fluídos. Fonte: Dhir et al. (S/D)	27
Figura 2 – Pilha eletroquímica. Fonte: Figueiredo e Meira (2013)	44
Figura 3 – Modelo de corrosão de Tuutti (1982) apud Ribeiro (2009); Andrade (1992).....	45
Figura 4 – Fatores de influência para ocorrência da carbonatação. Fonte: Cascudo e Carasek (2011)	47
Figura 5 – Corrosão eletroquímica na presença de cloretos. Fonte: Neville (2015), adaptada pelo autor	48
Figura 6 – Modelo de conceituação de vida útil desenvolvido por Helene (1993).....	64
Figura 7 – Modelo de previsão de carbonatação - Ábaco de Helene (1997).....	68
Figura 8 – Modelos matemáticos de corrosão induzidas pelo ataque por cloretos. Fonte: Andrade (2001).....	69
Figura 9 - Dimensão dos poros e mecanismos de transporte de massa.....	77
Figura 10 – Método de ensaio de 4 pontos de Wenner. Fonte: PROSEQ apud Jordani et al. (2015)	81
Figura 11 – Fluxograma- programa experimental.....	83
Figura 12 – Etapas do ensaio de massa específica, índice de vazios e absorção de água	87
Figura 13 – Amostras para ensaio de absorção de água por capilaridade	87
Figura 14 – Amostras para o ensaio de absorção de água por capilaridade	88
Figura 15 – Equipamento e amostra alusivos ao ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio.....	89
Figura 16 – Verificação da resistividade das amostras.....	89
Figura 17 – Amostra extraída de corpo de prova cilíndrico para ensaio de microtomografia 3D	90
Figura 18 – Equipamento utilizado para o ensaio de microscopia.....	90
Figura 19 – Preparo da amostra e verificação da propagação das ondas ultrassônicas.....	91
Figura 20 – Procedimento de secagem para sazonalidade	92
Figura 21 – Envoltória dos corpos de prova.....	93
Figura 22 – Desenho esquemático - Câmara de carbonatação. Fonte: Werle (2010)	93
Figura 23: Verificação da carbonatação após aspersão do inficador de fenolfetaleina a) 2 min b) 10min c) 20 min	94
Figura 24 – Padronização do registro de imagens.....	94
Figura 25 – Medições nas amostras submetidas ao ensaio de carbonatação acelerada.....	95
Figura 26 – Processamento da imagem no autocad.....	95
Figura 27 – Corpo de prova com frente de carbonatação não linear.....	96
Figura 28 – Câmara cíclica para o ensaio de névoa salina	97
Figura 29 – Câmara de névoa salina - disposição dos corpos de prova	97
Figura 30 – Corpos de prova após aplicação de pintura epóxi em sua extremidade.....	97
Figura 31 – Fotografias das amostras com identificação de tonalidade pelo software	98
Figura 32 – Imagem gerada após identificação da tonalidade.....	98
Figura 33 – Fluxograma demonstrativo dos ciclos de ataque e submissão dos traços.....	99
Figura 34 - Representação de cálculo dos diagramas do tipo boxplot	102
Figura 35 – Granulometria Cimento CP-V.....	104
Figura 36 – Valores médios obtidos de resistência à compressão.....	108
Figura 37 – Valores potenciais obtidos de resistência à compressão	110
Figura 38 – Resultados obtidos de absorção de água (valores médios)	111

Figura 39 - Valores de absorção de água e resistência mecânica à compressão	112
Figura 40 – Resultados obtidos de índice de vazios.....	113
Figura 41 - Relação entre o índice de vazios e a resistência mecânica à compressão.....	113
Figura 42 – Resultados obtidos de massa específica real.....	114
Figura 43 - Relação entre as variáveis estudadas	115
Figura 44 – Valores de absorção por capilaridade- verificação aos 28 dias.....	116
Figura 45 – Valores de absorção por capilaridade- verificação aos 84 dias.....	117
Figura 46 - Valores de absorção de água por capilaridade e resistência mecânica à compressão	119
Figura 47- Valores obtidos de volume acumulado no ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio.....	120
Figura 48 - Distribuição dos volumes de intrusão.....	120
Figura 49 - Valores obtidos de absorção de água por capilaridade e volume de mercúrio acumulado.....	121
Figura 50 – Valores obtidos de resistividade elétrica.....	122
Figura 51 - Valores de resistência à compressão e resistividade elétrica.....	123
Figura 52 - Valores obtidos de resistividade elétrica e resistência à compressão	123
Figura 53 - Corte da amostra T2 com identificação dos vazios	124
Figura 54 - Volumetrias geradas	124
Figura 55 - Volumetrias obtidas no ensaio de microtomografia 3D	125
Figura 56 - Identificação dos vazios em amostra de concreto.....	126
Figura 57 – Valores obtidos de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas	126
Figura 58 - Resistência à compressão e velocidade de propagação de ondas ultrassônicas ..	127
Figura 59 - Valores obtidos de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e resistividade elétrica	128
Figura 60 - Progressão das frentes de carbonatação nos traços.....	129
Figura 61 - Valores obtidos de resistência à compressão e frente de carbonatação.....	130
Figura 62 - Valores obtidos de absorção capilar, porosimetria por intrusão de mercúrio e frente de carbonatação	131
Figura 63 – Valores obtidos de frente de penetração de íons cloreto em relação ao valor esperado.....	133
Figura 64 - Valores de resistência à compressão e penetração de íons cloreto.....	134
Figura 65 - Absorção capilar, mercúrio intrudido e penetração de íons cloreto	135
Figura 66 - Valores necessários de cobrimento- Análise dos diferentes traços	137
Figura 67 - Valores necessários de cobrimento- Análise das diferentes classes de agressividade	138
Figura 68 - Verificação da distribuição dos valores pelo diagrama de boxplot	142
Figura 69- Distribuição dos valores de absorção de água por capilaridade	143
Figura 70 - Distribuição dos valores de índice de vazios.....	144

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI- *American Concrete Institute*
AS- *Australian Standard*
ASTM- *American Society for Testing and Materials*
BS- *British Standard*
CA- Classe de agressividade
CC- Concreto Convencional
CAIM – Corrosão Acelerada por imulsão modificada
CEB- *Comité Euro-International du Béton*
CETESB- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CN- Cobrimento nominal da armadura
CP- Corpo de prova
CP-V-ARI Cimento de Alta Resistência Inicial
CUAD- Concreto de Ultra Alto Desempenho
EN- *European Normalization*
FIB - *Fédération internationale du béton*
GSC- Gestão e Sustentabilidade na Construção
IS- *Indian Standard*
ittF – Instituto Tecnológico em Ensaio e Segurança Funcional
ittP – Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil itt Performance
LMC- Laboratório de Materiais de Construção
NBR- Norma Brasileira Regulamentada
PPGEC- Programa de Pós-Graduação em engenharia civil
RAA- Reação álcali-agregado
VOU- Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

LISTA DE SÍMBOLOS

a: área superficial da amostra
A: absorção de água (%)
a/c: relação água/cimento
c: cobrimento nominal das armaduras
ddp: diferença de potencial
 f_{ck} : resistência característica a compressão dos concretos
I: corrente elétrica
Iv: índice de vazios
h: altura dos corpos de prova
k: Constante para relação entre porosidade e resistência mecânica à compressão
 m_i : massa dos corpos de prova imersos em água
 m_s : massa dos corpos de prova secos
 m_{sat} : massa dos corpos de prova saturados
Pe: permeabilidade efetiva
Qcap: massa de água adsorvida no ponto de saturação
R: resistência capilar
S: taxa de absorção capilar
S: resistência do material que tem uma dada porosidade p
S0: resistência intrínseca sob porosidade zero
T: temperatura
UR: umidade relativa do ar
V: velocidade de propagação de ondas ultrassônicas
 \varnothing : diâmetro dos corpos de prova
 ρ_{sat} : massa específica dos corpos de prova saturados
 ρ_s : massa específica dos corpos de prova secos
 ρ_r : massa específica real das amostras
 Δc : tolerância de cobrimento das armaduras relacionada à execução

RESUMO

PACHECO, F. **Investigação da relação entre os parâmetros de projeto das estruturas de concreto armado visando à durabilidade.** São Leopoldo, 2016, 195p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Unisinos, São Leopoldo, 2016.

Cresce o interesse pelo estudo da durabilidade das estruturas de concreto, devido à norma de desempenho e seus critérios de vida útil das edificações, somado à percepção da perda precoce de vida útil das construções. Há definições em normas técnicas e na literatura científica sobre os parâmetros de projeto das estruturas de concreto armado, como a relação água/cimento, consumo de cimento, resistência mecânica à compressão e cobrimento das armaduras. Porém, até o presente momento no Brasil, não estão estabelecidas as relações entre estas características para proporcionar maior flexibilidade ao profissional na especificação dos parâmetros das estruturas visando à durabilidade. Soma-se a esta lacuna a necessidade de consideração das classes de agressividade, definidas em virtude dos agentes deletérios às estruturas. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é a definição da relação entre os parâmetros dos concretos e como estes variam em função das classes de agressividade ambiental, focando no cobrimento necessário para garantia da durabilidade das estruturas. Dessa forma, propôs-se o estudo com concretos, em concordância com as especificações de normas, verificando a frente de ataque das estruturas por modelos teóricos de previsão de vida útil, somados à realização dos ensaios acelerados de deterioração de carbonatação acelerada e névoa salina. Foram definidos períodos de realização do ensaio que representam cada uma das classes de agressividade da ABNT NBR 6118:2014, norteados pelos modelos teóricos de deterioração das estruturas. Após, cada um dos quatro traços de concreto foi submetido a diferentes agressividades. Diante disto, determinou-se o impacto no cobrimento das armaduras para cada classe de agressividade, mais amena ou mais severa. Cada um destes traços foi avaliado quanto às características físicas e mecânicas. Verificou-se que o cobrimento necessário às armaduras varia de maneira linear com a resistência à compressão dos traços, denotando a possibilidade de considerar mais de uma classe de resistência de concreto e o cobrimento nas diferentes classes de agressividade, como ocorre em algumas normas técnicas internacionais de dimensionamento de estruturas. Destaca-se que a diferença do cobrimento necessário em relação às classes de agressividade se torna mais acentuada quando utilizados concretos de resistência superior a 30MPa. Ainda, percebeu-se que o ataque por íons cloreto é mais severo que a carbonatação, tendo determinado, na maioria das verificações, a espessura mínima de concreto para garantir a durabilidade almejada. Por fim, a análise estatística apontou influência significativa do traço na frente de carbonatação e apenas entre os traços 1 e 4 em relação à resistência frente a névoa salina.

Palavras-chave: Estruturas de Concreto Armado, Durabilidade, Cobrimento das armaduras.

ABSTRACT

PACHECO, F. **Verification of correlation between the specification parameters of reinforced concrete structures aimed at durability**. São Leopoldo, 2015. 195p. Dissertation (Master Degree in Civil Engineering) – Postgraduate Civil Engineering Program, Unisinos, São Leopoldo.

The amount of studies that focus on concrete structures durability has been increasing because of the new Brazilian Standard regarding to Performance and its life cycle criteria for buildings, added to the perception of early lifespan loss of buildings. There are definitions in technical standards and scientific literature about project parameters of concrete structures, as water/cement, cement consumption, compressive strength and concrete covering. However, up to this date in Brazil, no relations have been established between these characteristics in a way to grant more flexibility for the professionals when specifying parameters of structures focusing on durability. Besides this gap, there is a necessity to consider the aggressiveness classes established by agents which are deleterious to structures. Within this context, this study aims to define the relations between the parameters of different concretes compositions and how they differentiate due to the environmental aggressiveness classes, focusing on the necessary covering to ensure durability. Thus, the study of concretes according to Standard specifications was proposed, besides checking the attack front of structures through theoretical life cycle prediction models, and the conduction of accelerated tests of carbonation and salt spray. The test periods that were defined represent each one of the aggressiveness classes of ABNT NBR 6118, guided by the theoretical models of deterioration of structures. After this, each of the four concrete mixes was submitted to different aggressiveness. Thereby, it was possible to determine the impact in the coating of the reinforcement for each aggressiveness class, whether milder or more severe. Each mix was evaluated for physical and mechanical characteristics. It was found out that the concrete cover necessary for the steel bars varies linearly with the compressive strength resistance of the mixes, indicating the possibility to consider more than one resistance class of concrete and coating within different aggressiveness classes, as occurs in some international technical standards of dimensioning of structures. It is noteworthy that the difference of concrete cover necessary in relation to aggressiveness classes becomes rougher when concretes with compressive strength higher than 30 MPa are used. Another observation is that that the attack for chloride ions is more severe than carbonation, determining, in most verifications, the minimum thickness to ensure the expected durability. Lastly, the statistical analysis pointed out a significant influence of the mix in the carbonation front and between the mixes 1 and 4 for salt spray.

Key-words: reinforced concrete structures, durability, concrete cover.

1 INTRODUÇÃO

As normas brasileiras que abordam a durabilidade na construção civil (ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 8681:2003, ABNT NBR 12655:2015, ABNT NBR 15575:2013) enfocam a deterioração das estruturas de concreto e dos sistemas construtivos, se alinhando às principais normas internacionais. Em esfera internacional, destacam-se documentos como os códigos de dimensionamento de estruturas da *Fédération internationale du béton (FIB)* do *Comité Euro-international du Béton (CEB)* CEB 183:1992 e CEB 238:1997; os Eurocodes 1 (EN 1991-1-1:2002) e 2 (EN 1992-1-1:2004); as recomendações do *American Concrete Institute (ACI)*, ACI 201:2008 e 318:2014; e os documentos da *American Society for Testing and Materials (ASTM)*, ASTM E-632:1996. A preocupação apresentada pelas normas e documentos reflete o comportamento do setor que se volta ao desenvolvimento de edificações com garantia de segurança, qualidade e durabilidade.

Para que sejam satisfeitos tais requisitos de durabilidade, faz-se necessário o conhecimento em relação ao comportamento dos materiais e métodos empregados na construção das edificações. O concreto, material mais empregado na estrutura das edificações há anos, cujo uso continua em ascensão, evoluiu desde sua composição básica até composições especiais, com o emprego de aditivos superplastificantes, adições pozolânicas, entre outros. Tal desenvolvimento visa atingir propriedades específicas dos materiais, não alcançadas com os concretos convencionais (AÏTCIN, 2003; DYER, 2014; HASSOUN; MANASSER, 2015; TUTIKIAN; ISAIA; HELENE, 2011).

As melhorias proporcionadas às estruturas diante do desenvolvimento destes compósitos avançados e do conhecimento adquirido de suas propriedades são relacionadas à durabilidade do material, que influi no impacto ambiental gerado pela indústria do concreto (GIL-MARTÍN et al.,2012; HOOTON; BICKLEY, 2014). Estas composições especiais de concretos apresentam vasto potencial durável, não apenas em função das características de baixa permeabilidade e reduzida relação água/cimento, mas ainda, de poros não conectados, processos específicos de cura, dosagem e empacotamento. Destacam-se nos concretos avançados, de acordo com Hassoun e Manasser (2015), a elevada resistência, absorção de energia, rigidez e ductilidade. No entanto, apresentam limitada aplicação em relação ao concreto convencional, da classe I da ABNT NBR 8953:2015, em função das características

específicas em sua dosagem e processo (AÏTCIN, 2003; BHARATKUMAR et al., 2001; HOLLAND, 1993).

Em paralelo ao desenvolvimento de novas tecnologias, processos e compósitos, é necessário o conhecimento dos concretos convencionais. Segundo Medeiros, Andrade e Helene (2011), as normas brasileiras se tornaram mais rigorosas em relação aos requisitos de dimensionamento das estruturas de concreto, em comparação com as normas internacionais. Ao analisar, por exemplo, os valores mínimos de cobrimento nominal da armadura, a norma brasileira tem seu menor cobrimento nominal para vigas e pilares de 25 mm, enquanto que para a norma EN 1992-1-1:2004 é de 20 mm, ambas considerando a tolerância de execução (Δc) de 10 mm. Tal rigor da norma brasileira pode se relacionar com especificações mais generalistas dos tipos de ataque deletérios e classes de agressividade. Além disso, denota-se a evolução de tais especificações, considerando as condições de exposição das estruturas, a agressividade do meio, por exemplo.

Acerca destas especificações, para os concretos de classe I (ABNT NBR 8953:2015) são apresentados valores para consumo de cimento (ABNT NBR 12655:2015), relação água/cimento, cobrimento nominal das armaduras e resistência característica à compressão (ABNT NBR 6118:2014). Subentende-se que a obediência a tais indicações, vinculada à correta execução dos elementos estruturais, garante a vida útil de projeto mínima de 50 anos das estruturas (HELENE, 1997), parâmetro estipulado pela ABNT NBR 15575:2013. Ainda, destaca-se que este período de 50 anos é retratado no item 11.6.1.2 de ações variáveis, apresentado pela ABNT NBR 6118:2014.

A especificação apresentada por tais normas é atribuída de acordo com as classes de agressividade ambiental nas quais a edificação será inserida. De acordo com a caracterização do entorno é possível conhecer quais são os principais agentes de agressão nas edificações e prever a necessidade de proteção da estrutura para atender à vida útil à qual foi projetada.

Ainda que as classes de agressividade sejam definidas em norma, não são consideradas as particularidades que podem haver nos diversos locais, tão pouco definições que relacionem a classe de agressividade com o comportamento durável dos materiais especificados em norma. Também não estão definidos como os parâmetros de especificação dos elementos, como f_{ck} , relação água/cimento, cobrimento e consumo de cimento,

relacionam-se entre si, e em que níveis podem ser alterados os valores indicados em norma sem que sejam perdidas as características duráveis e de segurança da estrutura.

Assim sendo, com o objetivo de relacionar os parâmetros de especificação das estruturas de concreto, visando a durabilidade, este estudo propôs o desenvolvimento de diferentes traços de concreto, com as características recomendadas na ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 12655:2015 e a verificação da resposta destes traços a ensaios acelerados, norteados por modelos teóricos, verificando o impacto no cobrimento das armaduras com a utilização de um concreto especificado em zona de agressividade mais amena ou intensa.

Esta pesquisa apresenta abordagem holística, visando a determinação dos cobrimentos de armadura para diferentes concretos em prol da durabilidade das estruturas de concreto armado, enquadrando-se no grupo de pesquisa GSC - Gestão e Sustentabilidade na Construção do PPGEC (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil), como parte integrante do grupo de estudos de durabilidade das estruturas de concreto armado do Laboratório de Durabilidade do itt Performance - Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil.

1.1 JUSTIFICATIVA

O consumo de concreto tem sido expressivo por anos, e projetam-se avanços em seu uso, em virtude do crescimento do setor de construção civil (ABCP, 2013; WBCSD, 2012). Segundo a *Portland Cement Association* (PCA, 2015), entre as economias desenvolvidas, houve um acréscimo no consumo de cimento de 9,2 milhões de toneladas em 2014. Entre 2014 e 2015 este aumento foi na ordem de 9 milhões de toneladas. Além dos parâmetros estabelecidos, buscam-se índices de desempenho, como a durabilidade, para a garantir a segurança e sustentabilidade das construções. No entanto, há lacunas no sistema normativo brasileiro e na literatura específica em relação aos parâmetros de dimensionamento das estruturas de concreto armado, especificamente acerca de como estes se relacionam e sofrem influência das características do meio de inserção das estruturas, de modo que estas possam atingir a durabilidade projetada.

Quando do uso das estruturas de concreto armado, o profissional de projeto encontra-se atrelado a tais especificações, sem que haja autonomia para propor o uso dos concretos em classe de agressividade mais branda ou intensa, ou ainda, que esta flexibilidade esteja atrelada ao desenvolvimento de pesquisas, por vezes inviáveis em função de custos e

prazos. De Schutter (2015) expõe a necessidade de definir padrões de durabilidade para os concretos que não os descritos em norma, de acordo com critérios duráveis, de modo que seja eliminada a necessidade de realização de ensaios ou estudos comparativos.

Considerando-se os fatos expostos, justifica-se o desenvolvimento deste trabalho, buscando avaliar o impacto na definição das propriedades da estrutura para a utilização de um concreto especificado em zona de agressão mais amena ou mais intensa, dadas as características apresentadas em norma para as quatro classes de agressividade ambiental.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa será desenvolvida de modo que possam ser alcançados os seguintes objetivos geral e específicos.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é relacionar os parâmetros das estruturas de concreto armado que visam à durabilidade, como o consumo de cimento, resistência mecânica à compressão e relação água/cimento, e sua influência no cobrimento necessário das armaduras, quando da inserção das estruturas nas diferentes classes de agressividade da ABNT NBR 6118:2014.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- a) comparar a resposta dos concretos especificados para as quatro classes de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118:2014, frente aos ensaios acelerados de ataque por cloretos e carbonatação;
- b) relacionar a caracterização mecânica e física dos traços de concreto com o comportamento durável, ou seja, as frentes de ataque obtidas nos ensaios de carbonatação acelerada e névoa salina;
- c) mensurar o impacto no cobrimento das armaduras diante a inserção de concreto de uma zona de agressividade em local de agressão mais amena ou mais intensa.

1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA

De modo a apresentar o trabalho realizado, esta dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos. O primeiro capítulo apresenta o tema a ser estudado, sua relevância, os

objetivos geral e específicos e as delimitações da pesquisa. O segundo capítulo aborda os conceitos necessários ao desenvolvimento desta pesquisa, assim como uma contextualização dos estudos e normas relativas aos parâmetros básicos para a especificação das estruturas, expondo, ainda, o estudo da durabilidade destes elementos em esfera nacional e internacional.

O terceiro capítulo apresenta todos os procedimentos e ensaios realizados, o detalhamento de confecção das amostras, procedimentos de dosagem, mistura, cura e sazonalidade, assim como as normas norteadoras. O quarto capítulo apresenta a resposta dos concretos aos ensaios de caracterização e deterioração acelerada e sua análise. Por fim, o quinto capítulo expõe as conclusões obtidas no estudo. Apresentam-se de modo complementar, proposições para estudos futuros.

2 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O concreto armado é utilizado intensamente em edificações diversas como de infraestrutura, habitacionais e comerciais. A produção de concreto em centrais dosadoras alcançou 30 milhões de m³ por ano em 2009 (PEDROSO, 2009), com crescimento de 180% entre os anos de 2005 e 2012, no Brasil (ABCP, 2013). Mehta e Monteiro (2014) afirmam que o consumo de concreto no mundo em 2014 foi da ordem de 19 bilhões de toneladas. A motivação de uso deste material reside em diversos fatores, como na facilidade de obtenção dos componentes e versatilidade de uso. No estado endurecido, apresenta resistência similar a rochas naturais, o que resulta em emprego de longa data no Brasil, com registros de uso desde 1907 (MARCOLIN, 2006). Dado o consumo expressivo do concreto, faz-se necessário o conhecimento de suas propriedades duráveis, uma vez que a vida útil do material influenciará de modo direto na geração de resíduos e nas condições seguras e economicamente viáveis de uso das construções.

Tal necessidade de conhecimento das estruturas conduz a estudos de durabilidade das estruturas em situações adversas, tais como sob agressões de gelo e degelo (MEDINA; DE ROJAS; FRÍAS, 2013; WANG et al., 2014), em condições de névoa salina (HUGHES et al., 2013; MEDEIROS et al., 2013;), após ações de incêndio (YAN; LI; WONG, 2007), entre outras. Estruturas localizadas em ambiente urbano são submetidas a diferentes agentes agressivos, sendo necessária avaliação de suas particularidades e de como estas se relacionam com os parâmetros de especificação das estruturas de concreto, flexibilizando sua especificação.

2.1 AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS

A durabilidade é a vida útil de um material no ambiente em que está exposto (MEHTA; MONTEIRO, 2014). As análises de manifestações patológicas e de perda de durabilidade, ou de redução precoce de vida útil, devem considerar períodos e ambientes de exposição (GJØRV, 2014; SCHIESSL, 2005), tecnologias construtivas, materiais disponíveis e domínio técnico dos profissionais, o que dificulta, ou por vezes, impossibilita esta análise.

Contar atualmente com estruturas de concreto armado com idade superior a 100 anos possibilita uma análise das tecnologias empregadas e do comportamento obtido por tais construções ao longo do tempo, verificando seu comportamento durável.

Ademais, o entendimento de estruturas com datas longínquas por vezes não é de relevância para prover novas especificações, dado o avanço do setor construtivo no que diz respeito aos materiais e tecnologias, sendo necessário estudos para verificar as necessidades atuais, resistentes às situações impostas no presente e no futuro.

Neste contexto, Dhir et al. (S/D) reafirmam a necessidade da abordagem do ciclo de vida no projeto, dimensionamento e concepção de estruturas, evitando os problemas de deterioração precoce, considerando os aspectos contemporâneos do desenvolvimento do material e seu ambiente de inserção, de influência direta na durabilidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Entre as motivações de busca pela durabilidade das estruturas encontra-se a percepção dos gastos elevados despendidos com a reabilitação, reparos e reforço e em casos extremos a reposição de peças nas estruturas de concreto (BASHEER; KROPP; CLELAND, 2001) e a geração de resíduos de construção e demolição de volume e percentual relevantes (ANGULO et al., 2011), somadas ao potencial de poluição da indústria do cimento (DAMINELI et al., 2010; WBCSD, 2012). Ainda, De Schutter (2015) aponta a degradação precoce do concreto como um dano ao ambiente de intensidade grave.

A caracterização dos materiais (análise de sua microestrutura, propriedades físicas e químicas) é um balizador e um método de previsão de seu comportamento durável. Helene (1983) propõe a classificação dos concretos, indicando a durabilidade em função da relação água/cimento, de teor de ar incorporado, absorção de água e penetração de água nos estados fresco e endurecido (Tabela 1), limitando, de acordo com a Tabela 2, a possibilidade de emprego.

Tabela 1 – Classificação da durabilidade dos concretos em relação à porosidade e absorção de água

Grade	Qualidade do concreto	Características do concreto				
		No estado fresco			No estado endurecido	
		Relação água/cimento (kg/kg)	Teor de ar (%)	Teor de ar incorporado (%)	Absorção de água (%)	Penetração de água (mm)
α	Concretos de baixa compactidade	$\geq 0,60$	$\leq 2,0$	$\leq 3,0$	Qualquer	Qualquer
β	Concretos normais	0,50 a 0,59	$\leq 2,0$	$\leq 3,0$	$\leq 5,0$	Qualquer
γ	Concretos de alta compactidade	0,45 a 0,49	$\leq 1,5$	$\leq 3,5$	$\leq 4,5$	≤ 80
δ	Impermeável	$\leq 0,44$	$\leq 1,0$	$\geq 2,0$ a $\leq 4,0$	$\leq 4,3$	≤ 40

Fonte: Helene (1983)

Tabela 2 – Aplicação dos concretos em virtude da agressão do ambiente

Grade	Intensidade de agressividade	Concreto adequado para o qual, a princípio não haverá ataque
0	Agressividade nula	$\alpha \beta \gamma \delta$
I	Agressividade fraca	$\beta \gamma \delta$
II	Agressividade média	$\gamma \delta$
III	Agressividade forte	δ
IV	Agressividade muito forte	Deve haver elementos especiais para proteção dos concretos

Fonte: Helene (1983)

Denota-se que a proposta de classificação considera apenas as características de teor de ar, absorção de água e relação água/cimento. No entanto, as relaciona, indiretamente, com outras propriedades como resistência à compressão e penetração de agentes deletérios (NEVILLE, 2015). Cabe destacar que o método proposto por Helene (1983) é similar ao que consta na norma de dimensionamento de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto- Procedimento* -, enquadrando o uso do concreto de acordo com a localização das estruturas, sabendo-se, que tão relevante quanto o conhecimento das propriedades e características do concreto é a verificação de seu local de aplicação e agentes potenciais de deterioração, fato exposto no item 2.2.

As relações estabelecidas por Helene (1983), expostas nas Tabelas 1 e 2, apresentam vínculo com o transporte de substâncias, uma vez que as características de teor de ar, absorção de água e relação água/cimento apontam a tendência de condução destes agentes. Neste contexto, Dhir et al. (S/D) apontam os parâmetros de influência direta e indireta nos mecanismos de transporte de fluídos nos concretos, através do diagrama apresentado na Figura 1.

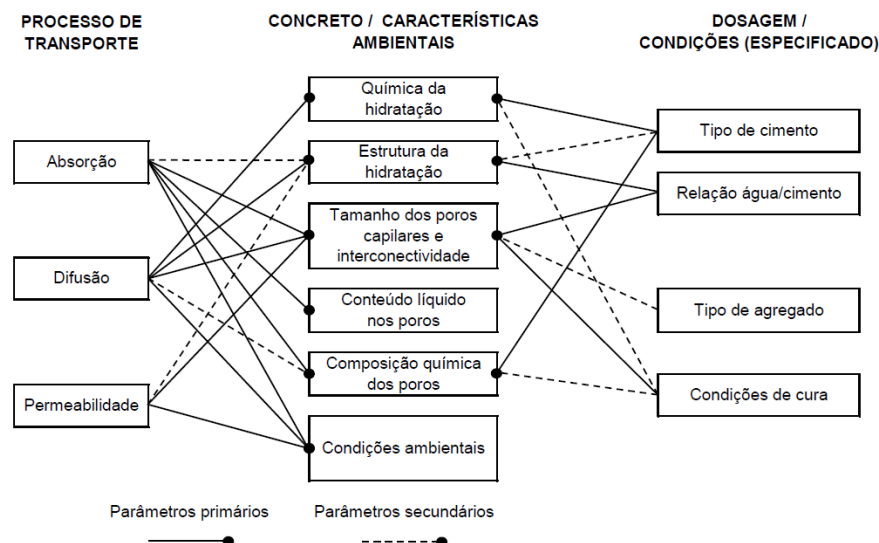


Figura 1 – Interação entre as propriedades dos materiais, especificação e mecanismos de transportes de fluídos. Fonte: Dhir et al. (S/D)

De acordo com a Figura 1, diversos são os fatores de influência nos métodos de transporte nas estruturas de concreto, cabendo destacar que é através deste transporte entre os poros do concreto que ocorrem os ataques às estruturas. Denota-se que as condições ambientais de inserção das estruturas configuram-se como um parâmetro primário de influência nos três métodos de transporte de substância apresentados.

No que tange à existência de poros no concreto, Sanjuán e Muñoz-Martialay (1996) afirmam que sua microestrutura constitui em um agente facilitador ou uma barreira à entrada de substâncias agressoras, podendo preservar ou danificar a estabilidade química, e conseqüentemente, a durabilidade. Mehta e Monteiro (2014) afirmam que o diâmetro dos poros capilares influencia diretamente na penetração de água no concreto, dado que poros de menores diâmetros acarretam em maior pressão de água na superfície e maior alcance da água no interior dos elementos.

2.1.1 Abrangência do tema da durabilidade em normas brasileiras

A ABNT NBR 15575-1:2013: *Edificações Habitacionais- Desempenho* apresenta, de modo inédito no sistema normativo brasileiro, níveis de durabilidade (mínimo, intermediário e superior) a serem atingidos pelos sistemas que compõem uma edificação (Tabela 3). Esta norma conceitua a durabilidade como “*a capacidade da edificação ou de seus sistemas de desempenhar suas funções, ao longo do tempo e sob condições de uso e manutenção especificadas no manual de uso, operação e manutenção*”, apontando, além dos períodos mínimos de vida útil dos sistemas, maior clareza na definição dos responsáveis pelo projeto, construção e manutenção da edificação. Destaca-se que alguns critérios, a norma de desempenho se apoia na ABNT NBR 14037:2011- *Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações- Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos*, indicando quais as informações que garantem ao usuário o conhecimento necessário acerca das tarefas de manutenção da edificação.

Ainda que a ABNT NBR 15575:2013 seja a principal norma a abordar a durabilidade como requisito para as estruturas de concreto, existem outros documentos que apontam em seu escopo parâmetros e requisitos de durabilidade. A ABNT NBR 12655:2015 - *Concreto de cimento Portland- Preparo, controle, recebimento e aceitação- Procedimento*, apresenta o consumo de cimento mínimo dos concretos, frente às classes de agressividade estipuladas pela ABNT NBR 6118:2014, como descrito no item 2.4.2, apontando ainda requisitos para os concretos em condições especiais de exposição, conforme Tabela 4.

Tabela 3 - Requisitos de durabilidade impostos pela ABNT NBR 15575:2013

Parte da edificação	Exemplos	VUP (anos)		
		Mínimo	Intermediário	Superior
Estrutura principal	Fundações, elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e outros), paredes estruturais, estruturas periféricas, contenções e arrimos	≥50	≥63	≥75
Estruturas auxiliares	Muros divisórios, estruturas de escadas externas	≥20	≥25	≥30
Vedação externa	Paredes de vedação externas, painéis de fachada, fachadas-cortina	≥40	≥50	≥60
Vedação interna	Paredes e divisórias leves internas, escadas internas, guarda-corpos	≥20	≥25	≥30
Cobertura	Estrutura da cobertura e coletores de águas pluviais embutidos	≥20	≥25	≥30
	Telhamento	≥13	≥17	≥20
	Calhas de beiral e coletores de águas pluviais aparentes, subcoberturas facilmente substituíveis	≥4	≥5	≥6
	Rufos, calhas internas e demais complementos (de ventilação, iluminação, vedação)	≥8	≥10	≥12
Revestimento interno aderido	Revestimento de piso, parede e teto: de argamassa de gesso, cerâmico, pétreo, de tacos e assoalhos sintéticos	≥13	≥17	≥20
Revestimento interno não aderido	Revestimento de piso: têxteis, laminados, elevados; lambris, forros falsos	≥8	≥10	≥12
Parte da edificação	Exemplos	VUP (anos)		
Revestimento de fachada aderido e não aderido	Revestimento, molduras, componentes decorativos e cobre-muros	≥20	≥25	≥30
Piso externo	Pétreo, cimentados de concreto e cerâmico	≥13	≥17	≥20
Pintura	Pinturas internas e papel de parede	≥3	≥4	≥5
	Pinturas de fachada, pinturas e revestimentos sintéticos texturizados	≥8	≥10	≥12
Impermeabilização manutenível sem quebra de revestimentos	Componentes de juntas e rejuntamentos; mata-juntas, sancas, golas, rodapés e demais componentes de arremate	≥4	≥5	≥6
	Impermeabilização de caixa d'água, jardineiras, áreas externas com jardins, coberturas não utilizáveis, calhas e outros	≥8	≥10	≥12
Impermeabilização manutenível somente com a quebra de revestimentos	Impermeabilização de áreas externas de piscina, de áreas externas com pisos, de coberturas utilizáveis, de rampas de garagem, etc;	≥20	≥25	≥30
Esquadrias externas (de fachada)	Janelas (componentes fixos e móveis), portas-balcão, gradis, grades de proteção, cobogós, brises. Inclusos complementos de acabamento como peitoris, soleiras, pingadeiras e ferragens de manobra e fechamento;	≥20	≥25	≥30
	Portas e grades internas, janelas para áreas externas, boxes de banho	≥8	≥10	≥12
Esquadrias internas	Portas externas, portas corta-fogo, portas e gradis de proteção a espaços internos sujeitos à queda > 2m;	≥13	≥17	≥20
	Complementos de esquadrias internas como ferragens, fechaduras, trilhos, folhas mosquiteiras, alizares e demais complementos de arremate e guarnição	≥4	≥5	≥6

Fonte: ABNT NBR 15575:2013. Editado pelo autor: em destaque estruturas de possível execução em concreto armado

Tabela 4 - Condições especiais de exposição e requisitos da ABNT NBR 12655

Condições de exposição	Máxima relação água/cimento em massa, para concreto com agregado normal	Mínimo valor de fck (para concreto com agregado normal ou leve) MPa
Condições em que é necessário um concreto de baixa permeabilidade à água, por exemplo, em caixas d'água	0,5	35
Exposição a processos de congelamento e descongelamento em condições de umidade ou a agentes químicos de degelo	0,45	40
Exposição a cloreto provenientes de agentes químicos de degelo, sais, água salgada, água do mar, ou respingos ou borrifação desses agentes.	0,45	40

Cabe a ABNT NBR 8953:2015 - *Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência* - informar a classe de concreto, apontando as classes mínimas de resistência do concreto para concreto armado e protendido nas diferentes classes de agressividade, Tabela 5.

Tabela 5 - Valores estipulados de classe de concreto para as classes de agressividade

Concreto	Tipo de concreto	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Classe de concreto	CA	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40
	CP	≥C25	≥C30	≥C35	≥C40

Destaca-se ainda que, em termos de durabilidade, a ABNT NBR 6118:2014 tem as principais especificações técnicas dos concretos, incluindo nestes requisitos a máxima relação água/cimento e os valores mínimos de cobrimento nominal das armaduras, todavia sem que seja estabelecido explicitamente os períodos de vida útil das estruturas por este documentos especificadas. Tanesi, Silva e Gomes (2012) ressaltam, ao avaliar a versão de 2003 desta norma, que a especificação dos concretos é feita pela norma de modo generalista, baseando-se em critérios amplos, como a máxima relação água/cimento, resistência mecânica à compressão mínima e cobrimento necessário às armaduras. As autoras indagam o porquê da não especificação do tipo de cimento, do tipo de cura do concreto, da viabilidade do uso de materiais pozolânicos e materiais cimentícios complementares. Ainda, critica-se os valores de água/cimento máximo, ditos como elevados (0,55 na classe de agressividade III), recomendando a revisão da norma, de modo a apresentar uma abordagem baseada no desempenho. Ao analisar as versões da ABNT NBR 6118 posteriores à versão analisada pelas autoras (2007 e 2014), observa-se a permanência dos mesmos valores nos parâmetros de especificação.

Mesmo sem abranger a durabilidade, a ABNT NBR 8681: 2004 aponta o período de vida útil estabelecido de 50 anos para o retorno das ações previstas em edificações, o que pode ser um indício da consideração de vida útil mínima das edificações.

2.1.2 Abrangência do tema em normas internacionais

Do mesmo modo como a norma brasileira, na medida em que foram realizados estudos relevantes acerca das propriedades do concreto e seus componentes, as normas internacionais evoluíram na especificação dos concretos de modo a garantir durabilidade, enfatizando a maior preocupação do setor com a vida útil das estruturas de concreto armado.

A AS 3600:2009 - *Australian Standard - Concrete Structures* - apresenta o conceito de estruturas duráveis como, “*aquelas que resistem às condições de desgaste e deterioração ao longo da vida útil sem a necessidade excessiva de manutenção*” Este conceito é bastante semelhante ao apresentado pela EN 1992-1: 2004 - *Eurocode 2, Design of concrete structures - Part 1: general rules and rules for buildings* - tendo as estruturas duráveis a definição, “*Estruturas que devem satisfazer os requisitos de resistência, manutenção e estabilidade durante a vida útil, sem a perda das condições de uso ou necessidade de manutenção excessiva não prevista em projeto*”. O período no qual não se faz necessária a realização de maiores reparos é denominado pela EN 1990:2002 – *Eurocode - Basis of structural design* como vida útil de projeto.

Para a IS 456: 2000 - *Indian Standard - Plain and reinforced concrete - Code of practice*, um concreto durável é aquele que “*mantém de forma satisfatória em seu ambiente e condições previstas sua função durante a vida útil de exposição*”, sabendo-se que “*deve ser mantida a integridade e, se aplicável, a proteção das barras de aço imersas no concreto contra a corrosão*”.

A ACI 318:2014 apresentou, em sua versão de 1989, um maior enfoque na necessidade de considerar a durabilidade para determinação dos valores de resistência à compressão e cobrimento dos concretos. Em 2008, propôs a classificação das zonas de agressividade, apresentando os parâmetros de projeto para os diferentes ambientes de inserção das estruturas de concreto. (ACI 318:2014).

As principais normas e documentos internacionais apresentam, no que tange à durabilidade, a descrição de ambientes de agressão das estruturas e a relação com parâmetros mínimos e máximos de especificação das estruturas de concreto. (AS 3600:2009, IS 456:2000, EN 206-1:2013, ACI 318:2014). Cabe destacar que estes ambientes de agressão

apresentados pelos documentos são baseados nos agentes de deterioração predominantes no local de análise. Denota-se que as normas apresentam flexibilização dos parâmetros diante de condições as quais proporcionam maior proteção aos elementos de concreto armado, como a localização interna em edificações, ou ainda, o uso de aço galvanizado.

Com foco na vida útil das estruturas de concreto armado, a BS 8500:2015, complementar a EN 1992-1-1:2004 e a EN 206-1:2013, apresenta os parâmetros necessários de modo a alcançar os períodos de vida útil de 50 anos e de 100 anos. Apresenta, ainda, os valores mínimos de consumo de cimento para faixas de valores de relação água/cimento. Para as distintas classes de agressividade percebe-se possibilidade de arbitragem de valores de resistência à compressão, e os respectivos valores de relação água/cimento, sendo todas estas características variáveis em virtude do tamanho de agregado utilizado na mistura.

Bebby e Narayanan (2005) explicam que até a metade dos anos 70 não havia, nas normas internacionais, um maior enfoque na durabilidade das estruturas de concreto armado, sendo informados apenas valores de cobrimento das armaduras. Porém, ainda na década de 70, foram percebidos em diversos países, inúmeras manifestações patológicas nas construções, dentre as quais destacam-se:

- danos severos de corrosão em plataformas de pontes nos Estados Unidos, em zonas de gelo e degelo e ambientes marinhos;
- problemas de corrosão no Oriente Médio, em virtude da presença de cloretos;
- verificação da redução na resistência de estruturas contendo cimento com alto teor de alumina;
- percepção, em diversos países, de deterioração causada pela reação álcali-sílica;
- degradação intensa de estruturas de pontes através da corrosão pela ação de gelo e degelo e a presença de sais.

De acordo com os autores, diante da constatação de que diversas estruturas apresentaram desempenho não satisfatório no que tange sua vida útil, a atenção internacional se voltou nos anos 80 para pesquisas acerca da durabilidade das estruturas, embasando as normas técnicas.

Beushausen (2015) destaca que essa preocupação tardia com a durabilidade acarretou em impactos financeiros consideráveis para reparo, recuperação e substituição de estruturas de concreto armado. O autor concorda com Bebbly e Narayanan (2005) ao afirmar

que nos últimos anos houve uma produção expressiva de pesquisas sobre a durabilidade dos materiais.

Dyer (2014) aponta que mesmo com as especificações presentes em norma a tarefa de definição das estruturas de concreto é trabalhosa, dado que os requisitos de durabilidade impostos podem entrar em conflito com os de caráter estrutural e com as características estéticas da edificação.

Nganga, Alexander e Beshausen (2015) expõem limitações às prescrições de norma visando a durabilidade, sendo estas:

- dificuldade de controle da relação água/cimento e do teor de cimento in loco;
- os valores de consumo de cimento foram especificados por testes prévios e não se referem às alterações químicas e físicas da produção de cimento (maior teor de C₃A e C₃S e maior finura, respectivamente);
- a resistência à compressão não é uma medida adequada de verificação de controle, por ser alusiva a amostras desenvolvidas ou curas em ambiente de laboratório com condições favoráveis ao avanço da resistência.

2.2 AGENTES AGRESSIVOS E ZONAS DE AGRESSIVIDADE

2.2.1 Zonas de agressividade na ABNT NBR 6118

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, *“a agressividade do meio está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica, de retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”*.

A agressividade consiste em classificação em virtude do local de inserção da edificação, sofrendo influência de parâmetros como temperatura, umidade, pressão atmosférica, concentração de agentes de deterioração das estruturas, entre outros. Vilasboas e Machado (2010) afirmam que este termo é corriqueiramente utilizado para classificar a potencial presença de substâncias que conduzem a processos oxidativos em estruturas de concreto armado, principalmente o dióxido de carbono e a presença de cloretos, degradadores das estruturas de concreto armado.

Helene (1983) apresenta a classificação da agressividade do ambiente em dois métodos:

- rigoroso: de acordo com a concentração dos agentes deletérios presentes na região. Este procedimento exige conhecimento das propriedades físico-químicas do local;
- indireto: baseado na condição de exposição e entorno da estrutura.

Na atualidade, além da classificação dos ambientes presentes nas normas técnicas, estudos vêm sendo desenvolvidos de modo a classificar os locais de inserção das estruturas de concreto armado de acordo com as particularidades dos locais, névoa salina, umidade, poluição do ar (ALBUQUERQUE; OTOCH, 2005; MEDEIROS et al., 2013; VILASBOAS; MACHADO 2010).

Silva (2003) cita dois motivos pelos quais deve-se voltar a atenção para a durabilidade das estruturas em relação às zonas de agressividade:

a) projetam-se estruturas cada vez mais esbeltas;

b) a agressividade dos ambientes em território nacional está aumentando, a medida que o cenário é de crescimento e industrialização das cidades.

Helene (1983) apresenta a hipótese de consideração de classes de agressividade mais brandas ou mais rigorosas em função de fatores como temperatura, geometria da peça e tempo de cura do elemento anterior ao início da degradação. Na ABNT NBR 6118:2014 verifica-se uma lacuna na definição das diferentes zonas de agressividade, feita de modo generalizado e simplista, oposto às definições oriundas de estudos desenvolvidos que avaliaram as variáveis e particularidades dos ambientes. A referida norma apresenta, no entanto, possibilidade de redução de agressividade no caso de ambientes internos secos ou em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar inferior ou igual a 65%, para partes de estrutura protegidas da chuva ou em regiões onde raramente chove.

2.2.1.1 Zona de agressividade fraca

A zona de agressividade fraca é atribuída para os ambientes rurais ou submersos. A zona rural é considerada de baixo potencial de deterioração em virtude da ausência, em grande escala, de veículos emissores de gases poluentes, queima de combustíveis fósseis, indústrias com emissões de gases contaminantes, entre outros fatores que conduzem a manifestações patológicas e degradação das estruturas de concreto armado. (HELENE, 1993).

Cabe destacar que dentre os programas de habitação social praticados no Brasil, o Programa minha casa minha vida financiou a construção de mais de 42 mil habitações na zona

rural (PORTAL BRASIL, 2012), apontando não apenas para a existência das edificações nessa classe de agressividade, mas também, a atualidade das construções no setor.

Em relação às estruturas submersas, deve ser ressaltado que os agentes de agressão do concreto penetram através dos poros, como no caso da penetração de íons cloreto, combinados com água e oxigênio (FIGUEIREDO; MEIRA, 2013), de maneira análoga à entrada de dióxido de carbono, provocando a carbonatação nas estruturas (WERLE, 2010). Porém, a existência de água nos poros em estruturas submersas ou em condição saturada impede ou dificulta a entrada de agentes deletérios na estrutura. Possan (2010) cita que o fenômeno da carbonatação em poros saturados praticamente não ocorre devido à reduzida taxa de difusão do CO₂ na água. De acordo com Andrade (1988) nos poros saturados tem-se uma limitação à presença do oxigênio, e com baixos valores de umidade relativa, tem-se maior resistividade do concreto e conseqüente mitigação, ou minimização da corrosão das armaduras.

Conceitua-se a zona de agressividade fraca como o ambiente onde há reduzida presença de agentes agressores, seja pelo uso do local, seja pela barreira imposta pela saturação dos poros. A ABNT NBR 6118:2014 classifica o risco de deterioração das estruturas nestes ambientes como insignificante e classifica como zona I.

2.2.1.2 Zona de agressividade moderada

A zona de agressividade moderada envolve as zonas urbanas, com pequeno risco de deterioração das estruturas, e é classificada como classe II na ABNT NBR 6118:2014. Kulakowski (2002) destaca tal ambiente como de predomínio de gás sulfúrico (H₂S), dióxido de enxofre (SO₂) e gás carbônico (CO₂). Possan (2004) realça o crescimento das cidades e o êxodo rural como agravantes à poluição das zonas urbanas. A CETESB (2014) apontou os principais contaminantes encontrados na atmosfera de grandes cidades, apresentando na Tabela 6 os poluentes, suas características e fontes principais.

Tabela 6 – Poluentes atmosféricos

Poluente	Características	Fontes principais
Dióxido de Enxofre (SO ₂)	Gás incolor, com forte odor, semelhante ao gás produzido na queima de palitos de fósforos. Pode ser transformado em SO ₃ , que, na presença de vapor de água, passa rapidamente a H ₂ SO ₄ . É um importante precursor dos sulfatos, um dos principais componentes das partículas inaláveis.	Processos que utilizam queima de óleo combustível, refinaria de petróleo, veículos a diesel produção de polpa e papel fertilizantes.
Dióxido de Nitrogênio (NO ₂)	Gás marrom avermelhado com odor forte e muito irritante. Pode levar à formação de ácido nítrico, nitratos (o qual contribui para o aumento das partículas inaláveis na atmosfera) e compostos orgânicos tóxicos.	Processos de combustão envolvendo veículos automotores, processos industriais, usinas térmicas que utilizam óleo ou gás, incinerações.
Monóxido de carbono (CO)	Gás incolor, inodoro e insípido.	Combustão incompleta em veículos automotores.

Fonte: CETESB (2014) editado pelo autor: fragmento da tabela original.

2.2.1.3 Zona de agressividade forte

A classe de agressividade forte envolve as edificações construídas em área marinha ou industrial, com grande risco de deterioração. Abrange duas regiões bastante distintas, porém com semelhante potencial de degradação e ataque às estruturas.

Em relação às construções em ambiente marinho, Júnior (2011) expõe que tal local é definido como espaço contendo em sua atmosfera forte presença de cloretos, sendo que a concentração diminui à medida que ocorre o afastamento da costa. O autor expressa o conceito de aerossol marinho como uma névoa de água contendo partículas de sal, sendo uma fonte natural de cloretos. A ABNT NBR 6118:2014 não define o ambiente marinho, no que tange ao afastamento do mar e à concentração salina nos arredores das edificações. Albuquerque e Otoch (2005) e Vilaboas e Machado (2010) classificam em microrregiões as cidades de Fortaleza e Salvador, respectivamente, em virtude da dificuldade de generalização das áreas, decorrente do número de variáveis como vento, umidade do ar, temperatura, concentração de sais, entre outros. É em virtude destas características variáveis que os resultados obtidos nos estudos de agressividade ambiental em ambiente marinho não podem ser extrapolados para outras regiões ou cidades.

Helene (1993) ressalta que a velocidade de corrosão em ambiente marinho pode ser na ordem de 30 a 40 vezes superior ao que ocorre nas zonas rurais. Moraes Filho (2013) ressalta o potencial de ocorrência de ataques por cloretos em ambiente marinho, expondo que tal agressão se dá através da conexão dos poros no interior do concreto, podendo chegar a atacar toda a superfície da armadura.

Além da abrangência da zona marinha, a classe de agressividade III engloba as indústrias consideradas de menor potencial agressor, tais como mecânica, laticínios e alimentícia.

2.2.1.4 Zona de agressividade muito forte

Considerada como zona de agressividade muito forte, a classe IV da ABNT NBR 6118:2014 apresenta elevado risco de deterioração da estrutura e envolve as edificações inseridas em ambiente industrial ou sob respingos de maré. As indústrias abrangidas nessa classe são de ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústria de celulose e papel, armazéns de fertilizantes e indústrias químicas (ABNT NBR 6118:2014). Entre estas indústrias e respectivos poluentes podem ser destacadas as dispersões de fluoretos das indústrias de fertilizantes (MILEAN; OSSINALDI,

2004), fungicidas da indústria do fumo (ETGES, 2002) e de despejos líquidos e liberação de diversos gases nocivos da indústria petroquímica (PANDEFF et al., 2008).

As zonas sujeitas aos respingos de maré são as que, segundo Biczok (1981) e López (1998) apud Lima e Lencioni (2007), estão sujeitas a ação direta do mar, seja através de respingos, névoas ou pelas ondas formadas no oceano. Em decorrência destes dois efeitos, os danos comumente percebidos são o ataque por penetração de íons cloreto e a erosão causada pelo impacto da água nas ondas. Como exemplo de estruturas submetidas a estas agressões têm-se pilares de píeres, mirantes e demais estruturas localizadas junto ao mar.

Segundo Gjorv (2014), além das estruturas de pontes e portos, pertencentes à classe marinha, tem-se os oceanos e seu entorno com um possível ambiente para construções. De acordo com o autor, o ACI já previa em 1970 este uso para estruturas ancoradas, flutuantes, entre outras. Conclui-se que as estruturas inseridas nessa zona são as de especificação mais rigorosa.

2.2.2 Zonas de agressividade nas normas internacionais

Maheiro et al (2013) avaliaram o cobrimento das armaduras abordado pelos documentos oficiais e normas Portuguesas (Dec. 4036 - Decreto Português sobre Betão Armado, 1918). Em 1918 o cobrimento das armaduras era especificado apenas considerando as peças de concreto, sendo 1cm para lajes e 2cm para vigas e pilares. Em 1983 definiram-se três classes de agressividade, de modo semelhante ao realizado posteriormente no Brasil nas quatro classes propostas pela ABNT NBR 6118 (2003, 2007 e 2014), sendo estas: ambientes poucos agressivos: 2cm; moderadamente agressivos: 3cm; e muito agressivos: 4cm. O maior detalhamento ocorreu apenas com o Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004) e a EN 206-1:2013, com classes mais específicas e maiores considerações acerca do tipo de agressão nas estruturas.

A EN 1992-1:2004 retrata as classes de agressividade como a consideração das características físicas e químicas a que a estrutura está exposta, somando-se às ações mecânicas que as desgastam. O delineamento das classes de agressividade é oriundo da EN 206-1, que classifica os ambientes de inserção das estruturas de concreto de acordo com o risco existente no ambiente, com a divisão em X0 estruturas sem riscos de corrosão ou ataque; XC riscos de corrosão por carbonatação; XD perigo de corrosão por íons cloretos; XS ameaça de corrosão por íons cloretos em ambiente marinho; XF zonas de gelo e degelo das estruturas; e XA risco de ataque químico.

Cunha (2011) critica a classificação das zonas de agressividade especificadas pelo Eurocode 2, pois, por vezes, faz-se necessária a combinação das zonas de agressividade, de modo que possa ser avaliado um local que sofra a ação de diversos agentes degradantes. Segundo o autor, nestes casos, devem ser avaliadas as situações de inserção da edificação, e seguidas exigências mais rigorosas, analisando entre as opções e adotando o mínimo consumo de cimento, a máxima relação água/cimento, e assim por diante nos outros critérios. Assim, estar-se-á abrangendo a classificação de locais que não contam com apenas um fator desencadeador de degradação, sendo este, segundo Neville (2015), um fato raro.

De modo congênere à norma europeia, a ACI 318:2014 apresenta, através de categorias e classes, o grau de severidade ambiental no qual as estruturas de concreto armado estão submetidas. As classes indicam o grau de severidade, considerando as categorias F de estruturas submetidas a gelo e degelo; S de estruturas sujeitas à ação de sulfatos presentes na água ou no solo; P de elementos que requeiram baixa permeabilidade; e C de partes cuja proteção à corrosão se faz necessária.

A AS 3600:2009, norma australiana, classifica a exposição nas escalas A1, A2, B1, B2 e C, informando os requisitos mínimos de resistência à compressão e de cobrimento das armaduras para os concretos inseridos nos ambientes. Analogamente, a *Indian Standard IS 456:2000* classifica a localização das estruturas em ambientes de agressão suave, moderada, severa, muito severa e extrema, apontando os valores máximos de relação água/cimento e mínimos de consumo de cimento e resistência mecânica à compressão para compor estruturas duráveis sob as condições de ataque.

A Tabela 7 apresenta síntese contendo a nomenclatura das classes de agressividade (CA) e exemplos de estruturas descritos nas normas internacionais supracitadas.

Tabela 7 – Classes de agressividade das normas internacionais

NORMA EUROPEIA EN 206-1:2013			
CA	Exemplos de meio de inserção da estrutura	CA	Exemplos de meio de inserção da estrutura
X0	Concreto simples, em todas exposições exceto ataque químico e ciclos de gelo e degelo. Concreto armado com condição de exposição muito seca.	XS2	Estruturas permanentemente submersas em água marinha
XC1	Concreto permanentemente submerso ou dentro de edificações.	XS3	Área de respingos e maré e névoa salina
XC2	Concreto submetido a ação duradoura das águas (fundações)	XF1	Estruturas de concreto verticais expostas à ação da chuva e congelamento
XC3	Concreto externo, porém, ao abrigo das chuvas, concreto interno com umidade do ar moderada ou alta	XF2	Superfícies de concreto ou estradas de concreto sujeitas ao congelamento e agentes de degelo
XC4	Concreto exposto a ciclos de molhagem e secagem	XF3	Estruturas de concreto horizontais expostas à ação da chuva e congelamento
XD1	Concretos expostos a cloretos no ar	XF4	Estruturas submetidas à zona de névoa salina, estradas e pontes sujeitas à ação de degelo.
XD2	Concreto exposto a águas industriais contendo cloretos	XA1	Ambiente levemente agressivo quimicamente
XD3	Ciclos de molhagem e secagem ou expostos a névoas contendo cloretos.	XA2	Ambiente moderadamente agressivo quimicamente
XS1	Estruturas próximas a zona de névoa salina	XA3	Ambiente altamente agressivo quimicamente
ACI 318:2014			
CA	Exemplos de meio de inserção da estrutura	CA	Exemplos de meio de inserção da estrutura
F0	Concreto não exposto às condições de gelo e degelo	-	Sulfatos solúveis em água (SO ₄), no solo, (% em massa) Sulfatos dissolvido (SO ₄) na água, ppm.
F1	Concreto exposto a ciclos de gelo e degelo e ocasionalmente exposto à umidade	S0	SO ₄ < 0,10 SO ₄ < 150
F2	Concreto exposto à ciclos de gelo e degelo e constantemente exposto à umidade	S1	0,10 < SO ₄ < 0,20 150 < SO ₄ < 1500 (água oceânica)
F3	Concreto exposto à ciclos de gelo e degelo e constantemente exposto à umidade e a produtos químicos de degelo	S2	0,20 < SO ₄ < 2,00 1500 < SO ₄ < 10000
C0	Concreto seco ou protegido da umidade	S3	SO ₄ > 2,00 SO ₄ > 10000
C1	Concreto exposto a umidade, mas não a fontes externas de cloretos	P0	Estruturas em contato com a água onde não se faz necessária baixa permeabilidade
C2	Concreto exposto a umidade e fonte externa de cloretos de químicos de degelo, sal, águas marinhas, névoa salina, respingos de maré.	P1	Estruturas em contato com a água onde se faz necessária baixa permeabilidade
NORMA AUSTRALIANA AS 3600:2009			
CA	Exemplos de meio de inserção da estrutura		
A1	Estruturas internas, estruturas nas zonas de clima árido e em zonas não industriais, imersas em solo não agressivo		
A2	Estruturas em zonas não industriais e de clima temperado		
B1	Estruturas sujeitas à ciclos de molhagem e secagem, em zona não estrutural e clima tropical, ou ainda, em zonas industriais de qualquer zona climática e estruturas em próximas à costa marinha (1a 50km de distância)		
B2	Estruturas permanentemente submersas, estruturas afastadas em até 1km da costa marinha,		
C	Estruturas em zonas de respingos ou névoa salina		
NORMA INDIANA IS 456:2000			
CA	Exemplos de meio de inserção da estrutura		
Suave	Concretos protegidos das ações climáticas e agentes deletérios, exceto os presentes na zona costeira		
Moderada	Concretos expostos à ação da chuva e condensação, em contato com solo não agressivo e lençóis freáticos, permanentemente submerso e protegido das ações da névoa salina		
Severa	Estruturas expostas a condições severas de chuva, ciclos de molhagem e secagem ou ciclos de gelo e degelo e condições extremas de condensação. Estruturas submersas em água oceânica.		
Muito severa	Concretos em contato ou submersos em solos agressivos, fumaças corrosivas, expostos à ação de névoa salina ou severas condições de gelo.		
Extrema	Estruturas expostas a zonas de marés ou químicos agressivos		

Evidencia-se a semelhança entre a norma brasileira (ABNT NBR 6118:2014) e as normas indiana (IS 456:2000) e australiana (AS 3600:2009) na estruturação proposta para classificar as zonas de agressividade, abrangendo o nível de ataque da classe mais ameno a

mais intenso, sem especificação direta dos agentes de deterioração. Ainda, percebe-se uma afinidade entre o documento americano (ACI 318:2014) e a norma europeia (EN 206-1:2013), que classificam as zonas de agressividade de maneira mais específica em relação a seus agentes deletérios. De modo geral, denota-se a classificação das zonas de névoa salina ou respingos de maré como agressão intensa e a avaliação das zonas industriais como de possível ataque por elementos químicos.

2.3 MECANISMOS DE ENVELHECIMENTO E DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A ABNT NBR 6118:2014 classifica que a deterioração do concreto ocorre através de lixiviação, expansão por sulfatos e reação álcali-agregado. Para a armadura, apresentação a corrosão, sendo a despassivação por carbonatação e/ou cloretos. Esta norma, além de classificar os agentes degradantes do concreto e da armadura, aponta os elementos de agressão das estruturas de concreto, sendo as ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas e suas respostas a ações impostas como relaxação, fluência e retração.

Sarja e Vessikari (1996) apontam as seguintes causas como as responsáveis pela redução do desempenho e capacidade de suporte de cargas: (a) corrosão por ação dos íons cloreto (névoa salina) (b) corrosão por carbonatação (c) abrasão (d) deterioração superficial e ação de gelo. De acordo com o PCA (2002), a causa majoritária de deterioração das estruturas de concreto é a corrosão das armaduras, ocorrendo pela carbonatação ou através dos íons cloreto, citando também a ação do gelo e do degelo, a expansão de agregados, os ataques químicos e a reação álcali-agregado. Os danos ainda são relacionados à exposição dos concretos a elevadas temperaturas, sua fissuração, sobrecarga e perda de suporte.

Calavera (1996) complementa apontando como causas de deterioração do concreto, a perda de água em idades reduzidas, exsudação, retração plástica, contração térmica inicial, retração hidráulica, deformações impostas (fluência, variações higrométricas), trocas de calor, erosão, contato com solos agressivos e ataque por ácidos.

2.3.1 Envelhecimento e deterioração do concreto

2.3.1.1 Lixiviação

A lixiviação dos concretos consiste no processo de dissolução e transporte da cal hidratada presente na composição, em presença de água e porosidade suficiente para seu ingresso no elemento estrutural (EKSTRÖM, 2001). Jung et al (2014) expõem que a

lixiviação ocorre com os produtos hidratados do cimento, como C-S-H, portlandita e etringita citando ainda que a possibilidade de ocorrência desta reação aumenta à medida que se aumenta o consumo de cimento nos traços. Este fenômeno conduz a remoção de sólidos superficiais nas estruturas de concreto (THOMAZ, 2009), formando cristais em seu exterior de coloração esbranquiçada. A presença de umidade em abundância no local de inserção das estruturas é necessária para a ocorrência da lixiviação. (MAKHLOUFI et al., 2012; ROZIÈRE; LOUKILI, 2011). Schiopu et al (2009) informam que essa reação pode acometer as estruturas do concreto e a saúde de seus ocupantes, e se intensifica à medida que há contato com a água, podendo ser oriunda da chuva. Sobre os parâmetros de influência, os autores citam a geometria da peça, a temperatura de exposição e os ciclos de molhagem e secagem.

Helene (2013) descreve a manifestação patológica, informando que nos sintomas pode-se perceber a formação de manchas esbranquiçadas (de CaCO_3), com eflorescência na superfície, aumentando a porosidade e ampliando o risco de corrosão. Sobre a prevenção, aponta a redução da relação água/cimento e o abrigo da água.

Galvin et al. (2014) verificaram a relação entre a resistência de concreto à lixiviação e as características de influência nesta agressão, tais como permeabilidade e porosidade, verificando pouca linearidade nos resultados de diferentes traços, e apontando para a dificuldade de avaliação e reprodução do fenômeno. Sendo influenciada pela presença de poros nos concretos, esta característica varia conforme a resistência mecânica dos traços, o consumo de cimento e a relação água/cimento.

2.3.1.2 Expansão por sulfatos

As reações químicas que ocorrem entre os álcalis do cimento Portland hidratado e os íons sulfatos oriundos de fontes externas prejudicam as estruturas de concreto, dada que a reação é expansiva (NIE et al., 2015). A expansão é danosa devido ao acúmulo de pressões internas no material, o que acarreta a formação de fissuras, que aumentam a permeabilidade e o acesso ao interior dos elementos estruturais, podendo ocorrer o ataque às armaduras. (VILASBOAS, 2004).

O ataque por sulfatos - seja ele oriundo do interior dos concretos (agregados) ou pela exposição aos ambientes externos (água e solo) - provoca a formação de etringita secundária. A etringita é um produto da reação na hidratação do cimento, que ocorre em idades iniciais sem danos e relacionada ao endurecimento, porém, surgindo em idades elevadas é danosa ao concreto pela expansão volumétrica do produto. (CENTURIONE; KIHARA; BATTAGIN, 2003).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), o ataque por sulfatos pode se manifestar através de expansão ou fissuração. Diante da fissuração, a permeabilidade do material aumenta, o que o torna mais susceptível ao ataque por agentes externos de deterioração. Por outro lado, em relação à expansão, estes podem acarretar em problemas estruturais graves, com deformação de elementos estruturais.

Müllauer, Beddoe e Heinz (2013) informam que o estresse gerado pelas reações expansivas, por vezes, excede a resistência à compressão dos concretos e argamassa, por isso tem-se tal expansão e fissuração.

Centurione, Kihara e Battagin (2003) apontam o uso de pozolanas como medida para mitigar a possibilidade de ocorrência da expansão por sulfatos, dado que tais materiais podem refinar a estrutura dos poros, consumir o hidróxido de cálcio, reduzindo a quantidade de Ca(OH)_2 livre e modificando as reações, conduzindo a formação de monosulfoaluminato sem substituição à formação de etringita.

Jiang et al. (2014) afirmam que foi verificada na China problemas precoces e a redução da vida útil de estruturas de concreto em região contendo solos ricos em sulfatos e rios de água salgada, principalmente devido ao ataque por sulfatos.

2.3.1.3 Reação álcali agregado

A reação álcali agregado (RAA), segundo Souza e Ripper (2009), resulta na interação entre a sílica presente em alguns tipos de agregados e os íons álcalis oriundos da hidratação dos cimentos, e a presença da água, podendo ocorrer de modo mais intenso quando há ingresso de íons cloreto no interior do concreto. Sabendo-se que o contato com a água é um fator imprescindível para sua ocorrência, as reações álcali-agregado ocorrem de modo majoritário em obras hidráulicas.

Lopes (2004) aponta para a formação de gel entre os íons presentes na solução intersticial (K^+ e Na^+) com a sílica dos agregados (S^{2+}), sendo influenciada por temperatura, umidade e tensão confinante. Hasparyk (2005) explica que este gel, diante da presença de umidade, se expande, o que pode acarretar na formação de fissuras e deslocamentos, criando zonas frágeis aos concretos e de entrada para os agentes deletérios.

Tang et al (2015) incluem a porosidade como um fator de influência nas reações, uma vez que, segundo Lopes (2004), o gel só passa a causar fissuração quando os vazios existentes no concreto não são suficientes para sua absorção.

Krivenko et al. (2014) informam que a gravidade destas reações tende a aumentar, uma vez que, devido ao uso de cimentos com maiores quantidades de óxidos de sódio e

potássio, os quais emitem em sua queima gases mais limpos, têm-se a tendência de desenvolvimento de cimentos com maiores teores de álcalis.

Valduga (2002) expõe a problemática de controle da RAA após a iniciação do processo. A medida mais coerente é evitar que se reúnam as condições para sua ocorrência, realizando caracterização dos agregados anteriormente ao emprego nas estruturas de concreto - normalmente por análise petrográfica, de área superficial e formato - utilizando cimentos com alto teor de pozolana (OWSIK, ZAPALA-SLAWETA e CSAPIK, 2015), capazes de consumir o cálcio que favorece e fortifica o gel formado (KRIVENKO et al, 2014), fornecendo proteção dos elementos à umidade.

Tang et al (2015) acrescentam cinco maneiras de evitar a ocorrência da reação:

- a) utilizar agregados não reativos de estruturas cristalinas;
- b) usar cimentos com reduzido teor de álcalis ou com uso de materiais pozolânicos suficientes;
- c) manter o concreto com reduzido teor de umidade, inferior a 80%;
- d) utilizar revestimento que controle a difusão;
- e) adicionar sais de nitrato.

Rajabipour et al (2015) citam como uma das lacunas ao estudo destas reações o desenvolvimento de pesquisas em laboratório que apontem qual melhor método de reprodução do fenômeno em ensaios acelerados, de modo que as propriedades possam ser avaliadas avançando no desenvolvimento dos concretos.

2.3.2 Envelhecimento e deterioração das armaduras em estruturas de concreto armado

Figueiredo e Meira (2011) descrevem a proteção que o concreto oferece às armaduras sob as óticas física e química. Fisicamente a proteção ocorre com a barreira que separa a armadura dos agentes externos do ambiente e quimicamente através da película de passivação na superfície do aço, formada pelo concreto.

Pina (2009) apresenta a corrosão das armaduras como o maior agente de dano do concreto armado, cuja ocorrência está relacionada à ação do gás carbônico (CO_2) e dos íons cloretos (Cl^-).

Figueiredo e Meira (2013) expõem o fenômeno de corrosão com o conceito da pilha eletroquímica, através das reações de oxidação-redução entre as regiões anódica e catódica. Segundo os autores, o ânodo se caracteriza pela transformação do material sólido (metálico)

para o estado iônico, e o cátodo consome os elétrons gerados. Para tal, faz-se necessária uma diferença de potencial entre ambos. A Figura 2 apresenta o conceito de pilha eletroquímica.

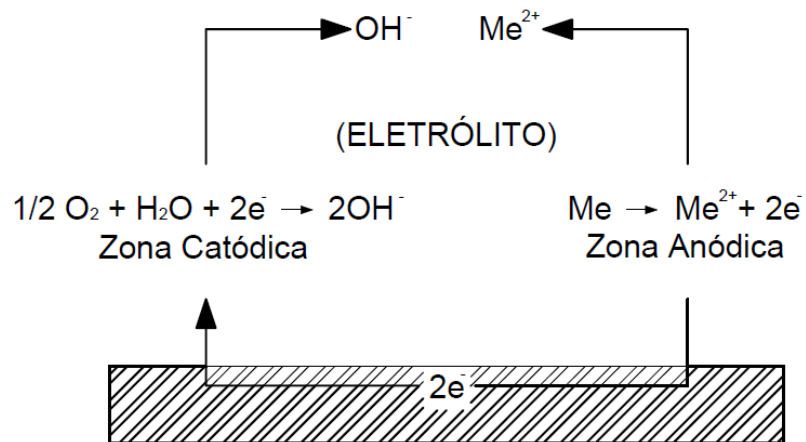


Figura 2 – Pilha eletroquímica. Fonte: Figueiredo e Meira (2013)

Graeff (2007) aponta os seguintes danos como os principais a serem relacionados à corrosão das armaduras: (a) perda de aderência entre o aço e o concreto; (b) redução da área de seção do aço; (c) perda de resistência à tração do aço; (d) aumento da deformabilidade do aço; e (e) geração de tensões de tração e fissurações.

A ABNT NBR 6118:2014 expõe as possibilidades de ocorrência de tal fenômeno por carbonatação ou pela penetração de íons cloreto, despassivando as armaduras, assim como apresentado por Kulakowski (2002). Torres (2011) complementa, afirmando que entre os dois métodos possíveis de despassivação das armaduras, citam-se:

a) ação dos cloretos que alcançam a armadura por difusão e são oriundos da água de amassamento, do uso de aditivos químicos ou do meio externo;

b) redução da alcalinidade do concreto, que ocorre, geralmente, com as reações de carbonatação.

Segundo o Modelo de Tuutti (1982), as reações de corrosão por ambos os métodos seguem as etapas apresentadas na Figura 3.

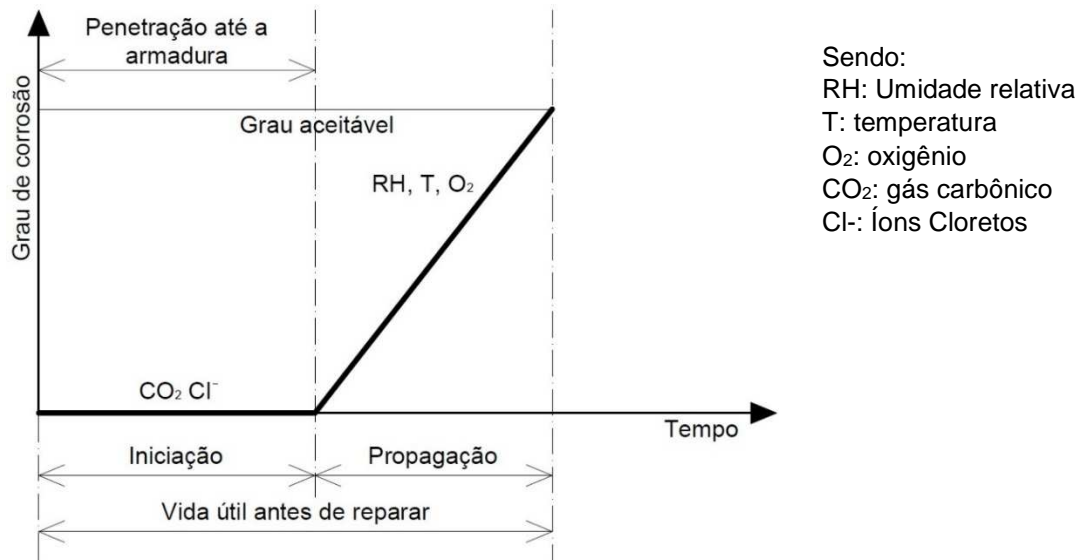


Figura 3 – Modelo de corrosão de Tuutti (1982) apud Ribeiro (2009); Andrade (1992)

Conforme a Figura 3, primeiramente tem-se a fase de iniciação da corrosão, caracterizada pelo ingresso dos agentes deletérios nas estruturas de concreto até atingir as armaduras. Após, há a propagação da corrosão, variável de acordo com o teor de umidade, a temperatura e a presença de oxigênio (O_2).

Schiessl (2005) aponta como consequência da corrosão a perda de seção das barras de aço, podendo comprometer a estrutura projetada, a elevação da pressão interna e deslocamento de placas de concreto que revestem a armadura. Assim, afirma que a condição de não-corrosão das armaduras do concreto é de relação direta com a sua vida útil (KISHIMOTO, 2010).

O modelo de Liu e Weyers (1998) descreve a fissuração do concreto, consequente da corrosão do aço nas seguintes fases: (1) formação da corrosão na zona porosa que envolve as barras de aço, (2) geração de pressões internas no concreto que envolve as barras (3) fase final em que se verificam as fissuras geradas pelas pressões internas e deslocamentos (YU et al., 2014). A seguir, estão expostos os métodos de despassivação, ou por perda de proteção por carbonatação ou pela ação de cloretos.

2.3.2.1 Despassivação por ação de carbonatação

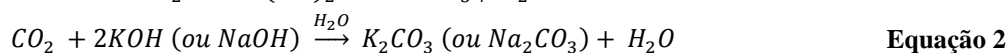
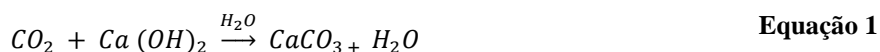
A carbonatação é decorrente do ingresso de gás carbônico (CO_2) no concreto, o que conduz à redução do potencial hidrogeniônico (pH) das estruturas, o que pode favorecer a corrosão das barras de aço nele imersas em virtude de sua despassivação. (ROZIÈRE; LOUKILI; CUSSIGH, 2009). A redução do pH ocorre devido a penetração de CO_2 na rede

dos poros, reagindo com o hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$ (MAHEIRO et al., 2013) e formando o carbonato de cálcio ($CaCO_3$). Segundo Reddy et al. (2002), o fenômeno químico da carbonatação acelera o processo de ingresso dos cloretos, em virtude das mudanças no pH, o que pode prejudicar a durabilidade das estruturas em ambiente de névoa salina.

Figueiredo e Meira (2013) apontam os passos de evolução da carbonatação, iniciando pela difusão do CO_2 no concreto e ocorrendo a reação com os elementos alcalinos. Pauletti (2009) descreve o fenômeno nos passos que seguem:

- difusão do CO_2 na fase gasosa e dissolução na água dos poros;
- dissolução do $Ca(OH)_2$ na água dos poros e difusão do CO_2 já dissolvido das regiões de maior para as de menor alcalinidade;
- reação do CO_2 com o $Ca(OH)_2$;
- reação do CO_2 com o C-S-H e com os compostos não hidratados na pasta do cimento;
- redução do volume dos poros e condensação do vapor de água.

A reação do CO_2 com os hidróxidos é apresentada na Equação 1 e na Equação 2 (KULAKOWSKI, 2002; PAPADAKIS; VAYENAS; FARDIS, 1989; POSSAN, 2004).



A Equação 1 apresenta a reação do gás carbônico (CO_2) com o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), formando o carbonato de cálcio ($CaCO_3$) e a água. De maneira análoga, a Equação 2 apresenta a reação do gás carbônico com os hidróxidos de sódio ($NaOH$) ou de potássio ($2KOH$), originando os respectivos carbonatos de potássio (K_2CO_3) ou de sódio (Na_2CO_3).

O início da corrosão ocorre quando o pH da solução dos poros estiver em níveis próximos de 8 (FIGUEIREDO E MEIRA, 2013). Em situação normal, ou seja, sem ocorrência da reação de carbonatação, o concreto possui pH elevado, próximo a 13, sendo que a redução ocorre com a ação de gases como CO_2 , H_2S e SO_2 .

De acordo com Cascudo e Carasek (2011), quanto maior a concentração de CO_2 no ar maior o gradiente entre o meio interno e externo, ocorrendo a maior difusão do gás e

ampliando a intensidade e a velocidade de ocorrência do fenômeno. Os autores expõem os fatores que influenciam a ocorrência, conforme Figura 4.

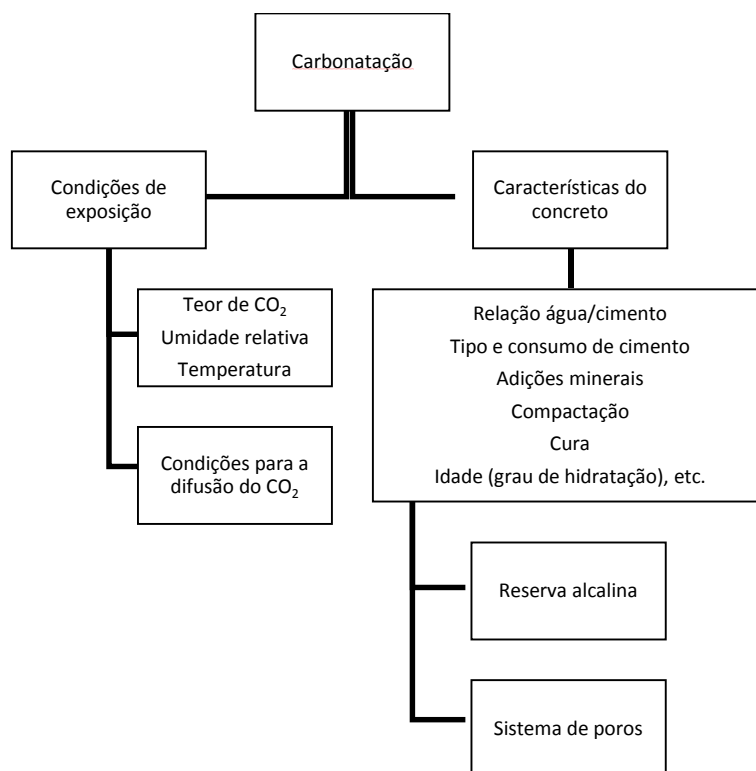


Figura 4 – Fatores de influência para ocorrência da carbonatação. Fonte: Cascudo e Carasek (2011)

2.3.2.2 Despassivação por ação de cloretos

No processo de despassivação do concreto pela ação de íons cloreto (Cl^-) a penetração destes agentes ocorre de modo conjunto com a água e o oxigênio (FIGUEIREDO; MEIRA, 2013). Faz-se necessária a presença de água, dissolvendo os cristais dos sais, visto que suas dimensões são superiores aos poros dos concretos (GRAEFF; 2007; MEDEIROS, 2008;). Neville (2015) aponta que, havendo a necessidade de um meio aquoso para o processo, a corrosão por ataque de cloretos não irá ocorrer em concretos secos tampouco em estruturas completamente submersas.

Quando do ingresso dos íons nos elementos de concreto armado ocorrem as desestabilizações na película protetora das armaduras. Neville (2015) apresenta a película formada por Fe_2O_3 , decorrente da hidratação do cimento, a qual é destruída pela ação de íons cloreto. O autor ilustra o fenômeno através da Figura 5.

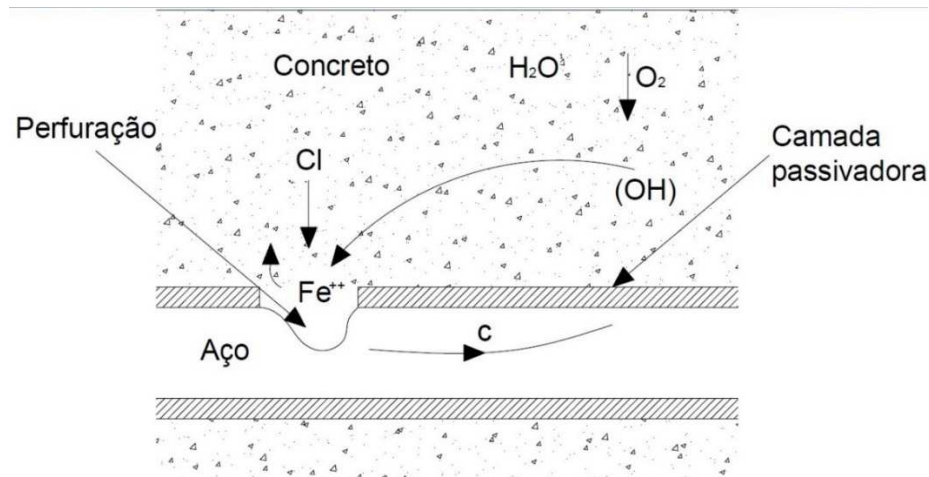
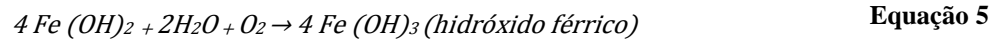
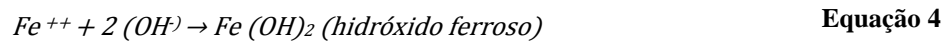


Figura 5 – Corrosão eletroquímica na presença de cloretos. Fonte: Neville (2015), adaptada pelo autor

Segundo Neville (2015), a diferença de potencial em dois pontos da barra de aço culmina na origem de uma pilha eletroquímica, sendo estas duas regiões ligadas pelo eletrólito na forma de água nos poros da pasta.

As equações que regem este processo são listadas a seguir, sendo que as equações 3, 4 e 5 representam as reações anódicas e a equação 6 representa a reação catódica:



Os íons com carga positiva passam para a solução (Equação 3), enquanto que os íons com carga negativa passam através do aço para a região catódica, onde combinam-se com a água e oxigênio, formando íons hidroxila (Equação 6). Os íons hidroxila gerados na equação 6 se combinam com o ferro, formando hidróxido ferroso (Equação 4). Já o hidróxido ferroso se combina com água e oxigênio, dando origem ao hidróxido férrico (Equação 5) (NEVILLE, 2015).

Os produtos gerados na corrosão ocupam volume superior ao ocupado pelo aço, resultando na expansão e fissuração (paralela à armadura), permitindo a entrada de agentes agressivos exteriores. Há ainda de ser considerado o dano relacionado com a perda de seção do aço, reduzindo o potencial de suporte de cargas e comportamento mecânico, podendo comprometer a estrutura (ANDRADE, 2001; NEVILLE, 2015; TORRES, 2011). Freire (2005) apresenta os íons cloretos como maior causa de deterioração das estruturas de concreto armado.

2.4 PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.4.1 Resistência mecânica à compressão

A resistência mecânica à compressão consiste em parâmetro básico de dimensionamento de estruturas de concreto armado, determinada de modo experimental de acordo com a ABNT NBR 5739: 2007 - *Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Conforme Andrade e Tutikian (2011), a resistência mecânica à compressão como “a capacidade de o material suportar as cargas aplicadas sobre ele, sem que o mesmo entre em ruína” e “carga máxima aplicada sobre um corpo de prova”. Andrade (2001) afirma que esta propriedade exerce influência no transporte de substâncias no concreto e caminhos para deterioração das estruturas de concreto armado.

Geralmente, a elevada resistência mecânica à compressão dos concretos se relaciona a valores reduzidos de relação água/cimento (NAWY, 2000) e, por consequência, a reduzida porosidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014, NEVILLE, 2015), melhorando o desempenho durável e a vida útil (BASHEER; KROPP; CLELAND, 2001).

Em relação aos valores indicados em norma, a ABNT NBR 6118:2014 apresenta, conforme exposto na Tabela 8, valores mínimos de resistência mecânica à compressão em decorrência da classe de agressividade em que os elementos estruturais estão inseridos.

Tabela 8 – Valores mínimos de resistência à compressão para estruturas de concreto armado, em relação à classe de agressividade

Classe de agressividade	Resistência à compressão mínima para concreto armado (MPa)
I	≥20
II	≥25
III	≥30
IV	≥40

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Observa-se que as classes mais severas de agressividade exigem estruturas de concreto armado com valores superiores de resistência à compressão, de modo que a agressão do meio não afete o concreto e o aço utilizados, dada a relação de resistência mecânica e durabilidade das estruturas.

De modo análogo ao exposto na norma brasileira, as normas australiana e indiana, o documento americano e a norma europeia de dimensionamento de estruturas de concreto armado AS 3600-2009, IS 456:2000, ACI-318:2014 e EN 1992-1:2004, respectivamente, apresentam os valores mínimos de resistência à compressão em função da classe de

agressividade das estruturas, conforme Tabela 9. O detalhamento das classes de agressividade de cada uma destas normativas foi apresentado no item 2.2.2.

Tabela 9 – Valores mínimos de resistência à compressão das normas internacionais

AS 3600		IS 456		ACI 318		EN 1992-1*	
Classe de agressão	fcj mínimo (MPa)	Classe de agressão	fcj mínimo (MPa)	Classe de agressão	fcj mínimo (MPa)	Classe de agressividade	Classe de resistência à compressão (MPa)**
A1	20	Suave	20	F0	17,2	X0	≥ 25/30
A2	25	Moderada	25	F1	31	XC1	≥ 25/30
B1	32	Severa	30	F2	31	XC2/XC3	≥ 30/37
B2	40	Muito severa	35	F3	31	XC4	≥ 35/45
C	50	Extrema	40	S0	27,6	XD1	≥ 35/45
				S1	31	XD2/XS1	≥ 35/45
				S2	31	XD3/XS2/XS3	≥ 40/50
				S3	31	*São expostos critérios específicos para lajes, situações com controle tecnológico do concreto e dimensionamento para 100 anos de vida útil	
				P0	17,2		
				P1	27,6		
				C0	17,2	**Considera-se o primeiro valor para ensaios de compressão em amostras cilíndricas e o segundo para amostras prismáticas.	
				C1	17,2		
				C2	34,5		

Os valores descritos da EN 1992-1:2004 são alusivos à classificação mínima dos concretos considerando-se a finalidade estrutural dos elementos. Esta norma permite considerações especiais de resistência necessária ao serem considerados procedimentos específicos de redução dos vazios e da permeabilidade dos traços

Cabe destacar que as exigências impostas na Europa são ainda complementadas pelo estabelecido pela EN 206: 2013. Esta norma se assemelha, em termos de escopo, à norma brasileira ABNT NBR 12655:2015, indicando os requisitos de especificação, desempenho, recebimento e controle do concreto empregado, expondo os valores de resistência à compressão conforme indicado na Tabela 10. É pertinente salientar que ambas as normas expõem, de modo claro, que a especificação é alusiva ao período de vida útil de 50 anos.

Tabela 10 – Valores exigidos de resistência à compressão EN 206:2013

Classe de agressão	f _{cj} mínimo (MPa)	Classe de agressão	f _{cj} mínimo (MPa)
X0	12/15	XD 1	30/37
XC 1	20/25	XD 2	30/37
XC 2	25/30	XD 3	35/45
XC 3	30/37	XF 1	30/37
XC 4	30/37	XF 2	25/30
XS 1	30/37	XF 3	30/37
XS 2	35/45	XF 4	30/37
XS 3	35/45	XA 1	30/37
		XA 2	30/37
		XA 3	35/45

Observa-se que a ABNT NBR 6118:2014 apresenta valores de resistência mínima à compressão que se assemelham ao exigido pelas normas australiana e indiana, do mesmo modo como se equiparam as zonas de agressividade nestes documentos.

Entre as normas apresentadas, destaca-se o menor valor permitido de resistência à compressão no documento americano, de 17,2 MPa, mantendo para as demais classes valores reduzidos em comparação aos demais documentos. Ainda, esta norma apresenta a flexibilidade para adotar classes mais brandas, como para lajes e situações com garantia de controle tecnológico do concreto, e mais agressiva, para garantir uma vida útil de projeto de 100 anos. Observa-se que, entre os documentos europeus, os valores exigidos pela EN 1992-1:2004 são superiores aos da EN 206:2013, quando avaliada uma mesma classe de agressividade. Conforme citado, considera-se que os requisitos impostos pela EN 1992-1:2004 são referentes ao uso do concreto em estruturas e os requisitos da EN 206:2013 são voltados a durabilidade.

Ainda que, existindo inúmeras variáveis de influência na durabilidade de estruturas de concreto armado, é notável que a resistência à compressão, dada sua fácil obtenção e conhecimento difundido, seja um indicador destas características do material. Helene (1993) classifica a durabilidade dos concretos em relação a sua resistência mecânica à compressão, conforme Tabela 11.

Tabela 11 – Classificação da durabilidade dos concretos em relação à durabilidade

Classificação	Resistência característica à compressão (MPa)
Concretos duráveis	>35
Concretos normais	Entre 20 e 35
Concretos deficientes	<20

Fonte: Helene (1993)

Verifica-se que, de acordo com a classificação proposta pelo autor, apenas os concretos que seguem a resistência mínima da classe de agressividade IV são considerados como duráveis, estando os demais enquadrados como deficientes ou normais. Esta classificação pode ser considerada superficial, uma vez que não aponta qualquer indicação no que tange o local de inserção da estrutura de concreto. Ainda, pode-se analisar, por exemplo, concretos leves que são capazes de alcançar valores consideráveis de resistência à compressão (ROSSIGNOLO, 2003), porém com elevado teor de vazios (GARCEZ, SANTOS e GATTO, 2013), o que culmina na redução de seu potencial durável.

Rabehi et al (2013) analisou a relação entre a profundidade de carbonatação e a resistência mecânica à compressão aos 28 dias de elementos de concreto armado, verificando a possibilidade de correlação entre estas variáveis e obtendo função exponencial com menos de 5% de erro entre o valor calculado e o obtido experimentalmente. Neville (2015) afirma que, ainda que a relação entre a resistência à compressão e a carbonatação seja simplista, trata-se de uma associação correta, uma vez que tanto a resistência quanto a difusão da pasta de cimento dependem do tipo do cimento empregado. O autor expressa a relação entre a profundidade de carbonatação após 50 anos e a resistência mecânica nos concretos (Tabela 12).

Tabela 12 – Relação entre resistência à compressão, ambiente e profundidade de carbonatação

Exposição	Profundidade de carbonatação após 50 anos (mm)	
	25MPa	50MPa
Exteriores protegidos	60 a 70	20 a 30
Exposição à chuva	10 a 20	1 a 2

Fonte: Parrot, L (1988).G apud Neville (2015)

Conforme aponta a Tabela 12, um acréscimo em 25 MPa na resistência de um concreto reduziu mais de 50% o valor da frente de carbonatação, e, portanto, o cobrimento necessário à proteção das armaduras.

Andrade e Tutikian (2011) expõem as fases que compõe um concreto, a sólida, em que predominam o silicato de cálcio hidratado (C-S-H); a líquida, formada pela água; e os vazios, oriundos do ar incorporado (vazios capilares e poros), sendo que, a fase sólida é a de

maior importância para a resistência. Os vazios presentes no concreto são danosos ao ganho de resistência, do mesmo modo que prejudicam o comportamento durável das estruturas.

Mehta e Monteiro (2014) relacionam estas variáveis, apontando que maiores valores de resistência mecânica à compressão podem se relacionar com melhores desempenhos frente à penetração de íons cloreto, dada a menor existência de vazios em seu interior.

Hassoun e Al-Manaseer (2015) apresentam a evolução da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo, através de coeficientes atribuídos em relação à idade de ensaio (Tabela 13), todavia, sem que sejam indicados valores de referência de relação água/cimento ou consumo e tipo de cimento, expondo de modo generalista a evolução do parâmetro.

Tabela 13 – Evolução da resistência à compressão do concreto em relação ao tempo de cura

Idade	7 dias	14 dias	28 dias	3 meses	6 meses	1 ano	2 anos	5 anos
Resistência à compressão	0,67	0,86	1,0	1,17	1,23	1,27	1,31	1,35

A evolução da resistência comparativa ao obtido aos 28 dias é também retratada pela ABNT NBR 6118, de modo análogo ao FIB Model Code 2010 (CEB, 2012), com equivalência para os cimentos nacionais e delimitando as idades de análise para até 28 dias (Equações 07 e 08). Considerando uma dada resistência e o emprego de CP V-ARI, tem-se a proposição das idades conforme apresenta-se na Tabela 14, oriundos das Equações 7 e 8.

Tabela 14 - Valores de resistência à compressão em idades iniciais para o cimento CPV – ARI - ABNT NBR 6118:2014

Idade	7 dias	14	28 dias
Resistência à compressão	0,82	0,92	1,0

$$f_{cm}(t) = \beta_1(t) \times f_{cm} \quad \text{Equação 7}$$

$$\beta_1(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{t} \right)} \right] \right\} \quad \text{Equação 8}$$

Sendo,

$f_{cm}(t)$: Resistência à compressão a t dias;

f_{cm} : Resistência à compressão aos 28 dias;

$\beta_1(t)$: Coeficiente em função do tempo (t)

t: Idade de análise da resistência à compressão

s: coeficiente que depende do tipo de cimento, sendo $s=0,20$ para CPV-ARI

Considerando idades superiores de análise, cabe ser destacado o efeito de carga de longa duração de Rusch (1960). Os valores de decréscimo da resistência em função deste efeito são apresentados pela Equação 9, pelo fib Model Code 2010 (CEB FIP, 2012). Este valor é aplicado para estimar a perda de resistência ao longo do tempo.

$$\beta_2 = \frac{f_{c,sus,j}}{f_{c,t0}} = 0,96 - 0,12 \times \sqrt[4]{\ln(72 \times (j - t_0))} \quad \text{Equação 9}$$

$f_{c,sus,j}$: Resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade j dias, em MPa;

$f_{c,t0}$: Resistência potencial à compressão do concreto na data (idade) t_0 instantes antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa;

β_2 : Efeitos prejudiciais das cargas de longa duração (t);

t_0 : Idade de aplicação da carga, em dias, considerada significativa;

j : Qualquer idade do concreto a posteriori de t_0 ; expressa em dias.

Helene (2011) apresenta as variáveis envolvidas na obtenção dos valores de resistência à compressão do concreto, avaliando as proposições da ABNT NBR 6118:2014. Segundo o autor, para avaliar a resistência de longa duração – como na idade mínima de 50 anos, exigida pela ABNT NBR 15575:2013 – é necessário que se considere o crescimento da resistência com a idade, porém, com o decréscimo do efeito de cargas de longa duração, oriundos dos estudos de Rusch (1960).

Couto et al (2015) avaliam como conservadores os valores apresentados pela ABNT NBR 6118:2014, uma vez que, de acordo com a norma, tem-se pela Equação 10 o valor estimado de resistência para 50 anos.

$$\beta_{cc} \times \beta_{c,sus} = 0,85 \quad \text{Equação 10}$$

Segundo os autores, este valor é oriundo de uma consideração de que a resistência à compressão do concreto irá evoluir dos 28 dias aos 50 anos com coeficiente 1,17, e que o efeito de deterioração por carga aplicada – de Rusch - será de 0,73. Ao considerar que o crescimento entre os períodos apresentados corriqueiramente supera os 17% apontados e que o decréscimo por Rusch seria de no máximo 0,75 se apresenta a norma como conservadora.

2.4.2 Consumo de cimento

O cimento consiste em aglomerado de compostos inorgânicos calcinados de granulometria reduzida (pó), que, quando combinado com a água, apresenta endurecimento. Os minerais do cimento e a água se unem, formando uma pasta que envolve os agregados miúdos e graúdos utilizados na mistura, atuando como aglomerante na composição das estruturas (PEDROSO, 2009).

A indústria produtora de cimento apresenta grande potencial de poluição na atmosfera - 1,5tonelada de CO₂ emitidos para a produção de 1 tonelada de cimento (BJÖRK, 1999), fato que motiva a redução no consumo deste material em níveis globais, mitigando os danos à poluição do ambiente. Além disso, Mehta (2001) aponta o elevado consumo de cimento como desfavorável para diminuir a capacidade de absorção de deformações, causando fissuras nos concretos.

Yurdakul (2010) elucida três motivos pelos quais deve-se buscar a redução do consumo de cimento nos concretos, sendo estes:

- a) o cimento é o componente de maior custo na composição dos concretos;
- b) o cimento é responsável pela emissão de 90% do CO₂ nas estruturas de concreto;
- c) a produção do cimento emite 5% do CO₂ mundial, sendo responsável por 5% do consumo energético.

Wassermann, Katz e Bentur (2009) apresentam três razões pelas quais acredita-se que as normas técnicas apresentem consumos mínimos de cimento nos concretos, como a ABNT NBR 12655 e a BS 8500:2015, entre outras:

- a) assegurar que, mesmo obedecendo aos valores máximos de relação água/cimento, não seja afetada a trabalhabilidade dos concretos;
- b) garantir a trabalhabilidade através de um mínimo teor de finos, proporcionando, por meio destes, uma conexão eficiente entre o concreto e a armadura em seu interior;
- c) propiciar proteção química às armaduras devido às propriedades químicas do cimento, que proporcionam ambiente alcalino e película protetora na cercania da armadura.

Alguns autores questionam a relevância das razões apresentadas, considerando que, na atualidade, existe a possibilidade de uso de aditivos que podem manter a condição de trabalhabilidade do concreto e o uso de fílers que podem garantir o teor de finos necessários. Suhendro (2014) aponta a utilização de materiais pozolânicos como meio de redução do consumo de cimento em traços de concreto.

No que tange à abordagem do teor mínimo de cimento nas estruturas de concreto, a norma indiana IS 456:2000 e a norma europeia EN 206-1:2013 apresentam valores para tal especificação que seguem expostos de modo comparativo com o recomendado pela norma brasileira ABNT NBR 12655:2015, na Tabela 15.

Tabela 15 – Valores mínimos de consumo de cimento da norma brasileira ABNT NBR 12655:2015, normas indiana IS 456:2000 e europeia EN 206-1:2013

NORMA BRASILEIRA		NORMA INDIANA			NORMA EUROPÉIA	
Classe de agressividade	Consumo de cimento mínimo (kg/m ³)	Classe de agressividade	Consumo mínimo de cimento (kg/m ³)		Classes de agressividade	Consumo de cimento mínimo (kg/m ³)
			Concreto simples	Concreto armado		
I	260	Suave	220	300	XC1	260
II	280	Moderada	240	300	XC2 e XC3	280
III	320	Severa	250	320	XC4, XS1, XD1, XD2, XF1, XF2 e XA1	300
IV	360	Muito severa	260	340	XS2, XD3, XF3 e XA2	320
-	-	Extrema	280	360	XS3 e XF4	340
-	-	-	-	-	XA3	360

Destaca-se a similaridade entre os valores adotados nos diferentes documentos, à exceção da norma indiana, que estipula consumos de cimento elevados, como para a agressão suave de 300kg/m³, valor superior ao recomendado para classe equivalente nas demais normas.

Nos requisitos impostos pela AS 3600:2009 não constam os valores mínimos de consumo de cimento. Apenas destaca-se que este valor deve ser superior a 470kg/m³ quando a classe de agressividade do local de inserção da estrutura for “C” (estruturas em zonas de respingos ou névoa salina).

Rebmann (2011) afirma que os consumos tradicionais de cimento se encontram entre 250 e 750kg/m³, ressaltando que esta característica não se relaciona com um maior valor de resistência mecânica nos elementos de concreto armado. No estudo desenvolvido pelo autor foram realizados ensaios de durabilidade, como absorção capilar, permeabilidade, abrasão, carbonatação e penetração de íons cloretos, obtendo que reduzidos consumos de cimento podem gerar concretos de desempenho equivalente aos concretos com o consumo de

cimento especificado em norma. Ressalta-se que a obtenção de tal resultado é vinculada a processos específicos adotados, como empacotamento e dispersão das partículas, uso de adições e de fílers. Destaca-se ainda que o consumo de cimento elevado é uma característica dos concretos de alta resistência e alto desempenho que vem sendo contornada através de procedimentos específicos de dosagem, cura e empacotamento das partículas. Christ (2013) propôs a redução do consumo de cimento de concretos de alto desempenho através da incorporação de cinza volante na mistura, obtendo resultados equivalentes e superiores no comportamento mecânico dos materiais.

Maiores teores de cimento nos concretos conduzem à menor velocidade de carbonatação. Isto ocorre, pois a carbonatação reduz o pH do concreto. Como consequência desta redução, o Ca(OH)_2 precipitado age como reserva alcalina, liberando íons OH^- e resgatando a alcalinidade do material (CASCUDO; CARASEK, 2011).

Rebmann (2011), em relação ao consumo de cimento e a resistência dos concretos à penetração de íons cloreto, expõe as seguintes considerações:

- a) maiores valores de consumo de cimento acarretam em maior quantidade de C_3A . A hidratação de C_3A forma produtos que, diante da reação com cloretos, formam sais insolúveis. Sendo assim, teores maiores de C_3A formam concretos mais resistentes à penetração de íons cloreto;
- b) a substituição do cimento por adições minerais tem como consequência o refinamento da estrutura porosa, na qualidade adequada do concreto, consequentemente diminuindo a difusão de íons cloretos e, segundo Ortolan (2015), reduzindo o pH do concreto conjuntamente com a força iônica, favorecendo a qualidade do filme de passivação.

Rebmann (2011) conclui que não pode ser direta a relação entre consumo de cimento e a resistência do concreto à penetração de íons cloreto, dadas as vantagens e desvantagens relacionadas ao emprego do material.

2.4.3 Cobrimento da armadura

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta os meios de deterioração do concreto, separando os que atacam o material em si (lixiviação e reações expansivas), os que afetam a armadura (corrosão por carbonatação e por cloretos) e a estrutura como um todo (impactos, ações cíclicas, fluência, relaxação, entre outros).

Analisado os métodos de deterioração, observa-se a importância das características químicas e físicas do concreto, para proteger o aço, em função da especificação e a espessura do concreto de cobrimento das armaduras (NEVILLE, 2015).

Se o concreto desenvolvido apresenta boa qualidade, compactação adequada, alta densidade e resistividade elétrica dificultará à movimentação dos íons e, por consequência, o processo de corrosão (MEDEIROS, 2008). Helene (2001) aponta os agentes mais comuns de agressão ao concreto, sendo estes os cloretos e o gás carbônico, informando que a vida útil de projeto consiste no período em que tais agentes agressores alcançam a armadura, transpassando a camada protetora, denominada cobrimento. GjØrv (2014) afirma que ações prejudiciais ao concreto, como reações alcáli-agregado, imersão em soluções ácidas e ciclos de gelo e degelo possam representar grandes danos ao concreto. O que mais prejudica é a corrosão da armadura interna.

Além das características do concreto como resistência mecânica à compressão, relação água/cimento e consumo de cimento, faz-se menção aos valores mínimos de espessura de cobrimento das armaduras em função da classe de agressividade, do tipo de concreto (armado ou protendido) ou da peça a ser confeccionada, conforme Tabela 16.

Tabela 16 – Cobrimento nominal das armaduras para os diferentes elementos estruturais e classes de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b 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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Uma qualidade adequada no concreto de cobrimento minimiza a formação de fissuras, mitigando a despassivação por carbonatação e por ação de cloretos (ABNT NBR 6118:2014). É através da espessura e da qualidade do concreto, somadas à resistência do

material a penetração dos agentes deletérios que se garante a durabilidade do concreto (NGANGA; ALEXANDER; BEUSHANSEN, 2015)

Neville (2015) cita que a proteção que será garantida pelo concreto depende da espessura e da qualidade do cobrimento. Por este motivo, as normas apresentam uma combinação entre estas duas variáveis (resistência à compressão e espessura de cobrimento), garantindo uma flexibilidade nos valores de acordo com esta relação.

Do mesmo modo como a ABNT NBR 6118:2014, as normas australiana e europeia apresentam prescrições sobre os valores mínimos de cobrimento das armaduras, conforme Tabela 17 e Tabela 18, respectivamente.

Tabela 17 – Valores mínimos de cobrimento de armadura de acordo com a classe de agressividade - AS 3600:2009

Classe de agressividade	Cobrimento nominal (mm)				
	Resistência mecânica à compressão (MPa)				
	20	25	32	40	≥50
A1	20	20	20	20	20
A2	(50)	30	25	20	20
B1	-	(60)	40	30	25
B2	-	-	(65)	45	35
C	-	-	-	(70)	50

Fonte: AS 3600:2009

Destaca-se que os valores apresentados entre parênteses são alusivos ao item 4.3.2 da referida norma, que permite o uso de concretos de menor resistência à compressão quando apenas uma face do elemento estrutural está exposta ao ambiente natural.

Tabela 18 – Valores mínimos de cobrimento de armadura de acordo com a classe de agressividade - EN-1992-1:2004

Classe estrutural	Cobrimento efetivo (mm), sem considerar o Δc de 10mm						
	Classes de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Fonte: EN 1992-1:2004

Observa-se que as normas citadas especificam mais de uma possibilidade de resistência mecânica para uso nas diferentes classes de agressão e sua correspondente espessura de cobrimento necessária, ao contrário das recomendações da norma brasileira.

Verifica-se, nestes documentos, a maior flexibilidade de especificação dos concretos de cobrimento, não relacionando apenas um valor de resistência à compressão.

De modo semelhante ao proposto pela norma brasileira, a IS 456:2000 apresenta um valor de cobrimento nominal das armaduras relacionado a cada classe de agressividade, sem a possibilidade de adoção de distintos valores de resistência à compressão, conforme apresenta a Tabela 19.

Tabela 19 – Valores mínimos de cobrimento das armaduras de acordo com a IS 456:2000

Classe de exposição	Cobrimento nominal das armaduras (mm)
Suave	20
Moderado	30
Severo	45
Muito severo	50
Extremo	75

Notas: Para armaduras de diâmetro superior a 12mm e condição suave de exposição, o cobrimento nominal pode ser reduzido em 5mm. A não ser que especificado em projeto, o cobrimento efetivo não pode diferenciar-se do nominal mais de 10mm. Para as condições de exposição severa e muito severa, é permitida a redução de 5mm do cobrimento nominal quando o concreto utilizado apresenta resistência à compressão de 35MPa ou superior.

Fonte: IS 456:2000

A Tabela 20 apresenta os valores recomendados pela ACI-318. Destaca-se a separação conforme o tipo de concreto sendo exposto ou não às intempéries e em contato com o solo.

Tabela 20 – Valores recomendados de cobrimento nominal da armadura pela ACI 318

Condição de exposição das estruturas		Cobrimento nominal das armaduras (mm)	
Estruturas de concreto em contato com o solo		Espessura das barras (mm)	76,2
	n°6 e n°18	19,05 e 57,33	50,8
Concreto em contato com solo ou intempéries	N°5, w31 ou inferiores	15,88 e 15,95	25,4- 12,7
	Barras n° 14 e 18	43 e 57,33	25,4- 12,7
Concreto não exposto às intempéries ou em contato com o solo	Barras n°11 ou inferiores	35,8 ou inferiores	19,05

A ACI 318:2014 expõe ainda as condições especiais para estruturas protendidas e para que se garanta a segurança contra incêndio.

Do mesmo modo como na ABNT NBR 6118:2014, a EN 1992-1 aponta situações em que a tolerância de execução dos cobrimentos pode ser minorada como, por exemplo, concretos com proteções especiais ou cuja armadura seja de aço inoxidável.

O Eurocode 2 (EN 1992-1-1) afirma que a densidade, a qualidade e a espessura do concreto são fatores de influência direta para promover a proteção ao aço. O documento afirma que tais características de densidade e qualidade adequada são obtidas através de um

controle nos valores empregados de relação água/cimento e consumo de cimento, evidenciando a relação entre as variáveis de estudo deste trabalho.

Gjørsv (2014) cita que as estruturas em ambiente de severa agressividade possuem especificação de cobrimentos nominais de espessura elevada, todavia, por vezes, os procedimentos de execução das estruturas de concreto armado são errôneos ou ineficazes e não garantem o cumprimento do projeto.

Bolina, Schneider e Tutikian (2014) informam que, diante de uma determinada taxa de difusão de íons cloreto no interior dos elementos de concreto, a durabilidade irá variar de acordo com a espessura e a qualidade da camada de concreto de cobertura das armaduras.

2.4.4 Relação água/cimento

A correta proporção dos materiais na composição de um concreto influencia as características de durabilidade e vida útil, sendo que estas se relacionam com a relação água/cimento e a porosidade das estruturas de concreto (OZTURK; ONAL, 2013). Afirma-se que o excesso de água na mistura pode conduzir à formação de poros capilares de difusão e de transporte de substâncias (SANJUAN; MUÑOZ-MARTIALAY, 1996), sendo que é através dos poros que se têm a entrada de agentes deletérios aos concretos. Tal necessidade conduz as normas nacionais e internacionais a estabelecerem valores máximos de relação água/cimento nos concretos (ABNT NBR 6118:2014; EN 206-1:2013).

A Tabela 21 apresenta os valores máximos de relação água/cimento apresentados pela ABNT NBR 6118:2014. De modo análogo, a Tabela 22 apresenta esta definição com base na ACI- 318:2014.

Tabela 21 – Valores máximos de relação água/cimento em função da classe de agressividade ambiental para estruturas de concreto armado

ABNT NBR 6118	
Classe de agressividade ambiental	Máxima relação água/cimento
I	0,65
II	0,6
III	55
IV	0,45

Tabela 22 – Valores máximos de relação água/cimento estabelecidos pela ACI 318:2014

ACI 318:2014			
Classe de agressividade	Máxima relação água/cimento	Classe de agressividade	Máxima relação água/cimento
F0	N/A	S3	0,45
F1	0,45	P0	N/A
F2	0,45	P1	0,5
F3	0,45	C0	N/A
S0	N/A	C1	N/A
S1	0,5	C2	0,4
S2	0,45	-	-

Comparando os valores expostos pela ACI 318:2014 e pela ABNT NBR 6118:2014 destacam-se os valores superiores de relação água/cimento permitidos pela norma brasileira, conforme já destacado por Tanesi, Silva e Gomes (2012). Ressalta-se que a norma australiana AS 3600 não apresenta valores recomendados para relação água/cimento.

A EN 206:2013 expõe os valores permitidos de relação água/cimento, conforme apresentado pela Tabela 23. Os valores se assemelham aos apresentados pela ABNT NBR 6118, inclusive no menor e no maior valor.

Tabela 23 - Valores máximos de relação água/cimento de acordo com a EN 206:2013

Classe de agressão	Máxima relação a/c	Classe de agressão	Máxima relação a/c
X0	-	XD 1	0,55
XC 1	0,65	XD 2	0,55
XC 2	0,60	XD 3	0,45
XC 3	0,55	XF 1	0,55
XC 4	0,50	XF 2	0,55
XS 1	0,50	XF 3	0,50
XS 2	0,45	XF 4	0,45
XS 3	0,45	XA 1	0,55
		XA 2	0,50
		XA 3	0,45

A Lei de Duff abrams (1905) estabelece a relação entre os fatores apresentados é inversamente proporcional, variando de acordo com um fator exponencial. Quanto maiores os valores de relação água/cimento, maior a porosidade das amostras e menores os valores de resistência mecânica à compressão dos concretos.

Vinculando a relação água/cimento com as propriedades duráveis das estruturas de concretos armado, Cascudo e Carasek (2011) informam que maiores valores de relação água/cimento resultam em maiores valores de frente de carbonatação, visto o acréscimo de porosidade.

Segundo Figueiredo (2011), a relação água/cimento possui interferência na distribuição, formato e volume dos poros e, assim sendo, é uma variável de influência na penetração de íons cloreto nos concretos.

Kulakowski (2002) ressalta que com a evolução dos cimentos, foi possível utilizar um maior teor de água nas misturas, sem que fosse comprometida a resistência mecânica à compressão do material, porém, sem que mantivesse a característica de porosidade dos concretos, sendo esta diretamente proporcional à durabilidade (HELENE, 1993).

2.5 MODELOS TEÓRICOS DE PREVISÃO DE VIDA ÚTIL

A previsão de vida útil, segundo a EN 1990: 2002, consiste no *“período no qual a estrutura ou parte dela é usada para os fins planejados com manutenção prevista, mas sem a necessidade de maiores reparos”*. Mehta e Monteiro (2014) informam que tal período se encerra quando um material atinge uma deterioração tal que seu uso seja inseguro ou inviável economicamente.

Ao considerar que diversos são os fatores que intervêm na definição da vida útil de um material ou sistema, torna-se perceptível a complexidade em sua definição ou os erros que podem estar envolvidos com generalizações de materiais ou sistemas construtivos.

Os modelos teóricos de previsão de vida útil consistem em modelos matemáticos que tem o intuito de reproduzir os fenômenos naturais, físicos e químicos, quantificando sua ocorrência, baseando-se em uma ou mais características do concreto. Yu et al. (2014) afirmam, no cenário da corrosão das armaduras no concreto, que os modelos empíricos são baseados na relação entre as características dos materiais, sendo que os coeficientes utilizados são determinados de modo complementar e através de experimentos.

Entre os modelos de previsão de vida útil, destaca-se o modelo de Tuutti (1982), que considera os períodos de iniciação e propagação dos danos nas estruturas, apresentado no item 2.3.2. Helene (1993) adaptou tal modelo, conceituando as etapas de vida útil de projeto, vida útil de serviço, vida útil última e vida útil residual, conforme Figura 6.

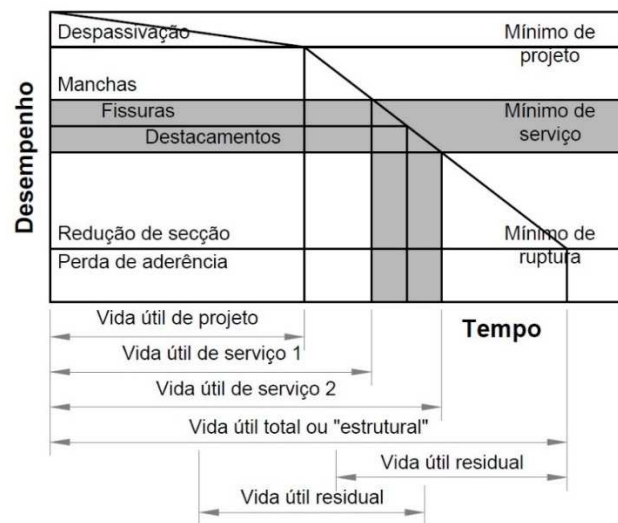


Figura 6 – Modelo de conceituação de vida útil desenvolvido por Helene (1993)

De acordo com o modelo, a perda da vida útil de projeto ocorre nas estruturas devido à despassivação das armaduras, quando estas encontram-se acessíveis aos agentes de deterioração. A vida útil de serviço se divide entre duas faixas, sendo que uma destas se encerra diante da verificação de manchas na estrutura de concreto e a outra quando são verificadas fissuras ou destacamentos. Neste período ainda se considera que a estrutura atende a uma vida útil total, ou estrutural, que se encerra diante da redução de secção das armaduras. De acordo com o autor, existem os períodos de vida útil residual, após a ocorrência das manifestações patológicas na qual o edifício mantém suas funções, sendo esta determinada após vistoria e possivelmente intervenção na estrutura.

Os modelos de previsão de vida útil podem levar em consideração um fator ou agente de deterioração - como o de Helene (1993) em relação à corrosão - ou a combinação deles. A seguir, apontam-se os modelos teóricos de previsão de carbonatação e de ataque por cloretos.

2.5.1 Modelos teóricos de previsão de carbonatação

Os modelos teóricos de previsão da carbonatação variam em relação aos dados de entrada. Propôs-se na Tabela 24 uma síntese dos modelos teóricos de carbonatação, apresentando as variáveis de entrada (BOLINA; TUTIKIAN, 2014; CARMONA, 2005; CARMONA; HELENE, 2006; PAULETTI, 2009; POSSAN, 2004).

Tabela 24 – Síntese dos modelos teóricos de carbonatação e as variáveis de entrada

Modelo	Variáveis de entrada	Modelo	Variáveis de entrada
Lei de Fick	Coefficiente de carbonatação	Morinaga (1990)	Umidade relativa do ar
	Coefficiente de difusão de CO ₂		Concentração de CO ₂ no ar
	Gradiente de concentração de CO ₂		Temperatura
	Quantidade retida de CO ₂		Relação água/cimento
	Tempo		Tempo
Hamada (1969)	Tempo	Thomas e Matews (1992)	Umidade relativa do ar após desforma
	Relação água/cimento		Período de cura
	Tipo de cimento		Teor de cinza volante
	Tipo de agregados		Resistência mecânica à compressão
	Superfície: uso ou não de aditivos químicos		Fator de cura
Tuutti (1982)	Coefficiente de carbonatação	CEB(1996)	Resistência mecânica à compressão
	Coefficiente de difusão de CO ₂		Concentração de CO ₂ no ar
	Concentração de CO ₂ no ar		Teor de CaO nos cimentos
	Concentração de CO ₂ no material		Tempo
	Concentração de CO ₂ na descontinuidade		Tempo de cura
	** A concentração de CO ₂ no material é dada pela concentração de O ₂ de acordo com a a/c.		Coefficiente de difusão de CO ₂ no concreto carbonatado
Sentler (1984)	Coefficiente de constituintes carbonatáveis	Helene (1997)	Resistência mecânica à compressão
	Coefficiente de difusão de CO ₂		Tempo
	Diferença parcial de pressão de CO ₂		Vida útil das estruturas
	Tempo		Tipo de cimento
Ho e Lewis (1987)	Lei de fick e frente de carbonatação inicial		
Parrot (1987)	Permeabilidade do concreto em UR de 60%	Jian, Lin, Cai (2000)	Umidade relativa do ar
	Conteúdo de CaO no cimento		Quantidade de água
	Umidade relativa do ar		Consumo de cimento
	Tempo		Concentração de CO ₂
Ying-Yu e Qui-dong (1987)	Concentração e pressão de CO ₂	Izquierdo (2003)	Grau de hidratação do cimento
	Quantidade de materiais carbonatáveis		Tempo
	Coefficiente de difusão		Coefficientes de regressão e termos de erro
	Quantidade de CO ₂ por volume de amostra		Umidade relativa do ar
Bakker (1988)	Umidade relativa do ar		Idade de concentração
	Umidade da frente de evaporação		Relação água/cimento
	Coefficiente de difusão do vapor de água		Tempo
	Quantidade de água evaporada do concreto	Tempo de cura	
	Água de gel	Reserva alcalina	
	Água dos poros capilares	Resistividade elétrica	
Schiessl (1988)	Quantidade de água no traço	Andrade (2004)	Cobrimento da armadura em dada idade
	Grau de hidratação do cimento		
	Seção transversal da peça de concreto armado		
	Diferença de concentração CO ₂ entre o ar e a estrutura		
	Coefficiente de difusão de CO ₂ aos 90 dias		
Papadakis (1989 a 1992)	Umidade relativa do ar		
	Concentração inicial de CO ₂		
	Coefficiente de difusão do CO ₂		
	Concentrações de CS, CSH, C ₃ S e C ₂ S		
	Tempo		
	Porosidade da pasta		
	Massa molar de cada composto		
	Fração em massa de clínquer no cimento		
Fração em massa de gesso no cimento			

Pauletti (2009) aponta como uma limitação aos modelos teóricos de previsão de carbonatação a inexistência de correspondência entre a ocorrência natural e a acelerada do fenômeno. A autora avalia, de modo complementar, alguns modelos como complexos demais

para aplicação. Possan (2004) ressalta a dificuldade de obtenção de alguns parâmetros necessários à aplicação destes modelos.

Analisando os modelos apresentados na Tabela 24, observa-se que muitos destes abordam condições climáticas e ambientais, e, portanto, limitam a sua extrapolação ou generalização. Ademais, dado o enfoque deste trabalho nas características de especificação técnica dos concretos, e a não realização de ensaios iniciais ou de exposição real, diversos modelos não são recomendáveis.

Para este trabalho destacam-se os modelos de Hamada (1969) e o ábaco proposto por Helene (1997). Estes modelos, além de apresentarem facilidade de aplicação, levam em consideração as variáveis de relação água/cimento e resistência mecânica à compressão, objetos de estudo da presente pesquisa. A seguir estes dois estudos estão detalhados.

a) HAMADA (1969)

O modelo de Hamada (1969) consiste na estimativa da profundidade de carbonatação baseando-se em informações referentes ao concreto. Para uso de tal modelo, as seguintes informações devem ser conhecidas: tipo de agregado, tipo de cimento e uso ou não de aditivos químicos. A Tabela 25 apresenta os coeficientes para cada um destes materiais, a serem utilizados na Equação 13 (POSSAN, 2004).

Tabela 25 – Coeficientes para Modelo de Hamada

Tipo de cimento	Cimento Portland		Cimento Portland com escória de alto forno		Cimento Portland pozolânico	Cimento Portland com 20% de cinza volante
	Comum	Alta resistência inicial	Escória 30-40%	Escória 60%		
<i>(rc)</i>	1	0,6	1,4	2,2	1,7	1,9
Tipo de agregado	Areia de rio		Areia de rio, brita de pedra-pomes		Areia e brita de pedra-pomes	
<i>(ra)</i>	1		1,2		2,9	
Superfície agente ativo	Normal (sem aditivo)		Incorporador de ar		Redutor de água (plastificante)	
<i>(rs)</i>	1		0,6		0,4	

Fonte: Hamada (1969)

Ainda, faz-se necessário o valor da relação água/cimento e o período em anos para o qual se deseja obter a frente de carbonatação, para que assim possam ser utilizadas as Equações 11 e 12.

$$t = \frac{k}{R^2} \times ec^2 \quad \text{Equação 11}$$

$$k = \frac{0,3 (1,15+3 ac)}{(ac-0,25)^2} \quad \text{Equação 12}$$

$$R = ra \times rc \times rs \quad \text{Equação 13}$$

Sendo que:

t: tempo de exposição (anos);

ec: profundidade de carbonatação (cm);

k: coeficiente em função da relação água/cimento do concreto, obtido pela Equação 12;

a/c: relação água/cimento;

R: coeficiente calculado pela equação 13 e dependente dos coeficientes apresentados na Tabela 25.

É perceptível a exequibilidade do modelo dada a fácil obtenção das informações necessárias. No entanto, percebe-se que este não considera fatores externos de influência, como a agressividade do local, temperatura, umidade relativa do ar, entre outros.

Segundo Monteiro (2010), o modelo de Hamada (1969) é de simples aplicação por permitir de maneira simples o cálculo da constante k, que somente é descoberto em outros modelos pela realização de ensaios reais de carbonatação dos concretos. Possan (2010) destaca que o modelo é regido pela relação água/cimento, apontando sua pertinência ao grupo dos modelos empíricos, ou seja, que se baseiam em experiência adquirida pela realização de experimentos, análises estatísticas, entre outros.

b) Helene (1997)

O modelo proposto por Helene (1997) consiste em um ábaco, cujas informações de entrada são a resistência mecânica do concreto e a vida útil almejada para estrutura, oferecendo como resposta o cobrimento de armadura necessário para estas condições. Helene (1997) ressalta em seu modelo que, diante da utilização de escórias de alto forno e materiais pozolânicos, deve-se alterar o valor de saída do ábaco, acrescentando o valor de cobrimento em 20% e 10%, respectivamente. A Figura 7 apresenta o ábaco que compõe o modelo.

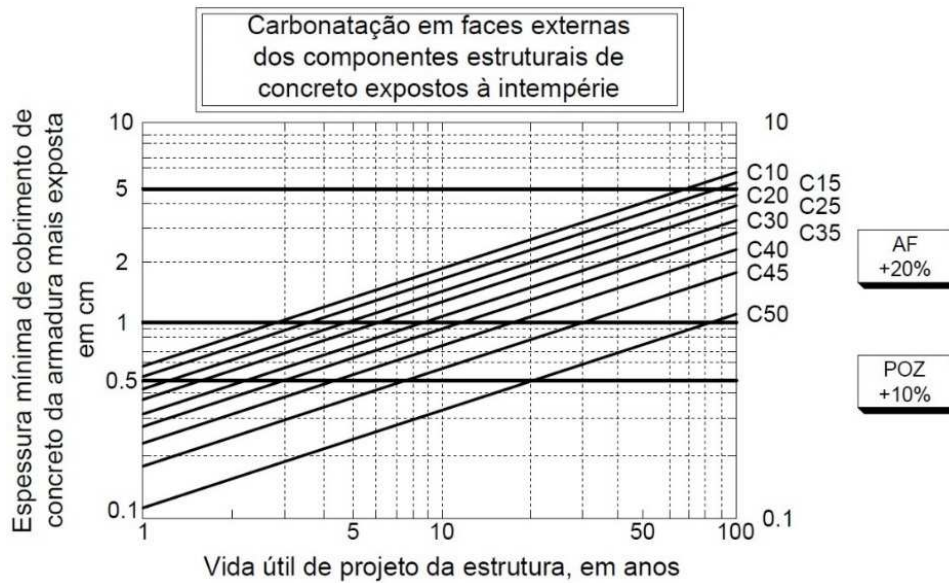


Figura 7 – Modelo de previsão de carbonatação - Ábaco de Helene (1997)

Tanto o modelo proposto por Hamada (1969) como o ábaco de Helene (1997) apresentam como desvantagem sua generalização em termos de classe de agressividade ambiental, considerando apenas as características de composição do concreto e sua resistência característica à compressão.

No entanto, considerando o intento deste trabalho de análise das especificações dos concretos para diferentes classes de agressividade, entende-se tais modelos como favoráveis. Ainda, cabe destacar que, devido ao maior volume de informações presente no modelo de Hamada (1969), este foi o adotado neste trabalho, através dos quais se obtiveram os resultados apresentados no Capítulo 3.

2.5.2 Modelos teóricos de previsão de ataque por cloretos

Existem diversos modelos teóricos para determinação da frente de ataque por íons cloreto nas estruturas de concreto armado. Andrade (2001) afirma que os modelos com este enfoque, em sua maioria, são apresentados em dois estágios: iniciação e propagação do ataque por cloretos. O autor expõe, através da Figura 8, os principais modelos classificados de acordo com seu tipo.

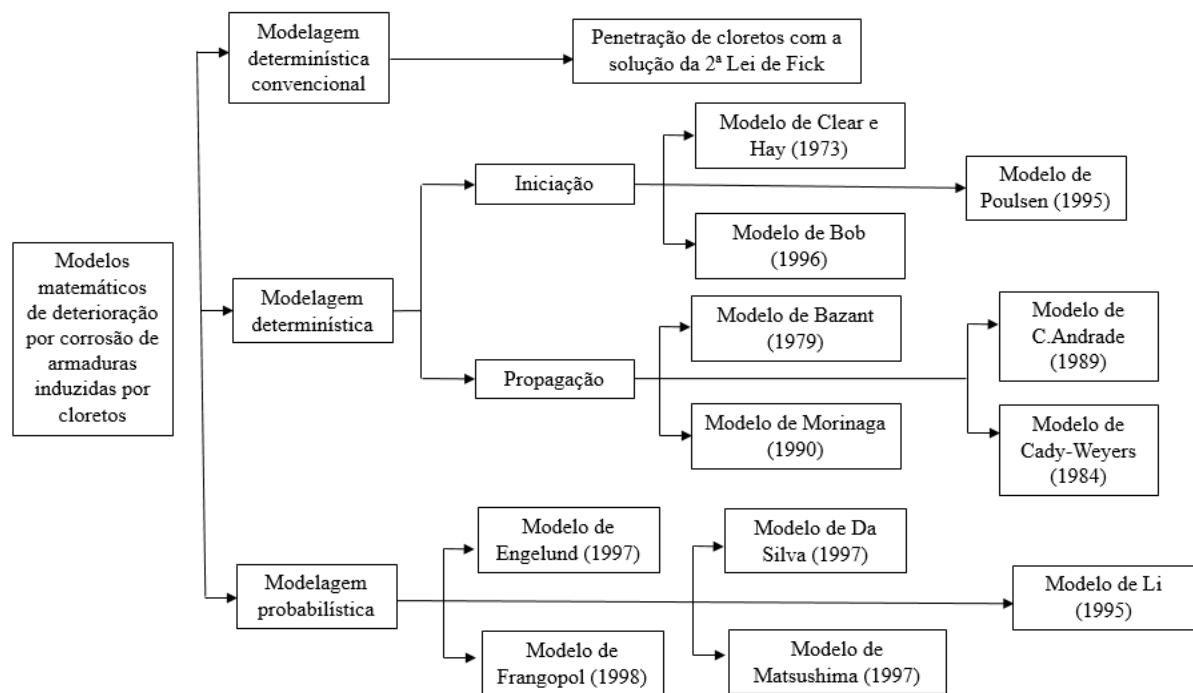


Figura 8 – Modelos matemáticos de corrosão induzidas pelo ataque por cloretos. Fonte: Andrade (2001)

Analogamente à síntese realizada dos modelos teóricos de previsão de frente de carbonatação, a Tabela 26 apresenta alguns dos modelos existentes e seu princípio de predição de vida útil (ANDRADE, 2001; BOLINA; TUTIKIAN, 2014; FERREIRA, 2004 SILVA, 2006)

Tabela 26 – Síntese dos modelos de previsão do ataque por cloretos

Modelo	Princípio de predição da vida útil
MODELOS DE INICIAÇÃO	
Lei de Fick	Medição dos teores de íons cloreto em profundidades especificadas de um elemento estrutural em um tempo "t" definido.
Clear e Hay (1973)	Avalia o tempo em anos para medir-se uma espessura específica de ataque, considerando a relação água/cimento e a concentração de cloretos no ambiente.
Midgley (1984)	Considera a concentração e a quantidade de íons em uma determinada distância e obtém o coeficiente de difusão
Mangat (1994)	Dá enfoque nas características de difusão de íons cloreto
Helene (1993)	Helene desenvolveu método no qual aponta-se que o teor de cloretos em um elemento de concreto varia em relação à massa do cimento, sendo influenciada por características do concreto, como absorção de água, massa específica e consumo de cimento.
Saetta (1993)	Analisa a variação do coeficiente de difusão ao longo do tempo, incluindo ainda os dados de temperatura, umidade relativa do ar, grau de hidratação do cimento e fluxo de água nas estruturas de concreto
Tang (1994)	Baseia-se na 1ª Lei de Fick considerando ainda a variação da difusão de íons cloreto ao longo do tempo
Yamamoto (1995)	Relaciona características do concreto nos estados fresco e endurecido com características ambientais
Mejlbro (1996)	Analisa a variação do coeficiente de difusão ao longo do tempo
Modelo de Bob (1996)	Verifica a frente de penetração de íons cloreto baseando-se na resistência à compressão, na fixação de cloretos em virtude do tipo de cimento, valores de temperatura e umidade e relação entre a concentração crítica e a concentração inicial de íons cloreto na estrutura
MODELOS DE PROPAGAÇÃO	
Bazant (1979)	Verifica o tempo até que ocorra a fissuração, relacionando esta ocorrência com o diâmetro e o espaçamento entre as barras e sua variação dimensional. Considera-se ainda a taxa de formação de produtos expansivos
Cady Weyers (1984)	Avalia o nível da degradação da corrosão avaliando a formação de fissuras, a pressão interna nas estruturas, a taxa de difusão de oxigênio, resistividade nos concretos e temperatura de exposição
Morinaga (1989)	Avalia a formação de produtos expansivos como causadores da fissuração, espessura dos cobrimentos das armaduras, diâmetro da armadura e massa crítica dos produtos da corrosão
Andrade et al. (1989)	Mensura a intensidade da corrosão através da variação do diâmetro das barras e da medida do tempo
Liu (1996)	Analisa a fissuração dos elementos de concreto armado pela expansão dos produtos da corrosão (temperatura, teor de cloretos, resistividade elétrica)

Alguns modelos, como os de Midgley (1984), Mangat et al. (1994), Mejlbro (1996) e Saetta (1993), exigem o conhecimento de propriedades avançadas para sua aplicação. Os modelos de Clear e Hay (1973) e Bob (1996) são os que consideram as características de especificação do concreto (relação água/cimento e resistência à compressão, e tipo de cimento e resistência à compressão, respectivamente) e permitem certo grau de generalização, em virtude de suas variáveis de entrada, conforme seguem detalhados.

a) Modelo de Clear e Hay (1973)

Este modelo considera a concentração de cloretos no ambiente e o cobrimento das armaduras, informando o tempo, em anos, para que haja a iniciação do processo de corrosão, conforme Equação 14:

$$t = \frac{2,5 x^{0,82} \sqrt{e}}{\frac{a}{c} x (\sqrt[2,38]{CCI^-})}$$

Equação 14

Sendo:

a/c: relação água/cimento do concreto;

CCI: concentração de cloretos no ambiente;

e= espessura de cobrimento de concreto;

t = tempo, em anos.

Ao avaliar as características dos concretos que se relacionam à sua resistência ao ataque por íons cloreto, destaca-se a relação água/cimento (PEREIRA, 2011), abrangida pelo modelo de Clear e Hay (1973). O modelo considera a relação a/c, que influencia a forma, o tamanho e a distribuição dos poros (MONTEIRO, 2002), os quais agem como barreiras ou meios de comunicação entre os agentes deletérios e o interior das estruturas. Ainda, destaca-se que a única informação presente no modelo referente ao local de inserção das estruturas é a concentração de cloretos no ambiente, o que consiste em uma configuração de ensaio.

b) Modelo de Bob (1996)

O modelo de Bob (1996) é regido pela Equação 15.

$$Xm = 150 \left(\frac{c x K1 x K2 x d}{fc} \right) x \sqrt{t}$$

Equação 15

Sendo:

Xm= profundidade média de penetração de cloretos (mm);

fc: resistência à compressão do concreto (N/mm²);

c: capacidade de fixação de cloretos em função do tipo de cimento:

c = 1,0 para cimento Portland comum;

c = 0,9 para cimento Portland com 15% de adições;

c = 0,75 e 0,67 para cimentos Portland com, no máximo, 30% e 50% de adições.

K1: representa a influência da temperatura no modelo:

K1 = 0,67 para temperaturas entre 0 e 5°C;

K1 = 0,75 para temperaturas entre 5 e 15°C;

K1 = 1,00 para temperaturas entre 15 e 25°C;

K1 = 1,25 para temperaturas entre 25 e 35°C;

K1 = 1,50 para temperaturas entre 35 e 45°C.

K2: representa a influência da umidade relativa no modelo:

$$K2 = 0,75 \text{ para UR} = 50\%;$$

$$K2 = 1,00 \text{ para UR} = 85\%;$$

$$K2 = 0,75 \text{ para UR} = 100\%.$$

d = representa a relação entre a concentração crítica e a concentração superficial de cloretos na estrutura (r):

$$d = 2,00 \text{ para } r \text{ entre } 0 \text{ e } 19\%;$$

$$d = 1,00 \text{ para } r \text{ igual a } 20\%;$$

$$d = 0,50 \text{ para } r \text{ igual a } 50\%;$$

$$d = 0,33 \text{ para } r \text{ igual a } 20\%;$$

$$d = 0,16 \text{ para } r \text{ igual a }.$$

Analisando o modelo de Bob (1996) denota-se que se faz uso de características do ambiente de inserção da estrutura, limitando sua aplicabilidade. Considerando que almeja-se propor análise comparativa entre os traços, e que as variáveis de maior relevância são aquelas relativas a composição do concreto, este trabalho adotou o modelo de Clear e Hay (1973).

2.6 ENSAIOS ACELERADOS DE VERIFICAÇÃO E ESTIMATIVA DE DURABILIDADE

De acordo com Helene (1997), a realização de ensaios acelerados de deterioração consiste em um dos métodos de previsão de vida útil, tendo sido apresentado através da ASTM E 632 - *Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials*.

Sobre a utilização de ensaios acelerados, considera-se um dos desafios da atualidade a correlação dos resultados obtidos em ensaios acelerados com os tempos reais de exposição aos agentes deletérios e os ambientes de inserção das construções (MEDEIROS *et al.*, 2013; ANDRADE, 2001; PAULETTI, 2004). A dificuldade para tal correlação reside na consideração do elevado número de variáveis que influem na durabilidade das estruturas, como composição do traço, teor de umidade, temperatura, concentração do agente agressor, entre outros. A seguir estão apresentados os ensaios acelerados de deterioração de carbonatação e ataque por cloretos, as variáveis e normas norteadoras.

2.6.1 Carbonatação acelerada

Pauletti *et al.* (2009) apresentam os ensaios acelerados como opção viável e difundida em que se simula a degradação natural, porém com intensidade superior à esperada.

Verifica-se a complexidade de padronização do método de ensaio, dadas as variáveis de concentração de CO₂, temperatura, umidade, traços do concreto, geometria das amostras, métodos de dosagem, cura e sazonalidade, entre outros.

Pauletti (2004) compilou os diversos procedimentos empregados por distintos autores nas etapas de preparo das amostras, cura e sazonalidade, analisando as variáveis de ensaio, como temperatura e concentração de gás carbônico. Ao avaliar a concentração de CO₂ na câmara de carbonatação acelerada, Pauletti (2004) verificou que existem pesquisas que trabalham com teores de 1 até 100%.

Não existem normas ou documentos de organismos oficiais que regulamentem o ensaio de carbonatação acelerada. Verifica-se a existência da BS EN 13295:2004 para ensaios de carbonatação que, no entanto, é restrita aos materiais de reparo e recuperação de concretos. Expõe-se a necessidade de criação de um banco de dados, padronizando os ensaios, de verificação da relação entre os métodos empregados e os dados obtidos diante da real exposição das estruturas (POSSAN, 2004).

O ensaio de carbonatação acelerada consiste na envoltória dos corpos de prova em ambiente fechado com ingresso de CO₂ controlado e, na verificação, ao longo do tempo, da frente de ataque deste material nas amostras através do uso de indicadores químicos. Mizumoto (2009) apresenta os indicadores químicos de fenolftaleína, timolftaleína e amarelo de alizarina, expondo o emprego comum de fenolftaleína dada sua fácil obtenção, intervalos de mudança de cor e precisão. Kulakowski (2002) afirma que estes indicadores apresentam coloração distinta nos concretos em virtude do pH das amostras ou estruturas, sendo que esta coloração para o indicador de fenolftaleína é vermelho-carmim e seu ponto de mudança de cor se enquadra em uma faixa de pH de 8,3 a 10.

2.6.2 Ataque por cloretos

Ao avaliar os documentos técnicos que abrangem os ensaios alusivos à penetração de íons cloreto, percebe-se o enfoque de cada um destes conforme segue:

a) AASHTO T259 – *Standard Method of Test for Resistance of Concrete Chloride Ion Penetration- Salt Ponding Test* – Este método considera a difusão de íons cloreto ocorrendo a longo prazo. O procedimento de ensaio é realizado em duas etapas, aos 28 e 90 dias. Os procedimentos de preparo das amostras e análise são limitações ao emprego, devido aos equipamentos necessários, o prazo de ensaio e o oneroso custo (FEDUMENTI, 2013);

b) ASTM B- 117- *Salt spray* – Conhecido como ensaio de névoa salina, trata-se de um método empregado para diversos elementos, principalmente componentes metálicos, desde os anos 70 (SOUZA *et al.*, 2012). Consiste em exposição das amostras em ambiente em uma dada umidade e com teores definidos de íons cloreto em aspersão, verificando o comportamento do material. Para este ensaio, a norma não define período de realização, sendo o interessado o responsável pela definição desta variável. O comportamento durável do material é verificado de acordo com sua variação de massa (KISHIMOTO, 2010; SOUZA *et al.*, 2012), podendo ser empregado indicador químico que aponte a frente de agressão nas amostras. Para a realização do ensaio faz-se necessária a utilização de uma câmara com as condições de ensaio (umidade elevada ou em condição de saturação e concentração de 5% de NaCl). Este ensaio é criticado por ser agressivo, simulando situações críticas de corrosão. (TRIPADALLI, 2011). Assis (2000) afirma que a degradação é rápida neste tipo de ensaio;

c) ASTM C 1202 - *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*- Esta técnica mensura o movimento iônico ao longo de uma amostra de concreto. O método exige preparo prévio das amostras com procedimentos de saturação e secagem, especificando o uso de bomba de vácuo. Após a realização destes procedimentos, submete-se as amostras a uma diferença de potencial por 6h, verificando em intervalos definidos a corrente elétrica. Quantifica-se o total da corrente passante pelas amostras. A ASTM C1202 apresenta tabela relacionando os valores totais de corrente com os níveis de penetrabilidade de íons cloreto. Este ensaio não propõe uma definição de ciclos de ataque e sim um valor instantâneo que resulta na característica de resistência aos cloretos nas amostras ou elementos estruturais;

d) Exposição natural aos agentes deletérios – A realização de exposição natural à ação dos íons cloretos consiste em um procedimento complexo, uma vez que diversas são as variáveis de degradação de uma estrutura de concreto. Além disso, não é possível o controle dos fatores de influência em exposições reais, sendo que dificilmente é possível reproduzir estas condições. Ainda, é lenta a degradação e, por consequência, elevado período de tempo para verificação do comportamento das amostras (ASSIS, 2000; SOUZA *et al.* 2012 TRIPADALLI, 2011);

e) Método CAIM (Corrosão Acelerada por Imersão Modificada): consiste em método de aplicação de corrente elétrica em corpos de prova imersos em solução de NaCl, de modo que haja uma condução dos cloretos ao interior do concreto e até a armadura, tendo sido este método desenvolvido pela UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul). A

verificação da corrosão nas amostras pode ser realizada de acordo com as medições de massa do material e da análise de sua redução em função do processo de corrosão (GRAEFF, 2007);

f) NT BUILD 492 – Este método se assemelha ao proposto pela ASTM C1202. Aplica-se um potencial elétrico externo e, axialmente, na amostra, de fora para dentro, conduzindo os íons cloreto do exterior para o interior da amostra. O corpo de prova é seccionado e é verificada a profundidade de ataque de íons cloreto pela aspensão do indicador químico de nitrato de prata. Este material apresenta colorações diferentes para o concreto atacado por íons cloreto e o não atingido. Após esta aspensão, calcula-se o coeficiente de difusão dos Cl^- que é relacionado à penetrabilidade dos íons cloreto (FEDUMENTI, 2013).

2.6.3 Efeitos combinados de deterioração

Em algumas situações de inserção das edificações não é possível a simplificação de seu entorno, considerando uma classe de agressividade ou um agente agressor dominante, o que agrava a complexidade de previsão de vida útil ou de comportamento durável dos elementos de concreto armado. Nesta conjuntura, há de ser considerada a sobreposição de agentes de danificação nas estruturas. Quando se almeja a verificação destes efeitos concomitantes, deve-se propor a realização de ensaios com mais de um agente de degradação, ou ainda, sua sobreposição, com uma agressão realizada após o encerramento da outra.

Todavia, cabe ser destacado que os efeitos causados por um agente de degradação podem intervir no comportamento do concreto diante de outros mecanismos de deterioração. Werle, Kazmierczak e Kulakowski (2011) apontam que as reações da carbonatação são expansivas, o que causa a fissuração dos concretos. Assim, o volume dos produtos gerados é maior do que dos elementos originais, o que pode minimizar a entrada dos íons cloreto.

Biczok (1972) apud Pontes (2006) afirma que o NaCl aumenta a solubilidade do Ca(OH)_2 em 40%, dado que os íons Ca podem ser substituídos pelos íons Na na formação do hidróxido de cálcio. O autor explica que superfícies carbonatadas não são atacadas pelo cloreto de sódio, dado seu reduzido teor de Ca(OH)_2 e um alto teor de CaCO_3 , considerando-se que os silicatos e aluminatos não são atacados pelo NaCl , denotando para uma impossibilidade de somatório dos efeitos.

Assim, buscando a identificação correta do agente de degradação, somada a dificuldade de realização de ensaios acelerados, dados os custos e os prazos envolvidos, torna-se complicado o ensaio com sobreposição de efeitos, considerando-se que deveriam ser

empregados diferentes ciclos de ensaio, sazonalidade e verificação das agressões. Para este programa experimental, realizou-se cada um dos ensaios acelerados de modo isolado.

2.7 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

2.7.1 Caracterização mecânica

2.7.1.1 Resistência mecânica à compressão

A resistência mecânica à compressão atua como caracterização dos concretos, dada a sua participação efetiva no cálculo estrutural e verificação usual no controle tecnológico do concreto, somadas à facilidade de obtenção de seu valor. O ensaio de resistência mecânica caracteriza o suporte de cargas das amostras alusivas a um específico traço de concreto. A norma norteadora de tal ensaio é a ABNT NBR 5739: 2007.

Mehta e Monteiro (2014) destacam que, através desse ensaio de realização simples pode-se deduzir outras características do concreto, como módulo de elasticidade, resistência às intempéries, entre outros, o que difunde e incentiva sua realização.

2.7.2 Caracterização física

2.7.2.1 Porosidade

Carrijo (2005) destaca a relação existente entre a porosidade dos concretos e seu potencial mecânico e durável, exemplificando para tal a redução da resistência quando se opta por agregados mais porosos que resultam conseqüentemente em concretos mais porosos.

Sanjuán e Muñoz-Martialay (1996) verificaram que pequenas mudanças nos valores de relação água/cimento acarretaram em diferenças significativas na porosidade dos materiais. A verificação da porosidade dos concretos pode ser um indicativo para predizer sobre outras propriedades dos materiais, ou ainda, para se estimar sobre seu comportamento durável.

Roziere, Loukili e Cussigh (2009) utilizaram a porosimetria por intrusão de mercúrio para relacionar as características dos concretos com os resultados obtidos em ensaios de carbonatação acelerada. Os autores obtiveram, como resultado, o decréscimo da resistência mecânica nas amostras mais porosas, relacionado com a relação água/cimento dos corpos de prova.

Duart (2008) informa que, no procedimento por intrusão de mercúrio, este elemento é forçado a ingressar no concreto através da aplicação de pressões e, utilizando a lei

de Washburn (1921) (Equação 16), é possível a verificação do volume de vazios presentes no material.

$$D = - \frac{1}{P} 4 \gamma \cos \phi \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

D: diâmetro dos poros com a pressão aplicada;

P: pressão absoluta aplicada;

γ : tensão superficial do mercúrio de 480mN/m à 15°C;

ϕ : ângulo de contato entre o mercúrio e a amostra.

Diante da realização deste ensaio e com a determinação do diâmetro dos poros, é possível classificar, conforme Helene (1993), o tipo de transporte de massa que ocorre no interior do material, Figura 9.

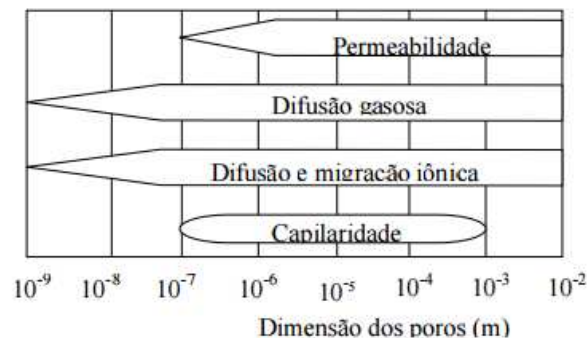


Figura 9 - Dimensão dos poros e mecanismos de transporte de massa

Mehta e Monteiro (2014) retrataram a relação existente entre a porosidade e a resistência mecânica de concretos, conforme Equação 17.

$$S = S_0 e^{-kp} \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

S : resistência do material que tem uma dada porosidade p.

S₀: resistência intrínseca, sob porosidade zero.

k : constante

Ma (2014) aponta o método como de grande difusão entre as pesquisas cujo enfoque é o uso de materiais cimentícios, destacando a necessidade de padronização de procedimentos, de modo que os resultados obtidos possam ser comparados entre diferentes autores e abordagens. Segundo o autor, quando não estiverem disponíveis as características

dos materiais, recomenda-se utilizar uma tensão superficial do mercúrio de 480mN/m e um ângulo de 130°. Ainda, destaca-se o procedimento de pré-secagem na amostra e valores máximos de 5mm para as partículas.

2.7.2.2 Índice de vazios, massa específica e absorção de água

A determinação da absorção por capilaridade, segundo Mehta e Monteiro (2014), é uma estimativa relevante da qualidade do concreto e de seu potencial durável quando exposto a ambientes agressivos. Os autores informam que uma das medidas para que a absorção do concreto seja reduzida é a diminuição da relação água/cimento.

Segundo Helene (1983), a absorção de água e o teor de ar incorporado podem variar de acordo com a data de ensaio, visto que, conforme aumenta-se a hidratação do cimento, reduz-se a porosidade do elemento.

A definição das características de índice de vazios, massa específica e absorção de água pode constituir uma ferramenta útil de análise comparativa de diferentes traços, ou ainda, uma avaliação superficial da resposta dos materiais ao ingresso de agentes deletérios e, conseqüentemente, da durabilidade do material.

O ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica é regulamentado pela ABNT NBR 9778:2009. As Equações 18 a 22 são utilizadas para relacionar as verificações de massa com as propriedades das amostras.

$$A = \frac{msat - ms}{ms} \times 100 \quad \text{Equação 18}$$

$$Iv = \frac{msat - ms}{msat - mi} \times 100 \quad \text{Equação 19}$$

$$\rho_s = \frac{ms}{msat - mi} \quad \text{Equação 20}$$

$$\rho_{sat} = \frac{msat}{msat - mi} \quad \text{Equação 21}$$

$$\rho_r = \frac{ms}{ms - mi} \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

ρ_s : massa específica seca;

ρ_{sat} : massa específica saturada;

ρ_r : massa específica real;

Iv : índice de vazios;

A: absorção de água.

$msat$, ms e mi são referentes as massas registradas no decorrer do ensaio.

Todavia, conforme já realizado por diversos pesquisadores da microestrutura de concreto e argamassa (ABYANEH; WONG; BUENFELD, 2014; CECONELLO, 2013; ERHART, 2014; SARTORI, 2013; SCHAFER, 2015; WANG; UEDA, 2011), a absorção total de água pode ser complementada ou substituída pelo ensaio de capilaridade, ou seja, de acordo com o alinhamento dos poros capilares em uma amostra de concreto armado, com o ensaio descrito pela RILEM TC 116 PCD. A realização deste ensaio permite a verificação dos pontos de absorção e saturação em uma amostra submetida ao contato direto com a água em uma de suas extremidades, estando as demais protegidas.

Para tal, as amostras de concreto são imersas em camada de água, com apenas uma de suas faces exposta à água e as demais protegidas, de modo que não ocorra absorção de umidade. Os corpos de prova são medidos em relação à sua massa nos períodos de 1min, 2min, 3min, 4min, 5min, 10min, 15min e 30min, 1h, 2h, 3h, 4h, 5h, 6h, 24h, 48h, 72h e 96h. Através dos valores de massa são plotadas curvas da absorção da água ao longo do tempo. Até o período de 4h, a curva caracteriza a fase de absorção de água. Com as demais medidas, traça-se a curva de saturação dos corpos de prova.

É decorrente deste ensaio e da plotagem das curvas os cálculos dos parâmetros taxa de absorção capilar, resistência capilar e porosidade efetiva, calculados pelas equações 23, 24 e 25, respectivamente.

$$S = \frac{\text{Coef "a" da reta de absorção}}{a}, \text{ dada em g/cm}^2 \cdot \sqrt{h} \quad \text{Equação 23}$$

$$R = \left(\frac{T_{cap}}{h}\right)^2, \text{ dada em h/m}^2 \quad \text{Equação 24}$$

$$Pe = \frac{Q_{cap}}{(e \times a)} \times 100 \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

S: taxa de absorção capilar;

H: altura do corpo de prova;

a: área da amostra;

R: resistência capilar;

T cap: relação entre os coeficientes das retas, obtido de acordo com a Equação 26.

$$T_{cap} = \frac{\text{coef } b \text{ reta de saturação} - \text{coef } b \text{ reta de absorção}}{\text{coef } a \text{ reta de saturação} - \text{coef } a \text{ reta de absorção}} \quad \text{Equação 26}$$

Q_{cap}: massa de água absorvida no ponto de saturação, de acordo com a Equação 27.

$$Q_{cap} = \text{coef } a \text{ reta de absorção} \times T_{cap} + \text{coef } b \text{ da reta de absorção} \quad \text{Equação 27}$$

2.7.2.3 Ensaio de velocidade de propagação de onda ultrassônica

Ferrari e Padaratz (2003) descrevem que o ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas consiste na emissão de pulsos, ou ondas ultrassônicas, que são transmitidas ao concreto, o transpassam e entram em contato com um receptor. Verifica-se o comprimento percorrido pelas ondas e seu tempo para tal percurso, o que resulta na velocidade média de propagação da onda nos corpos de prova, conforme Equação 28.

$$v = \frac{L (m)}{\text{tempo } (s)} \quad \text{Equação 28}$$

Sendo L a distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores. A transmissão das ondas pode ocorrer de modo direto, indireto e semi-direto.

Segundo Malhotra (1984) apud Evangelista (2002) este método é empregado em estruturas de concreto, dada a relação existente entre a velocidade de propagação das ondas no material e sua qualidade. Assim, através do método de propagação de onda ultrassônica, pode-se analisar comparativamente diferentes composições de concreto, sendo um ensaio não destrutivo.

A Tabela 27 apresenta classificação da qualidade do concreto em relação à velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, de acordo com a IS 13311-92 - Parte 1. Expondo ainda a classificação semelhante proposta por Cánovas (1988).

Tabela 27 – Qualidade do concreto em relação à velocidade de propagação de ondas ultrassônicas - IS 13311-92 e Cánovas (1988)

Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas	Qualidade do concreto pela IS 13311-92	Qualidade do concreto por Cánovas (1988)
Acima de 4500	Excelente	Excelente
3500- 4500	Boa	Ótimo
3000-3500	Média	Bom
Inferior a 3000		-
2000-3000	Duvidosa	Regular
Inferior 2000		Ruim

Segundo a ABNT NBR 8802: 2013, norma que regulamenta a realização deste ensaio no Brasil, suas aplicações são:

- a) verificação da homogeneidade do concreto;
- b) detecção de falhas ou vazios oriundos da concretagem ou imperfeições;
- c) monitoramento das estruturas ao longo do tempo, apontando possíveis manifestações danosas no concreto.

Cabe destacar que esta norma não apresenta índices de classificação dos concretos em função dos resultados obtidos de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas.

2.7.2.4 Ensaio de resistividade elétrica

O ensaio de resistividade do concreto pode ser realizado pelos métodos superficial ou volumétrico. O método superficial dos quatro pontos, princípio de Wenner, pode ser realizado com o uso de equipamento, que em contato com a superfície aplica uma corrente alternada que percorre os eletrodos, gerando linhas de fluxo de corrente elétrica (JORDANI et al., 2015). Como consequência desta aplicação de corrente define-se o diferencial de potencial do sistema, cujo valor se relaciona com a resistividade elétrica da amostra. A Figura 10 apresenta esquematicamente a realização do ensaio.

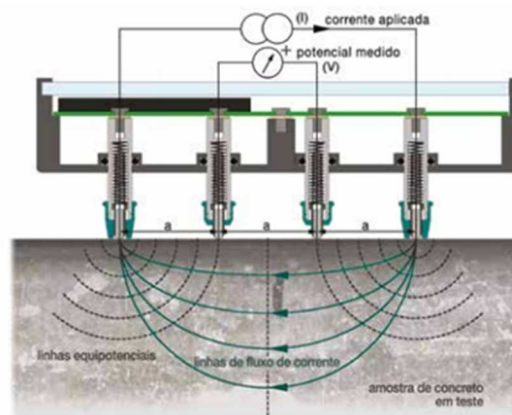


Figura 10 – Método de ensaio de 4 pontos de Wenner. Fonte: PROSEQ apud Jordani et al. (2015)

Segundo Chen, Chang e Yeih (2014), a resistividade do concreto pode ser utilizada como um parâmetro a se relacionar com a quantidade de água no material e com a conectividade dos microporos, sendo um parâmetro norteador da qualidade e da durabilidade do material.

2.7.2.5 Ensaio de microtomografia

Lu, Landis e Keane (2006) apresentam o ensaio de microtomografia como técnica para análise e diagnósticos na microestrutura de amostras de concreto. Através de uma série de imagens gera-se a volumetria da amostra, identificando seus vazios, compostos, entre outros. Os autores apresentam a possibilidade de detecção de cimentos não hidratados, áreas de pastas densas e porosas, vazios entre os agregados, entre outros, quando da análise de argamassas.

Segundo Abdin et al. (2014), a apresentação gráfica dos diferentes componentes de uma mesma matriz se faz possível mediante análise da diferença de densidade entre seus ingredientes. Este ensaio foi empregado de modo a verificar a presença de vazios e o alinhamento dos poros, analisando se há relação dos resultados obtidos com os demais ensaios realizados.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para atingir os objetivos definidos no desenvolvimento deste trabalho, se realizou o programa experimental, cujo capítulo 3 apresenta as etapas de desenvolvimento, as variáveis de entrada, fatores de controle e métodos de obtenção dos resultados.

3.1 DEFINIÇÃO DAS ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Propôs-se a divisão do programa experimental em fases de estudo, conforme apresenta a Figura 11.

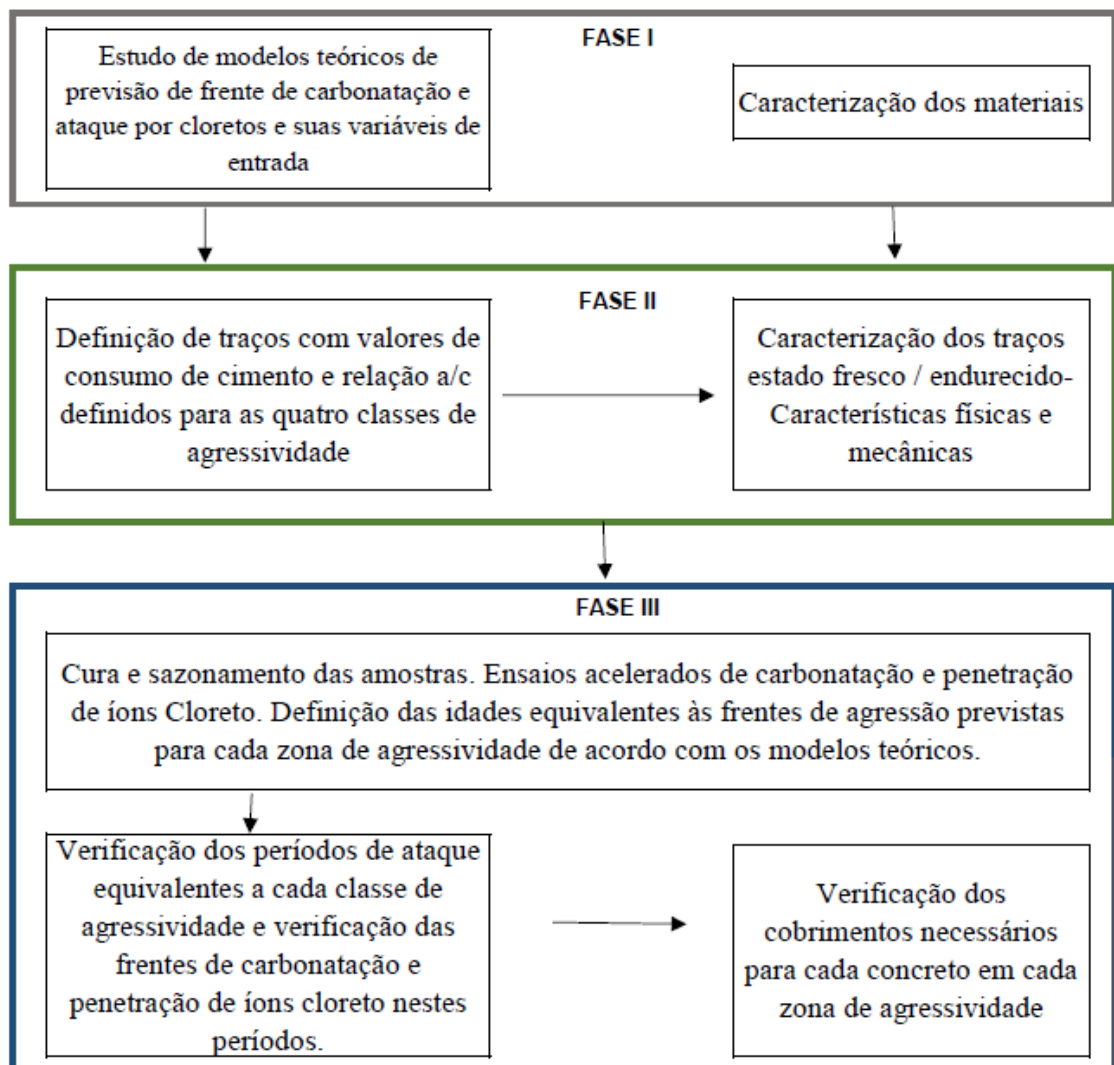


Figura 11 – Fluxograma- programa experimental

A fase I consistiu no estudo e na utilização de modelos teóricos de previsão de vida útil para determinar as frentes de agressividade de carbonatação e de ataque por íons cloretos, verificando a profundidade de dano prevista para período de 50 anos, que é a vida útil subentendida pela ABNT NBR 6118:2014 e mínimo exigida pela ABNT NBR

15575:2013. A definição das frentes de carbonatação se realizou pelo modelo de Hamada (1969), variando o valor da relação água/cimento prevista para as diferentes classes de agressividade. A frente de ataque por cloretos foi definida pelo Modelo de Clear e Hay (1973). Ainda na fase I foram caracterizados o cimento, agregados miúdos e graúdos, aditivo químico superplastificante e água.

Já a fase II envolveu o desenvolvimento dos traços, visando a durabilidade de acordo com ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 12655:2015, com as propriedades (consumo de cimento, relação água/cimento, resistência mecânica à compressão) de acordo com cada uma das zonas de agressividade. Definiu-se como constante o teor de argamassa de 56% e o uso de aditivo superplastificante no teor de 0,87% em relação à massa de cimento, sendo estes valores corriqueiros de utilização na dosagem dos concretos. Após a definição dos traços, mistura e cura, ocorreu a caracterização física e mecânica dos concretos nos estados fresco e endurecido.

Na fase III realizou-se o sazonalamento das amostras como método de preparo para os ensaios acelerados, dando início aos ciclos de ataque nos 4 diferentes traços propostos. Os ensaios foram mantidos até atingir os valores de frente de agressão estipulados nos modelos teóricos. Quando os valores de frente de carbonatação e penetração de íons cloreto foram atingidos, definiu-se o período de ensaio acelerado para simulação das condições de carbonatação e ataque por cloretos para cada classe de agressividade, verificando em todas as composições a profundidade de ataque. Avaliou-se a relação entre as características físicas e mecânicas de cada um dos concretos e o cobrimento necessário obtido em ensaios para garantia de proteção às armaduras

Propõem-se, então, exemplo para melhor entendimento, considerando o ensaio acelerado de carbonatação, conforme segue:

- * define-se que, de acordo com o Modelo de Hamada (1969), os concretos especificados para a classe I de agressividade devem apresentar, com 50 anos, uma frente de carbonatação de 7mm;

- * submete-se as amostras deste traço de concreto ao ensaio de carbonatação acelerada, por período indeterminado com verificações da frente de carbonatação ao longo do tempo;

- * supôs-se que estas amostras apresentem esta frente de carbonatação definida (17,8 mm) com 21 dias;

* neste período, verificam-se as frentes de carbonatação de todos os traços, definindo estes valores como os necessários de cobrimento para a Classe I da ABNT NBR 6118.

Os itens que seguem expõem de modo detalhado as variáveis, métodos, normas e recursos utilizados para cada uma das fases.

3.1.1 Fase I: Modelos teóricos de previsão de vida útil e aplicação nas zonas de agressividade

Para uso dos modelos teóricos de previsão de frente de carbonatação e de ataque por cloretos, foram utilizadas as especificações dos concretos em relação as classes de agressividade oriundas da ABNT NBR 6118:2014 e da ABNT NBR 12655:2015.

A previsão de carbonatação foi realizada pelo método de Hamada (1969), tendo como variável a relação água/cimento de cada traço. Os valores obtidos de frente de carbonatação por este modelo para as diferentes classes são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Valores obtidos de previsão da vida útil pelo método de Hamada (1969)

Propriedades	Traços			
	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4
Relação água/cimento	0,65	0,60	0,55	0,45
Coeficiente Ra	1	1	1	1
Coeficiente Rc	0,6	0,6	0,6	0,6
Coeficiente Rs	0,4	0,4	0,4	0,4
Cálculo de R* (Equação 13)	0,24	0,24	0,24	0,24
Período estimado	50	50	50	50
Valor calculado de cobrimento*	7,0mm	6,5mm	5,5mm	3,9mm

* Valores obtidos

Dada a importância da relação água/cimento e da presença de água para que ocorra o ataque por cloretos em estruturas de concreto armado, somadas ao ponto desfavorável de arbitrar condições de umidade e temperatura, impossibilitando qualquer generalização dos modelos, as frentes de ataque por penetração de íons cloreto foram definidas pelo modelo de Clear e Hay (1973). As variáveis utilizadas, assim como as frentes obtidas pelo método, são apresentadas na Tabela 29.

Tabela 29 – Modelo de Clear e Hay de previsão de cloretos

Propriedades	Traços			
	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4
Relação água/cimento	0,65	0,60	0,55	0,45
Concentração de cloretos	5%	5%	5%	5%
Período estimado	50	50	50	50
Valor calculado de cobrimento	14,3mm	13,4mm	12,4mm	10,5mm

Estes valores de frente de agressão apresentados na Tabela 28 e Tabela 29 foram os objetivos de alcance quando da realização dos ensaios acelerados de deterioração.

3.1.2 Fase II: Caracterização dos traços

Os traços de concreto foram caracterizados em relação a suas propriedades físicas e mecânicas. Inicialmente, foi realizado ensaio de abatimento de tronco de cone de acordo com a ABNT NBR NM 67:1998: *Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*, classificando os valores obtidos em concordância com os parâmetros estabelecidos pela ABNT NBR 7212:2012: *Execução de concreto dosado em central- Procedimento*. Optou-se pela realização deste ensaio, dado que os traços continham diferentes valores de relação água/cimento, e considerando ainda que em todos estes foi utilizado o mesmo percentual de aditivo superplastificante em relação a massa de cimento na mistura, também variável em relação aos traços.

3.1.2.1 Características Mecânicas

O ensaio de resistência à compressão foi realizado segundo a ABNT NBR 5739:2007, nas idades de 7, 28, 56, 84 e 140 dias, com ensaio de 3 corpos de prova por idade. As amostras foram confeccionadas de acordo com a ABNT NBR 5738:2015, nas dimensões de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. Os corpos de prova foram retificados para melhor distribuição do carregamento de ensaio. Utilizou-se para esta análise prensa hidráulica Controls, modelo C80/ES, Classe I, com capacidade de 2000kN.

3.1.2.2 Características Físicas

a) Absorção de água, índice de vazios e massa específica

A definição das características de absorção de água, índice de vazios e massa específica ocorreu através do ensaio definido pela ABNT NBR 9778:2009 - *Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica*, nas idades de 07 e 28 dias. Para a realização deste ensaio a norma preconiza um volume mínimo amostral de 1500cm³, para concretos cuja dimensão máxima do agregado seja de até 50mm, tendo sido usados 3 corpos de prova de 100 (diâmetro) x 200 (altura) mm para cada um dos traços. Este procedimento foi realizado aos 7 e aos 28 dias, ambos nas dependências do Laboratório de Materiais de Construção, LMC - UNISINOS. Os corpos de prova foram armazenados no ambiente de cura, com $95 \pm 5\%$ e $23 \pm 2^\circ\text{C}$, de umidade relativa do ar e temperatura ambiente, respectivamente, até a idade dos ensaios. O resfriamento das amostras ocorreu na sala de temperatura e umidade controlada, com $65 \pm 5\%$ e $23 \pm 2^\circ\text{C}$, de

umidade relativa do ar e temperatura do ambiente, respectivamente. A Figura 12 apresenta as etapas do ensaio.



Figura 12 – Etapas do ensaio de massa específica, índice de vazios e absorção de água

De modo complementar, propôs-se a realização do ensaio de absorção por capilaridade pelo método RILEM TC 116 PCD: *Permeability of concrete as a criterion of its durability*. Para os ensaios de capilaridade, optou-se pelo corte de 3 amostras cilíndricas de 100mm de diâmetro por 200mm de altura, retirando no ponto médio da altura dos corpos de prova uma amostra de 50mm+/-1, de modo que todas as amostras fossem extraídas na mesma altura e sob mesmas condições de adensamento, conforme Figura 13. Estes ensaios foram realizados no LMC, sob as condições de temperatura e umidade controlada, com $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e $65 \pm 5\%$, de temperatura e umidade relativa do ar, respectivamente, nas idades de 28 e 84 dias.

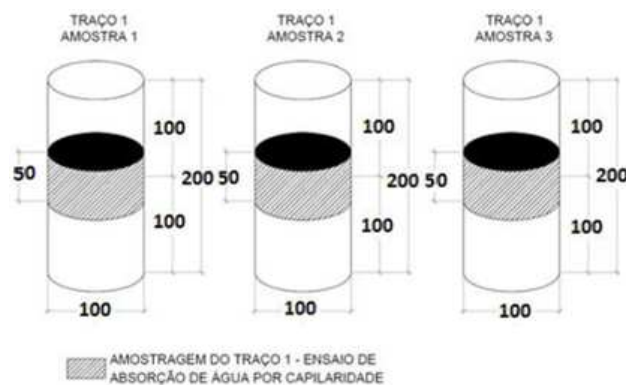


Figura 13 – Amostras para ensaio de absorção de água por capilaridade

As amostras foram previamente secas em estufa até a constância de massa e medidas em relação a altura, diâmetro e massa inicial. Após, verificou-se a massa das amostras submetidas ao nível de água corrente nos períodos de 1min, 2min, 3min, 4min, 5min, 10min, 15min, 30min, 1h, 2h, 3h, 4h, 5h, 6h, 24h, 48h, 72h e 96h. A Figura 14 apresenta as amostras utilizadas para o ensaio de capilaridade envoltas com balão e fita de alta adesão, garantindo que as amostras não sofressem influência da absorção de água do ambiente. O ensaio foi realizado em sala climatizada, com $65 \pm 5\%$ e $23 \pm 2^\circ\text{C}$ de umidade relativa do ar e temperatura do ambiente, respectivamente.



Figura 14 – Amostras para o ensaio de absorção de água por capilaridade

b) Porosidade por intrusão de mercúrio

A porosidade dos concretos foi determinada pelo ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio. Para tal, foi extraído um corpo de prova com dimensões de 5 x 20 mm da amostra moldada e colocado em estufa até constância de massa. O equipamento utilizado foi o Porosimetry, modelo Pore Master 33, que quantifica o volume de poros de 200 a 0,0070 μm , através da aplicação de pressões variáveis (Figura 15). O ensaio foi realizado aos 84 dias, analisando comparativamente os diferentes traços.



Figura 15 – Equipamento e amostra alusivos ao ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio

c) Resistividade elétrica

O ensaio de resistividade dos materiais seguiu a ASTM G-57:2006 - *Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four - Electrode Method*. Ainda que o ensaio seja referente a determinação da resistividade do solo, ele é adaptado para uso em concretos. A RILEM TC 154-EMC apresenta o método para determinação da resistência e conseqüente resistividade do concreto pelo método de 4 pontos de Wenner. A medição foi realizada aos 28, 84 e 140 dias, com equipamento PROCEQ, Resipod, com 50mm de espaçamento entre eletrodos.

De modo a padronizar o procedimento de medição, adotou-se o posicionamento dos corpos de prova com seu topo para a direita, e os pontos de medição no ponto médio das amostras (frizo). Para cada amostra realizaram-se duas medidas e utilizou-se o valor médio. A Figura 16 apresenta o ensaio sendo realizado.



Figura 16 – Verificação da resistividade das amostras

d) Microtomografia 3D

Executou-se o ensaio de microtomografia 3D das amostras no instituto tecnológico em ensaios e segurança funcional, itt Fuse, da UNISINOS, nas dependências do laboratório de caracterização eletroeletrônica. Para tal, fez-se o uso de tomógrafo que realiza imagens de raio-x em amostras com volume total de $1,0 \text{ cm}^3$. Previamente, extraiu-se de um corpo de prova originário de diâmetro de 100mm e altura de 200mm de uma amostra original. A Figura 17 apresenta as amostras utilizadas para o ensaio, e a Figura 18 o equipamento. Salienta-se que este ensaio foi realizado aos 28 dias de cura. Com o uso do software CTPRO 3D a imagem foi gerada. Na sequência, empregou-se o software Vg Studio Maxx 2.2, com as ferramentas “*Surface determination*” e “*analysis*”.



Figura 17 – Amostra extraída de corpo de prova cilíndrico para ensaio de microtomografia 3D



Figura 18 – Equipamento utilizado para o ensaio de microscopia

e) Velocidade de propagação de onda ultrassônica

Realizou-se o ensaio de velocidade de propagação de onda ultrassônica nas amostras alusivas aos distintos traços de acordo com a ABNT NBR 8802:2013: *Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*. Para tal,

foram utilizadas amostras cilíndricas de base 100mm e altura de 200mm. A realização desta análise ocorreu aos 28, 84 e 140 dias de cura.

Foi colocada na superfície das amostras uma camada de aproximadamente 5mm de vaselina sólida, garantindo o perfeito acoplamento entre os dispositivos de emissão e recepção de onda magnética e as amostras avaliadas. A Figura 19 apresenta os procedimentos de preparo e realização da medição.



Figura 19 – Preparo da amostra e verificação da propagação das ondas ultrassônicas

Realizou-se três medições de modo transmissão direta, com os transdutores nas faces opostas do corpo de prova, para obter a velocidade de propagação das ondas ultrassônicas. O procedimento foi repetido para três amostras em cada idade avaliada, utilizando o valor médio para análise.

3.1.3 Fase III: Ciclos de ataque e verificação dos cobrimentos necessários

Os agentes de agressividade utilizados neste programa experimental foram o dióxido de carbono (CO_2) e os íons cloreto (Cl^-). Conforme Bolina e Tutikian (2015), além de serem os tipos corriqueiros de ataque na estrutura, são os agentes deletérios destes ensaios que conduziram a classificação das zonas de agressividade presente na ABNT NBR 6118:2014. Expõem-se, primeiramente, a etapa prévia aos ensaios acelerados de carbonatação e névoa salina, o sazonalamento das amostras.

3.1.3.1 Sazonamento das amostras

As amostras foram confeccionadas nas dimensões de 40 x 40 x 160mm. Após a cura dos concretos por 28 dias, foram submetidas a sazonalamento, de acordo com o método RILEM TC 154 EMC adaptado, detalhado por Sartori (2013) e Werle (2010), seguindo procedimentos que se dividem em duas etapas.

Na etapa de pré-secagem dos corpos de prova, definiu-se que as amostras seriam submetidas ao ensaio de carbonatação, com percentual de umidade de 70%, conforme Sartori

(2013) e Werle (2010). Assim, após a cura submersa, as amostras foram secas superficialmente e registrado o valor de massa nessa condição. Após, os corpos de prova foram colocados em estufa com temperatura de 100°C até a constância de massa. Nesta etapa definiu-se qual a quantidade total de água que as amostras perderam em elevadas temperaturas.

Na sequência, essas amostras foram novamente imersas em água, e posteriormente submetidas a um ciclo de secagem em estufa a 50°C, de modo que, a perda de água ocorresse de modo gradual. Monitorou-se as amostras até a perda de água equivalente a 30% da umidade total. Neste procedimento o cálculo da perda de umidade foi realizado para cada amostra de modo individual, considerando as particularidades de moldagem, distribuição dos vazios, entre outros.

Após alcançar a umidade definida para a realização dos ensaios, as amostras foram embaladas em material isolante. Tal procedimento visou a distribuição da umidade interna no material, já que a secagem em estufa provoca uma rápida diminuição de umidade nas bordas, permanecendo maior teor de umidade no centro dos corpos de prova. Para envoltória das amostras foram utilizadas embalagens metalizadas, seladas com o uso do equipamento Selomini sem temporizador, da Araújo Equipamentos que promove a estanqueidade da embalagem com o aquecimento de um filamento.

Então, as amostras permaneceram em sala climatizada, com temperatura de 21 °C \pm 2°C e umidade relativa do ar de 65% \pm 5%, por 56 dias. A Figura 20 apresenta o procedimento de secagem. Destaca-se que em algumas amostras se aspergiu água na superfície para alcançar os valores previstos. A Figura 21 apresenta o procedimento de fechamento dos pacotes para envoltória dos corpos de prova, garantindo a não ocorrência de troca de umidade com o meio externo.



Figura 20 – Procedimento de secagem para sazonalamento



Figura 21 – Envoltória dos corpos de prova

3.1.3.2 Carbonatação acelerada

Para o ensaio de carbonatação acelerada, optou-se pelo teor de concentração de CO_2 de 3% e teor de umidade de 70%, o definido como ideal por Papadakis (2000) e Sartori (2013) para a concentração de CO_2 e Kulakowski (2002) e Werle (2010) para o teor de umidade. A câmara utilizada para o ensaio é apresentada no croqui esquemático da Figura 22. Destaca-se a renovação de ar que ocorre continuamente no equipamento. Destaca-se que a disposição das amostras ocorreu apenas em uma das câmaras.

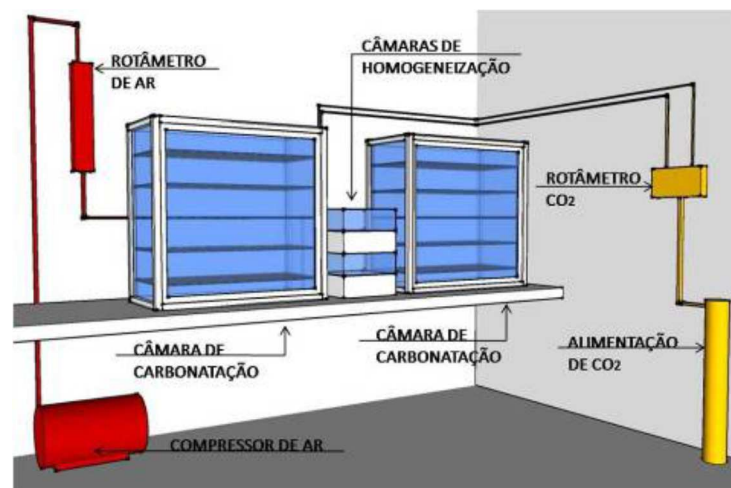


Figura 22 – Desenho esquemático - Câmara de carbonatação. Fonte: Werle (2010)

Após o sazonalamento descrito, as amostras foram submetidas ao ensaio acelerado de carbonatação. As amostras foram dispostas na câmara de ensaio com duas funções, sendo metade para determinar o período no qual as frentes de agressão previstas nos modelos teóricos foram verificadas e a outra metade com finalidade de verificar os cobrimentos necessários nestes períodos de agressão para os diferentes traços.

Para cada verificação contou-se com aspersão de solução de fenolftaleína, com concentração de 1%, após corte das amostras, sempre no sentido da moldagem. Destaca-se que foram verificadas 3 amostras em cada uma das idades, utilizando-se o valor potencial de deterioração entre estas. A tonalidade do indicador químico varia de acordo com o tempo após sua aspersão nas amostras de concreto. Assim, antes da realização da verificação da carbonatação após ensaio acelerado, analisou-se a mudança de coloração, conforme apresentado na .



Figura 23: Verificação da carbonatação após aspersão do indicador de fenolftaleína a) 2 min b) 10min c) 20 min

Conforme apresentado, há diferenças de tonalidade ao longo do tempo, por isso o registro por imagem foi realizado aos 20 minutos, quando há estabilidade da reação, empregando-se câmera fotográfica com resolução de 8 megapixels. Destaca-se que as fotografias foram registradas com as mesmas condições de iluminação e com uma escala de 1cm x 1cm como referência para a mensuração das frentes de carbonatação, conforme ilustra a Figura 24.



Figura 24 – Padronização do registro de imagens

Este procedimento de medição foi seguido, de modo que a luz externa do ambiente de medição não pudesse alterar os valores de medição com efeitos de sombra e ofuscamento na imagem. Quanto ao padrão de 1cm², adotou-se seu uso, dado que apesar das fôrmas das amostras possuírem lado de 40mm, diante de medições dos lados da amostra foram verificadas divergências em suas dimensões, conforme salienta a Figura 25.



Figura 25 – Medições nas amostras submetidas ao ensaio de carbonatação acelerada

As imagens foram processadas com o uso do software Autocad™. Através da ferramenta *Scale*, foi possível adaptar o padrão de medida com os valores dos corpos de prova. Após escalar a imagem, observou-se o lado referente ao adensamento do corpo de prova e sua face oposta, ou seja, a face rasada. Dadas as diferentes propriedades destes lados da amostra, as medições de carbonatação foram realizadas nas laterais dos corpos de prova. Utilizando-se da ferramenta *Polyline* contornou-se as regiões de ingresso pelo gás carbônico. Após, verificaram-se os pontos expostos como de maior ataque, registrando o valor máximo percebido em cada um dos traços e em cada uma das verificações, através das ferramentas *line* e *dist*. A Figura 26 apresenta a imagem com o traçado da frente de carbonatação e os pontos de medição.

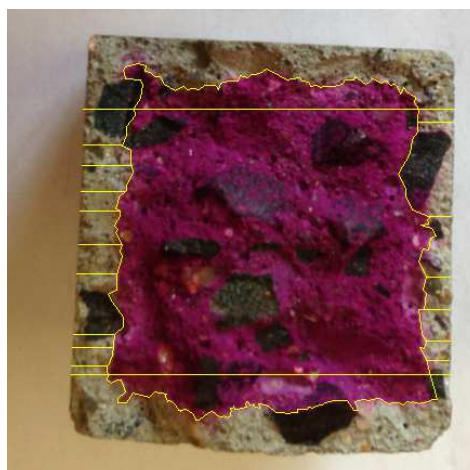


Figura 26 – Processamento da imagem no autocad

Conforme verifica-se, a extremidade superior e a inferior não foram consideradas na análise. Ainda, atentou-se para um afastamento de 20% das extremidades, como apontam

as linhas amarelas na horizontal, de modo que fosse excluído qualquer efeito relacionado ao adensamento das amostras.

Eventualmente, verificou-se nos corpos de prova regiões que destoavam do restante da amostra, o que pode ter ocorrido devido à algum vazio ou falha na amostra. Assim, optou-se por verificar sempre a unidade amostral como um todo, sem considerar um ataque pontual. A Figura 27 ilustra esta ocorrência.



Figura 27 – Corpo de prova com frente de carbonatação não linear

3.1.3.3 Ataque por cloretos

O ataque por íons cloreto foi realizado de acordo com procedimento da ASTM B117:2011. As amostras foram confeccionadas do mesmo modo como para o ensaio de carbonatação acelerada. A câmara de névoa salina utilizada apresenta as características da norma supracitada.

A câmara de ensaio foi programada para uma concentração de cloreto de sódio (NaCl) de 5%, com o ambiente de ensaio saturado, temperatura interna de 35°C e pH da solução salina aspergida no ambiente entre 6,5 e 7,2. As amostras foram curadas e encaminhadas para o sazonalamento após 28 dias. Após o sazonalamento, realizado por 56 dias, as amostras foram encaminhadas para o ensaio.

Conforme já exposto no detalhamento do ensaio de carbonatação acelerada, na câmara foram submetidas as amostras para a definição dos períodos de ataque e amostras para verificação das frentes de agressão e dos cobrimentos de armadura necessários. As Figura 28 e Figura 29 apresentam a câmara utilizada para o ensaio e a disposição das amostras, respectivamente.



Figura 28 – Câmara cíclica para o ensaio de névoa salina



Figura 29 – Câmara de névoa salina - disposição dos corpos de prova

Como se pode ver pela Figura 29, houve um cuidado na disposição das amostras de modo que uma não gotejasse sobre a outra e ainda, permitindo a livre exposição à névoa. A verificação da frente de ataque por cloretos foi realizada com aspersão do indicador químico de solução de nitrato de prata (AgNO_3). De modo que fosse verificado o cobrimento nas laterais das amostras, isolando as extremidades da amostra, a base e o topo dos corpos de prova foram selados com o uso de tinta a base de epóxi, aplicada em três demãos na amostra, conforme realizado na pesquisa de Val (2007). A Figura 30 demonstra tal procedimento.



Figura 30 – Corpos de prova após aplicação de pintura epóxi em sua extremidade

Ainda, foram dispostas amostras cúbicas de lado de 100mm, caso fosse necessário maiores frentes de ataque do que a espessura limite de 20mm das amostras prismáticas. Estas amostras também contaram com aplicação de tinta epóxi. Após cada verificação da frente de penetração, cortou-se a amostra de modo seco, para recolocá-las na câmara e continuar o ensaio, realizando novamente o procedimento de pintura em suas extremidades.

O indicador químico de nitrato de prata possui coloração marrom para áreas onde não há presença de cloretos e mantém a identificação natural do concreto para as áreas atacadas. Porém, a coloração do indicador químico de nitrato de prata não possui tamanha nitidez nas amostras de concreto como verificado no indicador de fenolftaleína, sendo, por vezes, de difícil a distinção das zonas agredidas e ilesas no concreto.

Desta forma, procedeu-se com o uso do software Arc Map 10.3. Esta ferramenta é utilizada para georreferenciamento e análise de imagens. A imagem é inserida no programa e utiliza-se a ferramenta “*Spacial analyst tools*”. Na configuração opta-se pela opção *Multivariate* e então “*Iso cluster unsupervised classification*”. Através desta função o software identifica diferentes pontos de coloração da imagem e permite identificar as zonas com cloretos. A Figura 31 apresenta uma amostra exposta à névoa salina e sua correspondente imagem após uso do software. A Figura 32 mostra a imagem sem a marcação da fotografia inicial.

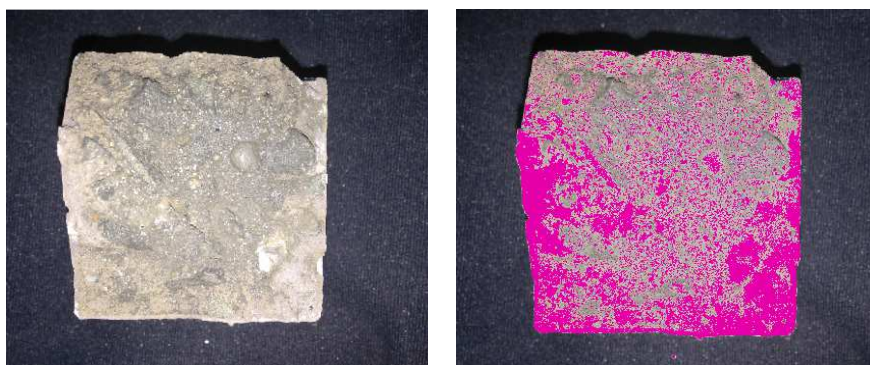


Figura 31 – Fotografias das amostras com identificação de tonalidade pelo software

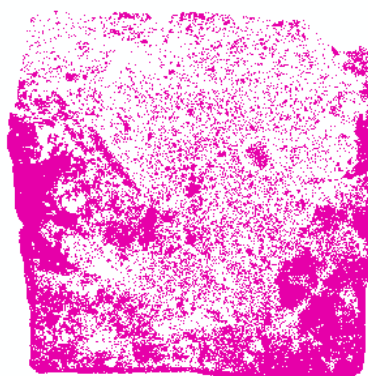


Figura 32 – Imagem gerada após identificação da tonalidade

Após o tratamento da imagem, procedeu-se com a mensuração das frentes de penetração dos íons cloreto pelo uso do software Autocad™ similar ao procedimento utilizado para as amostras submetidas ao ataque por gás carbônico.

3.1.3.4 Verificação dos cobrimentos

A verificação dos cobrimentos se deu para as classes de agressividade I a IV com uso dos indicadores químicos de fenolftaleína e nitrato de prata, para os ensaios de carbonatação acelerada e névoa salina, respectivamente.

Os valores obtidos foram analisados comparativamente com os propostos pelas normas nacionais e internacionais. O fluxograma da Figura 33 apresenta as verificações realizadas em relação aos traços e às classes de agressividade.

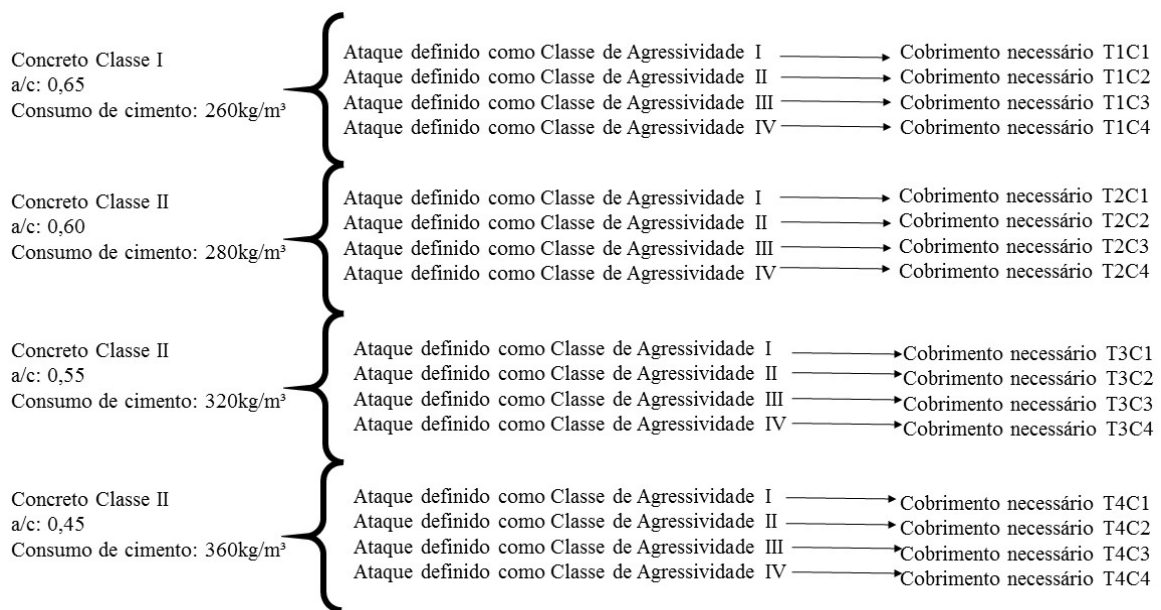


Figura 33 – Fluxograma demonstrativo dos ciclos de ataque e submissão dos traços

3.1.4 Variáveis de resposta

Para viabilizar o alcance dos objetivos específicos, optou-se pela realização de ensaios e estudos que permitiram o conhecimento das variáveis de resposta.

- Fase I:
 - valores dos cobrimentos definidos pelos modelos teóricos;
 - caracterização dos agregados: distribuição granulométrica, massa específica e massa unitária.
- Fase II – nos concretos:
 - índice de vazios;
 - massa específica;
 - absorção de água total e absorção de água por capilaridade;

- resistência à compressão;
 - velocidade de propagação de ondas ultrassônicas;
 - resistividade elétrica;
 - índice de vazios pelo ensaio de microtomografia 3D;
 - porosimetria por intrusão de mercúrio.
- Fase III:
 - ciclos de agressão equivalentes a cada classe de agressividade;
 - frentes de carbonatação;
 - frente de ataque de cloretos.

3.1.5 Fatores de controle

Dividiram-se os fatores de controle em variáveis e fixos, analisando a influência que estes fatores podem exercer nas variáveis respostas.

Fatores com níveis variáveis:

- idade de cura anterior à realização de ensaios: 7, 28, 56 e 84 e 140 dias.

Fatores fixos:

- tipo de cimento: CPV-ARI;
- relação água/cimento = 0,65, 0,60, 0,55 e 0,45, para as classes de agressividade, I, II, III e IV, respectivamente;
- consumo de cimento (kg/m^3): 240, 280, 320, 360, para as classes de agressividade, I, II, III e IV, respectivamente;
- utilização de aditivo superplastificante em teor de 0,87% em relação à massa de cimento na mistura;
- teor de argamassa fixo de 0,56.

3.1.6 Limitações do experimento

Expõem-se como limitações do experimento os traços que delinearão esta pesquisa experimental.

a) tipo de cimento – considerando que neste trabalho foram realizados ensaios acelerados de deterioração das estruturas, e que as adições pozolânicas podem influenciar o comportamento durável dos concretos, decidiu-se trabalhar com o cimento do tipo CP V – alta resistência inicial, por se tratar de um cimento facilmente encontrado no mercado e sua composição contendo reduzido percentual de adições;

b) dosagem - Para dosagem dos concretos definiu-se o método IBRACON (TUTIKIAN E HELENE, 2011) para os concretos seguindo-se as especificações técnicas expostas na ABNT NBR 6118:2014. Adotou-se um teor de argamassa de 0,56 e o uso de aditivo superplastificante no teor de 0,87%, em relação à massa do cimento;

c) agregados - Foram utilizados os agregados disponíveis na região do Vale dos Sinos, sendo o agregado miúdo a areia extraída de rios e agregado graúdo a brita de origem basáltica;

d) adensamento – os corpos de provas utilizados para esta pesquisa receberam um adensamento de 12 golpes em duas camadas para os corpos de prova cilíndricos de dimensões 100mm x 200mm. Foram moldados corpos de prova prismáticos de 40x40x160mm com adensamento na mesa de fluidez com duas camadas de 30 golpes para o preparo das amostras dos ensaios acelerados;

e) cura e sazonalidade – os corpos de prova foram mantidos em cura úmida na sala de cura do Laboratório de Materiais de Construção – LMC - até a idade de realização dos ensaios de caracterização física e mecânica. O sazonalidade das amostras para os ensaios acelerados foi realizado conforme procedimento RILEM TC 116 PCD adaptado, como realizado por Sartori (2013) e Werle (2010);

h) no ensaio de carbonatação acelerada trabalhou-se com concentração de CO₂ de 3% e teor de umidade de 70%. Para câmara de névoa salina utilizou-se teor de NaCl de 5% em condição saturada de ensaio;

i) não foram avaliados dentro de um mesmo traço, variações nos valores de relação água/cimento e de consumo de cimento, mantendo os valores definidos em norma para cada classe de agressividade ambiental;

j) os ensaios acelerados de deterioração realizados no programa experimental não foram relacionados com ensaios de degradação natural, devido ao tempo elevado para sua realização e a diversidade das variáveis de exposição natural.

3.1.7 Análise estatística

Para análise estatística dos resultados obtidos, empregou-se o software R™, contando com o *plug-in* R studio para interface de dados. Contou-se com análises do tipo descritiva e inferencial. Primeiramente, contou-se com três etapas para a análise descritiva para cada uma das variáveis:

- 1) valores médios, mínimos, desvio padrão;
- 2) verificação da normalidade;
- 3) verificação de dados atípicos (*outliers*);

Nas análises descritivas obtém-se os valores médios, mínimos e de desvio padrão de cada uma das variáveis. Na fase seguinte, são verificados os possíveis *outliers*, ou seja, os dados discrepantes. Na etapa final são apontados quais os traços com diferenças significativas em relação a cada variável.

Para a verificação da existência de valores atípicos ou destoantes foram elaborados gráficos do tipo *boxplot*, de modo que estes valores pudessem ser desconsiderados da análise estatística.

Para esta análise utilizou-se a ferramenta *boxplot*, indicando as variáveis e em relação a que fator estas deveriam ser avaliadas. Este tipo de diagrama apresenta em sua linha central a mediana, indicando os valores obtidos por 50% das amostras. As duas extremidades apontam os 25% dos valores que se posicionam inferior e superiormente aos dados centrais. Marôco (2003) apresenta como são estabelecidos os dados apresentados neste tipo de diagrama através da Figura 34.

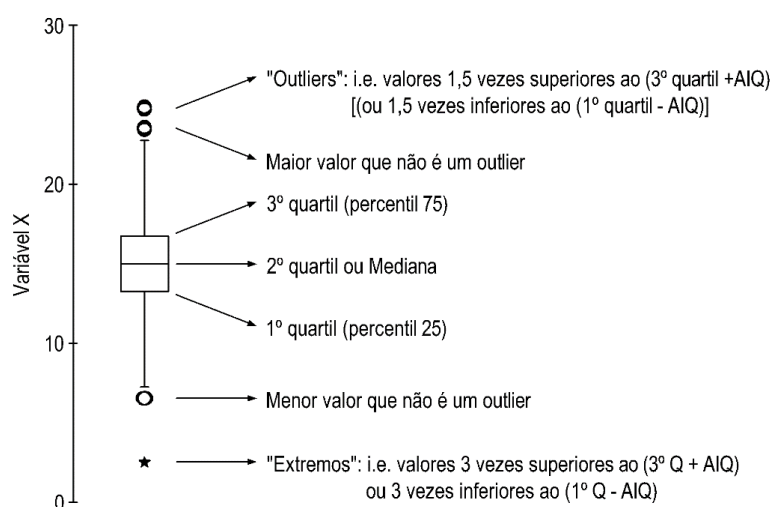


Figura 34 - Representação de cálculo dos diagramas do tipo boxplot

De acordo com Tukey (1960), quando são verificados pontos discrepantes, deve-se focar no tratamento, interferência ou remoção destes dados, que podem ser oriundos de erros de medição, erros nas coletas ou processamento dos dados, etc.

No passo seguinte, para conduzir a etapa de análise inferencial para significância dos dados utilizou-se do teste de normalidade de Shapiro-Wilk (1965). De acordo com esta avaliação, percebe-se se a distribuição dos dados ocorre normalmente. Cada uma das variáveis foi submetida a esta análise através da ferramenta “*Shapiro test*”, obtendo o p valor da análise. A teoria de Shapiro-Wilk (1965) parte de duas hipóteses: H_0 os dados da variável seguem uma distribuição normal e H_1 os dados da variável não seguem uma distribuição normal. Adota-se um nível de significância, neste caso de 95%. Desta forma, quando o p valor obtido na amostra for superior a 5% ($p\text{valor} > 0,05$) não se rejeita o H_0 , ou seja, tem-se os dados com distribuição normal (Lopes, Branco e Soares, 2013).

Seguindo, foi realizada a análise de variância das amostras (ANOVA), com o emprego da ferramenta *Aov*. Como neste programa experimental contou-se com mais de uma variável, obtidas para quatro grupo distintos, os traços de concreto. Para interpretar os dados verificados na ANOVA, expõe-se o valor F que representa a variância entre diferentes grupos e das variâncias internas em um conjunto. Quanto maior é este valor, maior é a dessemelhança entre os grupos, representadas neste estudo pelo consumo de cimento.

O p valor indica a significância dos dados, apontando se há diferença entre os grupos ou se os resultados foram obtidos ao acaso, ou atribuídos a erros na execução do experimento. Se o p valor apresenta valor inferior a 0,05, pode-se afirmar com 95% de significância que os dados são influenciados pelo traço do concreto.

Para as variáveis que apresentaram significantes foi conduzida análise de Pós-hoc. A diferença fundamental entre este tipo de análise e a ANOVA, é que a ANOVA indica se há alguma diferença significativa entre os grupos, enquanto que a análise de Pós-hoc mensura entre quais grupos situa-se esta diferença. O teste de Tukey foi o tipo de ferramenta utilizada de Pós-Hoc, pela ferramenta *TukeyHSD*.

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Cimento

Optou-se pela utilização de cimento de alta resistência inicial, CP-V ARI. O cimento foi caracterizado em relação a sua composição granulométrica pelo método da granulometria a laser, utilizando como fluido álcool isopropílico e o equipamento Microtrac,

modelo S3500. Observou-se que o formato das partículas é irregular. A Figura 35 apresenta a curva granulométrica obtida. Complementando a análise, a Tabela 30 apresenta as características químicas, físicas e mecânicas do cimento, informadas pelo fabricante.

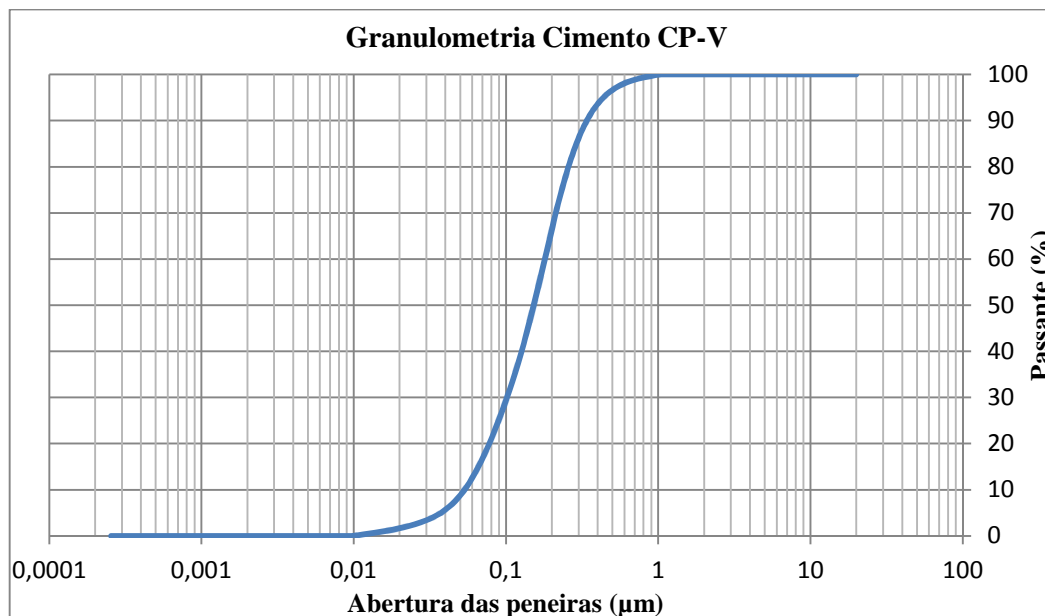


Figura 35 – Granulometria Cimento CP-V

Tabela 30 – Características do cimento

Ensaio		Limites especificados em norma (ABNT NBR 5733:1991)	Valor médio - amostras mês de março	
Ensaio químicos	PF	≤4,5	3,63	
	Teores (%)	MgO	≤6,5	5,94
		SO ₃ para C ₃ A≤8	≤3,5	3,03
		RI	N/A	12,28
Ensaio físicos	Finura (%)	#200	≤6,0	0
		#400	N/A	1,37
	Blaine (cm ² /g)	≥3000	4875	
	Água de consistência (%)	N/A	30,78	
	Tempo de pega	Início (min)	≥60	220,45
Fim (min)		≤600	262	
Expansibilidade a quente (mm)		≤5,5	0,63	
Ensaio mecânicos	Resistência à compressão	1 dia	≥11,0	22,62
		3 dias	≥24,0	34,03
		7 dias	≥34,0	39,16
		28 dias	N/A	47,56

Fonte: Votorantim (2015)

3.2.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado consiste em areia extraída de rio, proveniente da Região do Vale do Rio dos Sinos/RS, de origem quartzosa. Para sua caracterização foram realizados os ensaios de massa unitária, massa específica e composição granulométrica, de acordo com os procedimentos das normas ABNT NBR NM45:2006, ABNT NBR NM 52:2009 e ABNT NBR NM 248:2003, respectivamente. Obtiveram-se, por método experimental, os valores de massa unitária e massas específicas aparente, do agregado saturado com superfície seca e do agregado seco, apresentados na Tabela 31. A curva granulométrica do agregado miúdo é apresentada no Apêndice A, assim como na Tabela 32.

Tabela 31 – Massa unitária e massa específica do agregado miúdo: areia

Característica avaliada	Resultado obtido
Massa unitária	1,37 g/cm ³
Massa específica aparente	2,59 g/cm ³
Massa específica do agregado seco	2,55 g/cm ³
Massa específica do agregado saturado com superfície seca	2,57 g/cm ³

Tabela 32 – Distribuição granulométrica agregado miúdo

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida	% retido em massa	% acumulado
6,3	0	0	0
4,8	5	1	1
2,4	15	3	4
1,2	35	7	11
0,6	55	11	22
0,3	130	26	48
0,15	255	51	99
Fundo	5	1	100
Total	500		
	Diâmetro máximo (mm)	2,4mm	Módulo de finura: 1,85

3.2.3 Agregado graúdo

De modo análogo ao realizado para o agregado miúdo, utilizaram-se os procedimentos descritos nas normas ABNT NBR NM 45:2006, ABNT NBR NM 53:2009 e ABNT NBR NM 248:2003 para definição das propriedades do agregado graúdo, sendo o material utilizado brita de origem basáltica. A Tabela 33 apresenta os resultados obtidos de massa unitária e massas específicas aparente, do agregado saturado com superfície seca e do agregado seco. A distribuição granulométrica deste agregado é apresentada no Apêndice A e na Tabela 34.

Tabela 33 – Massa unitária e massa específica do agregado graúdo: brita

Característica avaliada	Resultado obtido
Massa unitária	1,54 g/cm ³
Massa específica aparente	2,64 g/cm ³
Massa específica do agregado seco	2,89g/cm ³
Massa específica do agregado com superfície seca	2,73g/cm ³

Tabela 34 – Granulometria agregado graúdo

Abertura das peneiras (mm)	Massa retida	% retido em massa	% acumulado
12,5	0	0	0
9,5	199,6	20	20
6,3	480,4	48	68
4,8	180,1	18	86
2,4	129,9	13	99
1,2	9,9	1	100
0,6	0	0	100
0,3	0	0	100
0,15	0	0	100
FUNDO	0	0	100
TOTAL	1000		
	Diâmetro máximo (mm)	12,5	Módulo de finura: 6,73

3.2.4 Aditivo superplastificante

Utilizou-se aditivo superplastificante de modo a garantir a mesma faixa de abatimento de tronco de cone (*slump test*) para os concretos com distintos valores de relação água/cimento. Optou-se pelo uso do aditivo de 0,87% em relação à massa de cimento de cada um dos traços. A Tabela 35 apresenta as propriedades do aditivo superplastificante, oriundas do fabricante do produto.

Tabela 35 – Propriedades do aditivo superplastificante

Dados Técnicos			
Função	Aditivo superplastificante de 3ª geração para concreto		
Base Química	Éter policarboxílico		
Aspecto	Líquido		
Cor	Branco turvo		
Ação secundária	Redutor de água		
Solubilidade em água: Total			
Testes	Método BASF	Especificação	Unidade
Aparência	TM 761B	Líquido branco turvo	Visual
Ph	TM 112B		05/jul -
Densidade	TM 103 B	1,067-1,107	gm/cm ³
Sólidos	TM 613 B	28,5 - 31,5	%
Viscosidade	TM 117	<150	Cps

Fonte: BASF (2015)

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS, TRATAMENTO E ANÁLISE

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos no programa experimental, a validação através dos conceitos apresentados em bibliografia e as análises comparativas entre os distintos traços de concreto.

4.1 ESTADO FRESCO

4.1.1 Verificação do abatimento do tronco de cone

A Tabela 36 apresenta os resultados obtidos no ensaio de abatimento de tronco de cone, repetidos duas vezes para cada composição, para os distintos traços de concreto, acompanhados das condições climáticas no momento da mistura.

Tabela 36 – Abatimento de tronco de cone e características das moldagens

Características das moldagens	TRAÇO 1	TRAÇO 2	TRAÇO 3	TRAÇO 4
Tempo de mistura (min)	25	25	25	25
Abatimento 1 (mm)	120	130	120	120
Abatimento 2 (mm)	130	120	120	120
Temperatura ambiente (°C)	21,5	20,7	19,2	19
Umidade relativa do ar (%)	82	86	89	90

Conforme verifica-se na Tabela 36, os valores obtidos de abatimento de tronco de cone classificam-se, de acordo com a norma ABNT NBR 7212:2012, como S100, apresentando resultados entre 100 e 150mm. Verificou-se que com os valores de relação água/cimento apresentados em norma, mantendo constante o teor de aditivo superplastificante (0,87% em relação à massa de cimento), foram gerados concretos de mesma faixa de consistência. Expõem-se que a utilização dos traços descritos pela ABNT NBR 6118:2014 permite atingir constância de fluidez do concreto, considerando o uso de aditivos superplastificantes.

4.2 ESTADO ENDURECIDO

4.2.1 Caracterização mecânica

4.2.1.1 Resistência mecânica à compressão

O ensaio de resistência mecânica à compressão foi realizado nas idades de 7, 28, 56, 84 e 140 dias, sempre contando com três amostras por composição. Os valores obtidos nos traços são apresentados na Tabela 37, destacando-se a resistência à compressão média e

potencial, ou seja, o maior valor entre as amostras. Os resultados referentes a cada amostra podem ser verificados no Apêndice D.

Tabela 37 – Valores obtidos de resistência à compressão

Traço	Idade (dias)	Resistência potencial (MPa)	Resistência média (MPa)	Desvio padrão	Traço	Idade (dias)	Resistência potencial (MPa)	Resistência média (MPa)	Desvio padrão
T1	7	29,8	27,3	2,72	T3	56	41,7	33,8	10,77
T2	7	25,8	25,2	0,74	T4	56	58,3	53,7	7,43
T3	7	29,9	28,6	1,25	T1	84	29,7	26,6	3,56
T4	7	36,6	35,1	1,33	T2	84	37,1	35,2	1,86
T1	28	23,8	23,4	0,36	T3	84	41,1	39,4	2,52
T2	28	28,7	27,5	1,25	T4	84	63,9	62,7	1,43
T3	28	34,4	34	0,36	T1	140	34,9	32,6	2,30
T4	28	41,2	39,6	1,44	T2	140	40,4	39,4	1,11
T1	56	34,1	32,5	2,57	T3	140	53	49,8	4,92
T2	56	35,3	30,7	4,71	T4	140	67,8	65,4	2,50

A Figura 36 apresenta de modo gráfico os valores médios obtidos de resistência à compressão.

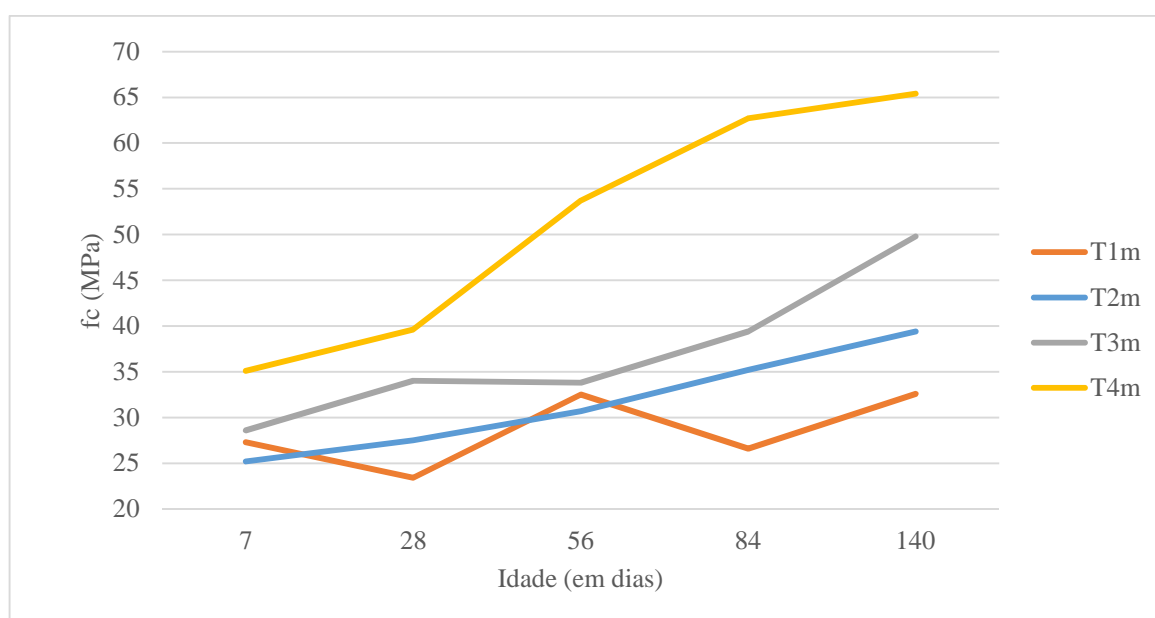


Figura 36 – Valores médios obtidos de resistência à compressão

Conforme apresentado pela Figura 36, não houve um comportamento padrão verificado entre os distintos traços. O traço 1 apresentou oscilação dos valores de resistência à compressão, com quedas nos valores aos 28 e aos 84 dias. Entre as verificações ocorridas aos 56 e 84 dias houve redução de 18,2%, com elevação aos 140 dias, idade final de verificação.

Os pontos discrepantes deste traço podem ser resultado de alguma falha na realização do ensaio, regularização da amostra (superfície linear), ou ainda, ocorrências de vazios no interior dos corpos de prova. O traço 2 apresentou evolução constante de resistência à compressão, com o valor final 56,3% superior a verificação aos 7 dias. O traço 3 apresentou aumento de 18,9% entre os 7 e 28 dias, apresentando, aos 56 dias, uma pequena redução, e na sequência com acréscimos no valor desta grandeza. O traço 4 apresentou-se com a resistência à compressão sempre em ascendência, tendo apresentado o maior valor em todas as idades de análise. Avalia-se que todas as composições de concreto apresentaram comportamento inicial e final em concordância com o estipulado em norma, variando linearmente com o consumo de cimento e inversamente com a relação água/cimento dos traços. Percebe-se uma maior evolução da resistência nos traços 3 e 4, sendo estes os recomendados para uso em áreas de maior agressividade ambiental.

A Tabela 38 ilustra a síntese da variação dos valores de resistência à compressão, considerando como valor unitário o obtido aos 28 dias, como proposto por Hassoun e Al-Manaseer (2015).

Tabela 38 – Evolução dos valores de resistência à compressão - Valores médios

Traço	7 dias	28 dias	56 dias	84 dias	140 dias
1	1,17	1,00	1,39	1,14	1,39
2	0,92	1,00	1,12	1,28	1,43
3	0,84	1,00	0,99	1,16	1,46
4	0,89	1,00	1,36	1,58	1,65

Conforme apontado pela Tabela 38, ao comparar o valor obtido aos 28 dias com os demais, para as resistências médias, o traço 1 apresentou maior resistência inicialmente. O traço 2 apresentou progressão em cada uma das verificações, sendo que, aos 140 dias, expôs aumento de 1,43 vezes o valor obtido aos 28 dias. O traço 3 teve comportamento semelhante, todavia, entre as verificações aos 28 e 56 dias houve decréscimo de 1%. O traço 4, por fim, apontou crescimento mais acentuado, chegando a apontar resistência 65% superior aos 140 dias. Salienta-se, no entanto, que essa progressão é somente alusiva a estas composições, variando quando do uso de diferentes tipos de cimento, agregados ou distintas proporções entre estes materiais.

Dando sequência à exposição dos resultados, a Figura 37 apresenta os valores potenciais obtidos em cada traço para as idades de análise.

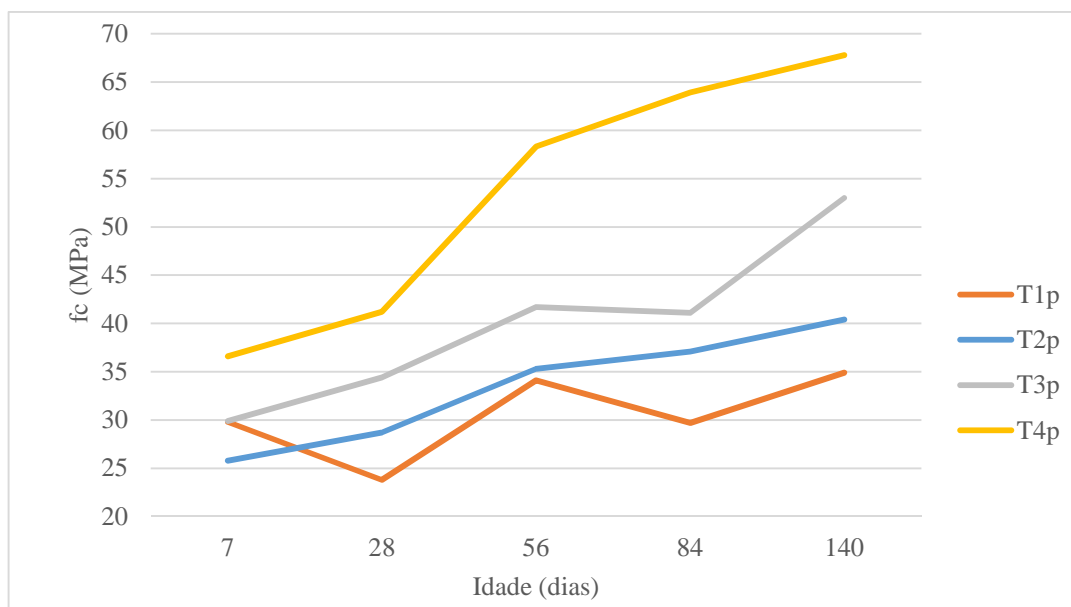


Figura 37 – Valores potenciais obtidos de resistência à compressão

Avaliando os valores potenciais de resistência à compressão denota-se que, no traço 1, houve o mesmo comportamento verificado para os valores médios, com decréscimo aos 28 e 84 dias. Os valores obtidos aos 56 e aos 140 dias, no entanto, apresentaram crescimento acentuado em relação aos períodos anteriores. O traço 2 expôs valor inicial de resistência potencial inferior ao traço 1, apresentando valores superiores nas demais idades, sempre em progressão. O traço 3 apresentou todos os valores potenciais superiores aos traços 1 e 2, chegando a exibir decréscimo entre os 56 e 84 dias. O traço 4, por fim, apresentou crescimento aos 28 dias de 12,6% em relação aos 7 dias. Após, os valores apresentaram crescimento mais suave, finalizando com o valor de 67,8 MPa. Novamente verificou-se que os traços se encontraram de acordo com o preconizado pela ABNT NBR 6118:2014, tendo sua resistência evoluindo entre os traços, analisando-se a idade de 140 dias. Aos 7 dias verificou-se pequena inversão na posição dos traços 2 e 3, porém, de valores muito próximos. Na sequência, se expõe síntese da evolução dos valores de resistência à compressão potencial na Tabela 39.

Tabela 39 – Síntese dos valores potenciais de resistência à compressão

Traço	7 dias	28 dias	56 dias	84 dias	140 dias
1	1,25	1,00	1,43	1,25	1,47
2	0,90	1,00	1,23	1,29	1,41
3	0,87	1,00	1,21	1,19	1,54
4	0,89	1,00	1,42	1,55	1,65

A Tabela 39 aponta que os traços 2, 3 e 4 apresentaram crescimento gradual entre cada uma das verificações, sendo os maiores valores obtidos na maior idade, com

crescimento de 1,41, 1,54 e 1,65, respectivamente, em relação aos resultados obtidos aos 28 dias. O traço 1 apresentou discrepância, com valor superior aos 7 dias em relação aos 28 dias, seguido de acréscimo aos 56 dias e decréscimo aos 84 dias, finalizando com valor 1,47 superior a verificação de 28 dias. Conforme citado, podem ser atribuídas a estas amostras falhas no experimento, podendo ser advindas da falta de linearidade dos corpos de prova, da existência de vazios em seu interior, teor de umidade no momento do ensaio, entre outros. Destaca-se ainda, que as discrepâncias no traço 1 não prejudicam a análise comparativa entre os traços, dado que em termos de comportamento global, verificou-se a progressão da resistência à compressão.

4.2.2 Índices físicos

4.2.2.1 Absorção de água, índice de vazios e massa específica

Os valores médios obtidos das três amostras para os índices físicos de absorção de água, índice de vazios e massa específica das composições avaliadas são apresentados na sequência. A Figura 38 é alusiva aos resultados de absorção de água para os distintos traços.

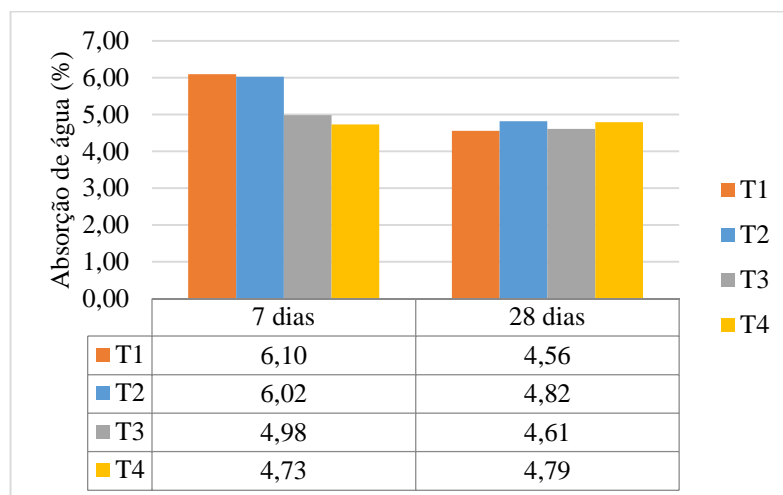


Figura 38 – Resultados obtidos de absorção de água (valores médios)

Conforme verifica-se, no ensaio realizado aos 7 dias, os traços apresentaram uma relação linear decrescente com os valores de consumo de cimento, apresentando para maiores consumos, menores valor de absorção de água. O traço 4, de maior resistência à compressão, apresentou o menor valor de absorção de água. Analisando-se os traços 1 e 4, verifica-se que houve redução na absorção de água no teor de 22%. Comparando o traço 1 em relação aos traços 2 e 3, esta redução foi de 1,3% e 18,4%, respectivamente. Já na verificação realizada aos 28 dias, percebeu-se que a linearidade não se manteve. Os valores não seguiram uma tendência ou padronização, sendo que o maior valor de absorção de água foi percebido

no Traço 2. Destaca-se que os valores se mantiveram muito próximos, com desvio padrão de 0,13. Propõem-se através da Figura 39 relação entre as verificações de resistência à compressão e absorção de água total realizadas nas mesmas idades.

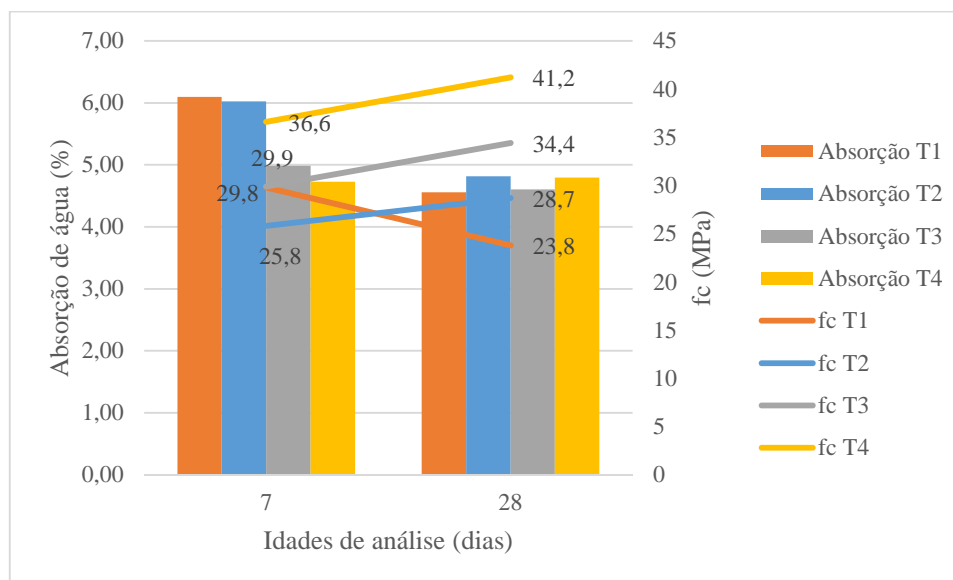


Figura 39 - Valores de absorção de água e resistência mecânica à compressão

Espera-se destas duas variáveis uma relação inversamente proporcional, dado que a absorção de água é possibilitada pela existência de vazios em um elemento de concreto, os quais podem reduzir a resistência à compressão. Todavia, esta relação foi somente percebida para os traços 2 e 3. Nestas composições, verificou-se concomitantemente a evolução da resistência à compressão ao longo do tempo e a redução da absorção total de água. As amostras do traço 1 apresentaram redução na absorção de água, porém, reduziram também sua resistência à compressão. Já as amostras do traço 4 apresentaram evolução na resistência à compressão, porém, com pequeno decréscimo na absorção total de água.

Siddique (2013), ao avaliar estas propriedades em concretos com a incorporação de cinza pesada de carvão e em concreto referência, com o uso de agregados convencionais, percebeu que os concretos com e sem adições apresentaram evolução na resistência à compressão, avaliada dos 7 aos 365 dias, apontando pequena redução na absorção total de água.

Dando continuidade a exposição das características dos concretos, a Figura 40 ilustra os valores do índice de vazios obtidos nas diferentes composições.

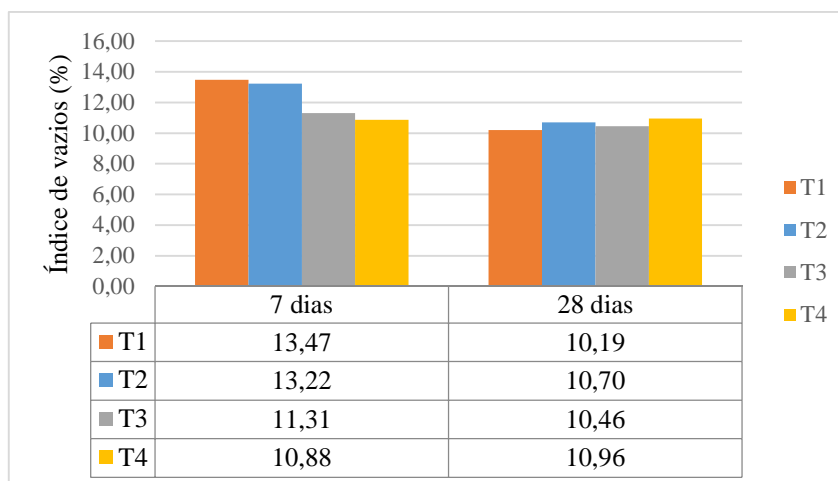


Figura 40 – Resultados obtidos de índice de vazios

O mesmo comportamento verificado na análise de absorção de água se observou para o índice de vazios. Inicialmente, na verificação ocorrida em idade de cura de 7 dias as amostras apresentaram uma linearidade, reduzindo a presença de vazios à medida que cresceu a resistência à compressão dos traços. Avaliando os traços da classe de agressividade 1 e 4, verifica-se uma redução de 22% no índice de vazios. Aos 28 dias a aleatoriedade dos resultados se manteve, porém, verificou-se que o traço que apresentou maior índice de vazios foi o Traço 4. Não houve diferenças significativas entre os traços, com desvio padrão de 0,33, sendo que as diferenças observadas podem ser atribuídas a variabilidade dos corpos de prova. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), concretos com maior resistência à compressão apresentam valores menores de índice de vazios, sendo a presença de vazios uma desvantagem para o ganho de resistência e o suporte de carga dos concretos. Assim, aponta-se a tendência de que com o avançar da idade, as grandezas deveriam ser verificadas como inversamente proporcionais. A Figura 41 tem o objetivo de apresentar o índice de vazios dos traços e suas referentes resistências à compressão.

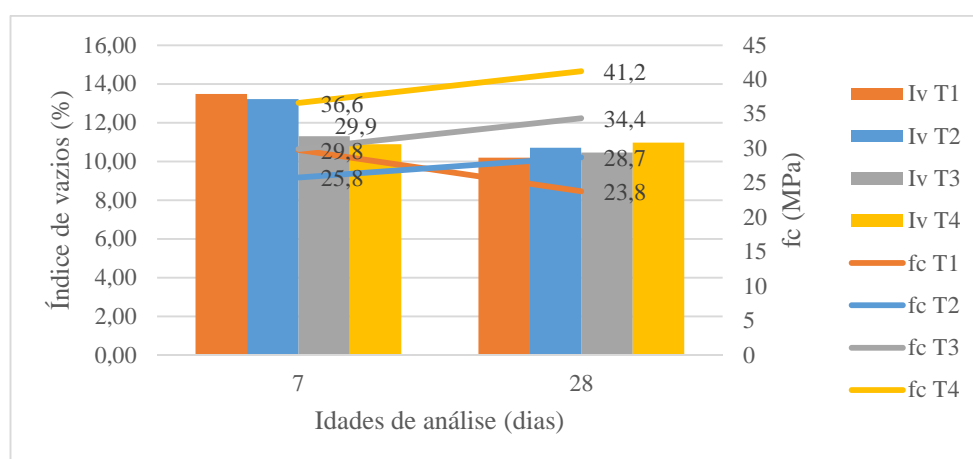


Figura 41 - Relação entre o índice de vazios e a resistência mecânica à compressão

A Figura 41 aponta que este comportamento esperado só ocorreu nas amostras dos traços T2 e T3, com crescimento na resistência à compressão e redução no índice de vazios concomitantemente. Segundo Mehta e Monteiro (2014) a redução dos vazios ocorre pela formação dos produtos de hidratação do cimento, que ao mesmo tempo ampliam a resistência mecânica dos traços.

Mohammed et al (2012) expõem a existência de processos específicos que visam a redução dos vazios no concreto, voltados para o aumento da resistência mecânica à compressão, dada a relação entre as propriedades. Inúmeros estudos já desenvolvidos denotam esta relação entre o índice de vazios do concreto e sua resistência à compressão, como o de Shinde e Valunkjar (2015) que, ao desenvolverem concretos permeáveis – e portanto com elevado índice de vazios - perceberam a redução da resistência à compressão; e o de Campos, Mazini e Neto (2012), que, ao incorporarem agregado de maior índice de vazios causaram este acréscimo nos vazios totais do concreto e reduziram linearmente a resistência à compressão das composições.

Este comportamento esperado, todavia, não foi verificado nos Traços 1 e 4, pois o traço 1 apresentou redução da resistência à compressão e o traço 4, por sua vez, que embora tenha apresentado a evolução esperada na resistência à compressão, apontou acréscimo no índice de vazios, ainda que ínfimo, de 10,88 para 10,96%.

Inicia-se através da Figura 42 a apresentação dos resultados obtidos em relação à massa específica real das amostras.

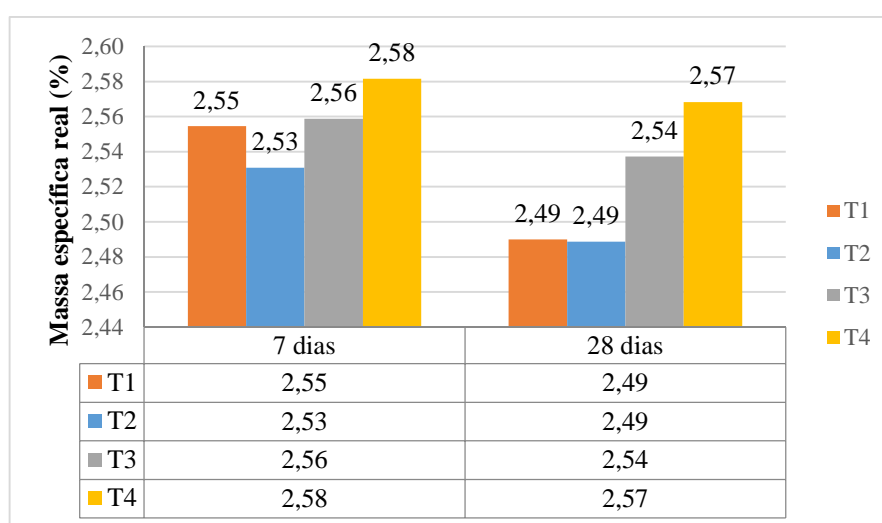


Figura 42 – Resultados obtidos de massa específica real

Os resultados obtidos de massa específica real expostos na Figura 42 apontam para uma tendência linear entre os traços, sendo maior a massa específica conforme se

aumenta à resistência à compressão dos traços, para a mesma idade de cura dos exemplares. A exceção a este comportamento, apontado tanto aos 7 quanto aos 28 dias, é o Traço 2. Ainda, destaca-se que não há diferenças expressivas, tendo os quatro traços apresentado um desvio padrão de 0,021 aos 7 dias e 0,039 aos 28 dias. Conforme já citado, a existência de vazios no concreto acarreta na diminuição de sua resistência à compressão. De modo análogo, quanto maior for a presença de vazios menor será a massa específica dos concretos. Assim, pode-se relacionar a massa específica com a resistência à compressão, corroborando com os dados obtidos aos 7 dias.

Para sintetizar as variáveis apresentadas, a Figura 43 expõe o comportamento dos traços em suas verificações e a relação entre estas.

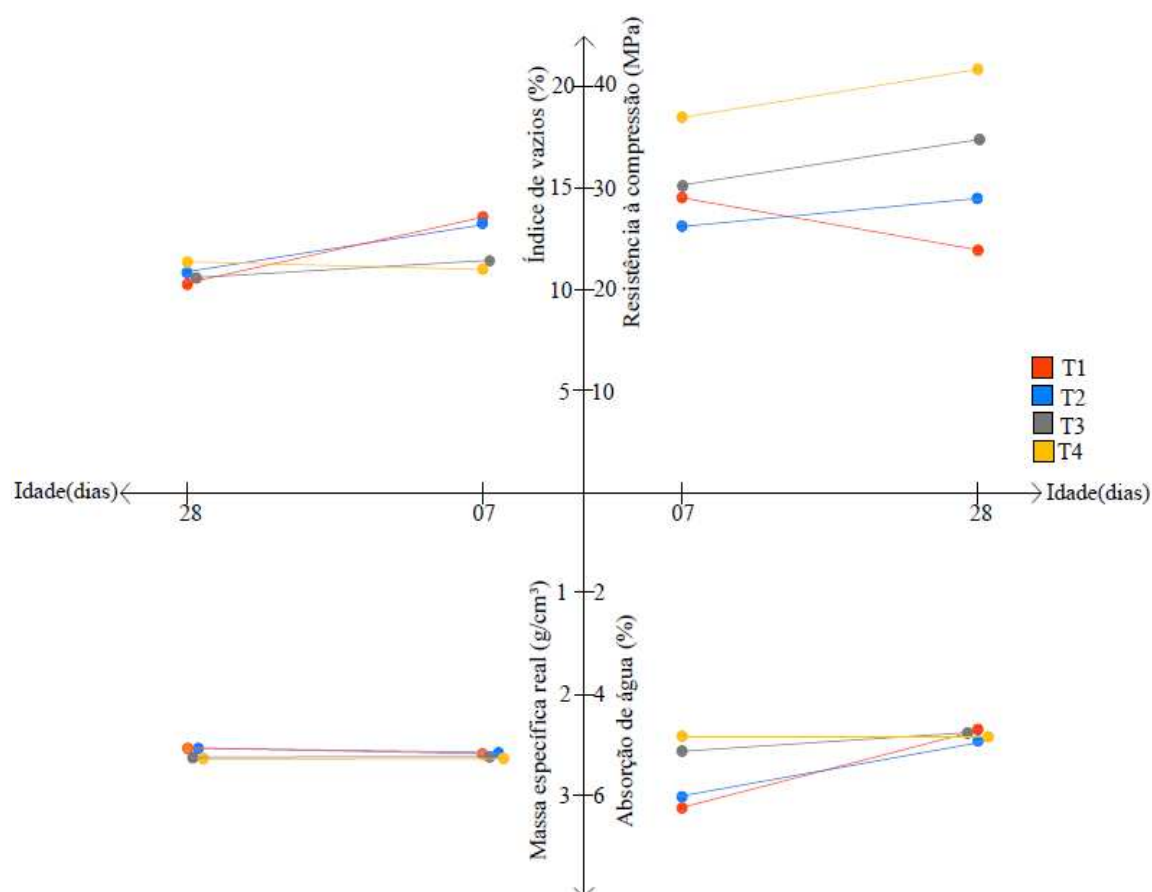


Figura 43 - Relação entre as variáveis estudadas

Como apresentado na Figura 43 os valores de massa específica real foram muito semelhantes para as diferentes composições e nas duas idades de análise. De modo geral, os valores de absorção de água diminuíram dos 7 aos 28 dias. Neste período, verificou-se o aumento da resistência à compressão para os traços 2, 3 e 4. O índice de vazios reduziu

até valores muito próximos para todas as composições. Verifica-se assim, que a resistência à compressão dos traços variou de maneira inversamente proporcional ao índice de vazios e a absorção de água dos concretos, sem que fossem percebidas variações significativas na massa específica real.

4.2.2.2 Absorção de água por capilaridade

A absorção de água por capilaridade foi verificada nas idades de 28 e 84 dias. Como decorrência do ensaio, foram descobertos os valores de taxa de absorção, resistência capilar, absorção total de água, permeabilidade total e permeabilidade efetiva, apresentados na Tabela 40. De maneira gráfica, as taxas de absorção e saturação das amostras podem ser verificadas na Figura 44 para a análise aos 28 dias. O Apêndice B apresenta os valores individuais de cada amostra avaliada.

Tabela 40 – Valores obtidos no ensaio de capilaridade

Variáveis	28 dias				84 dias			
	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4
R(h/m ²)	206,61	161,78	211,34	232,99	275,25	164,41	151,66	103,53
S(g/cm ² .√h)	0,080	0,091	0,091	0,078	0,069	0,072	0,069	0,056
S(mm/√h)	0,797	0,912	0,911	0,788	0,691	0,723	0,697	0,567
P total (g/cm ²)	1,273	1,293	1,258	1,183	1,362	5,008	1,020	0,963
P efetiva (g/cm ²)	1,127	1,186	1,166	1,072	0,748	0,772	0,776	0,564

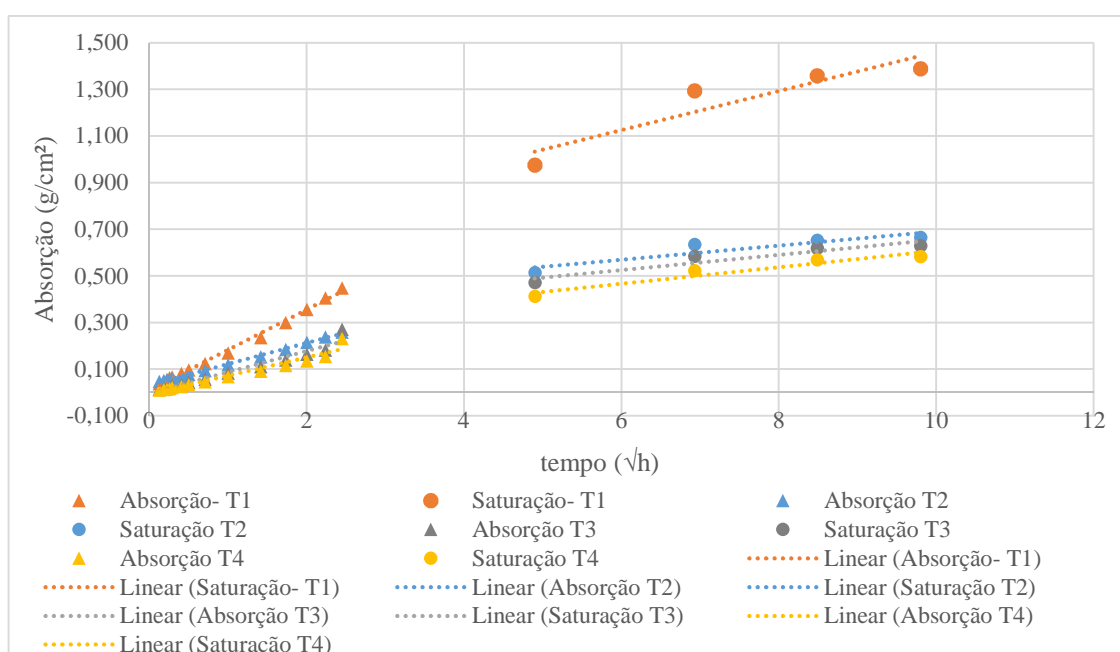


Figura 44 – Valores de absorção por capilaridade- verificação aos 28 dias

De acordo com o apontado na Figura 44, observa-se uma uniformidade nos valores obtidos para amostras dos distintos traços. Percebe-se que a inclinação das retas de absorção e saturação foram maiores para os traços 1 e 2, sendo seguidos pelos traços 3 e 4. Esta análise comparativa aponta que os traços de menor resistência à compressão apresentaram maior absorção de água por capilaridade, tanto na fase de absorção como na fase de saturação. Este comportamento se assemelha ao percebido no ensaio de absorção total de água na verificação realizada aos 7 dias. Os coeficientes de determinação das curvas de absorção e saturação situaram-se entre 0,84 e 1,00 para o ensaio realizado aos 28 dias, indicando uma pertinência das verificações à equação obtida. A Figura 45 apresenta os resultados obtidos aos 84 dias.

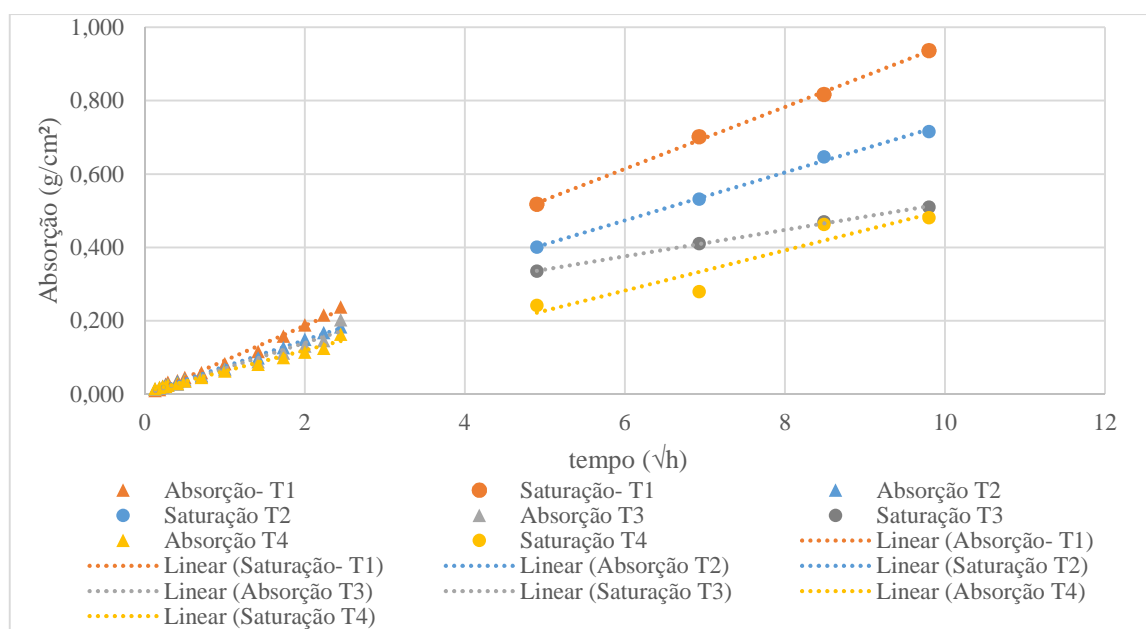


Figura 45 – Valores de absorção por capilaridade- verificação aos 84 dias

A análise de absorção de água por capilaridade ocorrida aos 84 dias de cura apresentou comportamento semelhante ao obtido aos 28 dias. Porém, denota-se uma maior diferenciação nas curvas que indicam a saturação dos quatro traços. Manteve-se a linearidade entre as famílias. O comportamento verificado aos 28 dias foi novamente percebido aos 84 dias, sendo que os coeficientes de determinação se encontram entre 0,88 e 1,00, indicando pertinência nas verificações da absorção de água capilar. Do mesmo modo, este comportamento é semelhante ao obtido para absorção total de água na idade de 7 dias.

Considerando-se que os traços de concreto descritos e utilizados neste trabalho foram especificados pela ABNT NBR 6118:2014, de modo que se possa atingir a vida útil das estruturas de concreto, cabe destacar que os resultados obtidos de porosidade são indicativos

com tal proposta, pois as misturas especificadas para zonas mais agressivas apresentaram os menores valores de absorção capilar, embora não haja, nas normativas brasileiras, especificação por desempenho, isto é, através das propriedades de absorção capilar ou permeabilidade. Wang e Ueda (2011) citam que a absorção de água pelos poros capilares pode ser relacionada com uma maior propensão ao ataque de agentes externos.

Os dados obtidos de absorção de água por capilaridade foram analisados comparativamente em relação aos valores obtidos de absorção de água total, aos 28 dias de cura, comum a ambos ensaios, e estão apresentados na Tabela 42.

Tabela 41 - Valores obtidos de absorção efetiva por capilaridade absorção total

Traços	Absorção de água aos 28 dias	
	Absorção efetiva por capilaridade ($\text{g}/\text{cm}^2 \cdot \sqrt{t}$)	Absorção Total (%)
T1	0,080	4,56
T2	0,091	4,82
T3	0,091	4,61
T4	0,079	4,69

Conforme percebe-se aos 28 dias de cura, os valores de absorção efetiva por capilaridade foram variáveis entre os traços, e assim como os valores de absorção total não apresentaram uma tendência em seu comportamento, variando de modo aleatório. Os maiores valores de absorção por capilaridade foram verificados nos Traços 2 e 3, enquanto os de absorção total foram identificados nos traços 2 e 4. Ambos comportamentos destoam do esperado, de redução das taxas de absorção com os traços de maior resistência à compressão.

Cabe destacar que a diferenciação entre os valores das duas variáveis é relevante dado que a absorção total é alusiva ao elemento ou corpo de prova como um todo, sendo mais sensível ao seu processo de moldagem e a influência dos vazios, independentemente de sua distribuição, considerando a área total da amostra. Já o ensaio de absorção capilar considera o alinhamento dos poros, de influência na entrada de agentes agressores no concreto.

Dadas as relações já apresentadas entre os vazios e seu impacto no comportamento mecânico do concreto, e entendendo-se os poros capilares como vazios, a Figura 46 apresenta análise comparativa entre a resistência à compressão e a absorção de água por capilaridade.

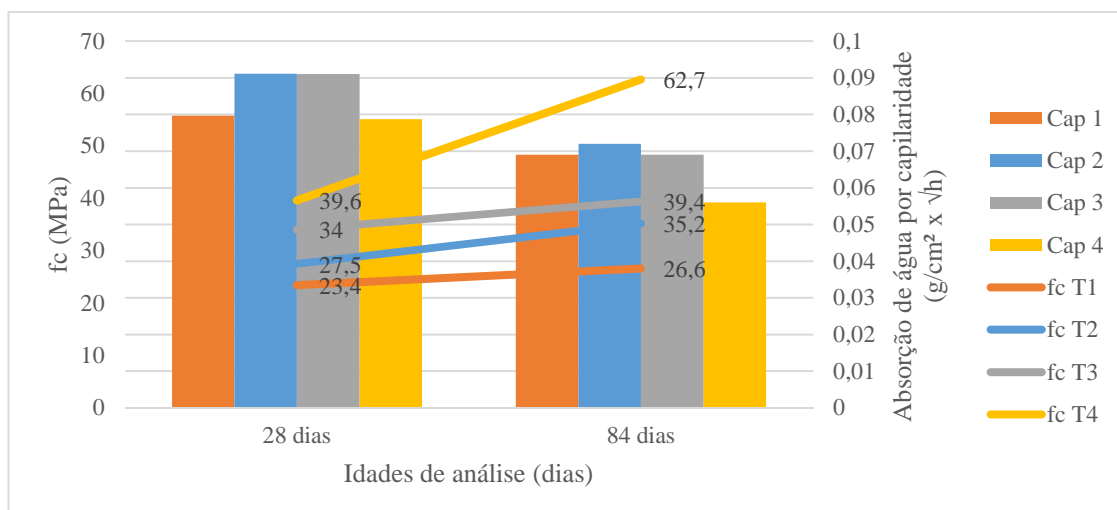


Figura 46 - Valores de absorção de água por capilaridade e resistência mecânica à compressão

Ao verificar os valores obtidos de resistência à compressão e de absorção de água por capilaridade, tem-se que, na idade de 84 dias, todos os traços apontaram resistência à compressão crescente entre as distintas composições de concreto, ascendente do traço 1 para o traço 4. De modo análogo, os valores de absorção de água por capilaridade foram inferiores do traço 4 para o traço 1, apontando para uma proporção inversa entre estas propriedades.

Zhang e Zong (2014) avaliaram comparativamente estas duas características do concreto no estado endurecido, verificando que houve uma relação entre a resistência à compressão e a absorção por capilaridade dos concretos, com relação obtida de 0,70. Bozkurt e Yaziciouglu (2010) avaliaram a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão e da absorção de água por capilaridade, verificando que, com o passar do tempo, em idades mais avançadas, as composições de concreto estudadas apresentaram concomitantemente a redução da absorção capilar e a melhora do comportamento mecânico dos traços, concordando com os dados obtidos neste estudo.

4.2.2.3 Porosimetria por intrusão de mercúrio

A Figura 47 apresenta os valores obtidos de volume de mercúrio acumulado nas amostras dos distintos traços.

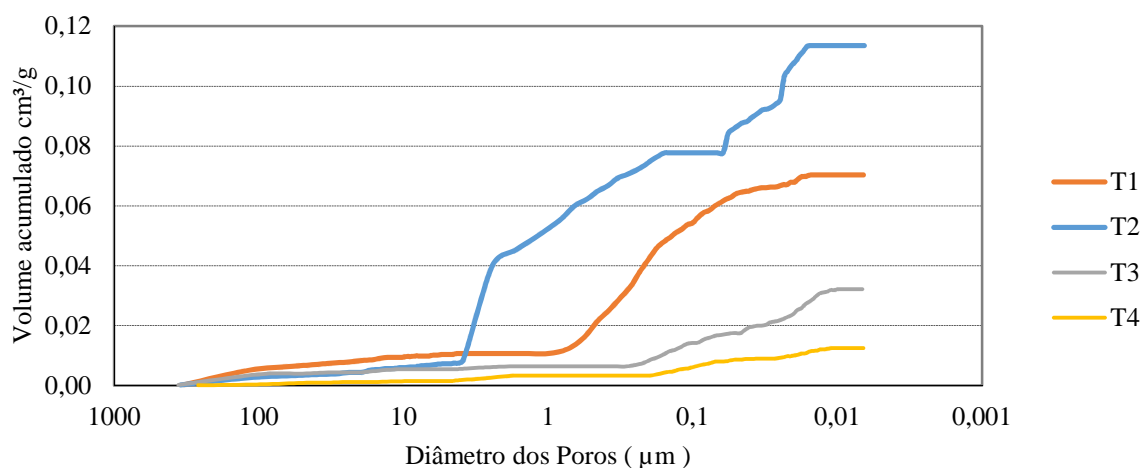


Figura 47- Valores obtidos de volume acumulado no ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio

Conforme aponta a Figura 47, o maior volume intrudido foi verificado no Traço 2. Os demais traços apontaram relação entre a resistência à compressão e a porosidade. O traço 4 apresentou a menor quantidade de poros. Analisando as composições que obtiveram o maior e o menor volume acumulado (T2 e T4, respectivamente), o volume de mercúrio no traço 4 foi 11% inferior. Dada a relação apresentada por Mehta e Monteiro (2014) no item 2.7.1.2, esperava-se na realização deste experimento que a maior quantidade de mercúrio intrudido ocorresse no traço 1, de menor resistência à compressão. A Figura 48 apresenta a distribuição dos volumes em relação ao diâmetro dos poros.

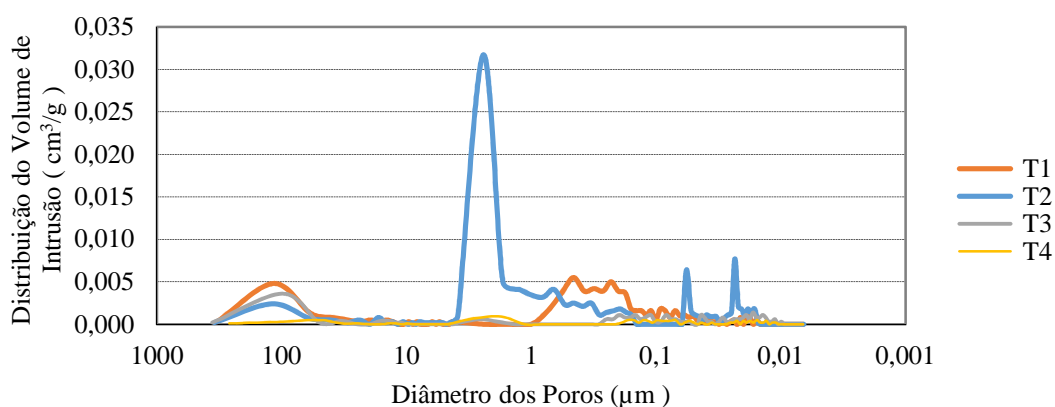


Figura 48 - Distribuição dos volumes de intrusão

Segundo a Figura 48, a distribuição do volume de mercúrio intrudido ocorreu nos poros menores que 0,1 μm . O traço 2 apresentou um pico de intrusão nos poros de tamanho 1 a 10 μm , destoando das demais amostras. Este ponto de grande penetração de mercúrio pode ter conduzido a amostra 2 a mostrar-se diferente dos demais traços, tanto na distribuição dos poros quanto na porosidade total apresentada na Figura 47.

Ainda sobre a relação proposta por Metha e Monteiro (2014), afirma-se que os resultados obtidos nos traços 1, 3 e 4 vão ao encontro de tal modelo, sendo que a porosidade variou de modo inversamente proporcional à resistência à compressão das amostras. Andrade e Tutikian (2011) destacam que a porosidade total apresenta menor relação com a resistência mecânica se comparado com a influência exercida pela distribuição dos tamanhos dos poros, citando ainda que tal distribuição varia em função da relação água/cimento e o grau de hidratação da pasta.

Utilizando-se a classificação proposta por Helene (1993), também apresentada no item 2.7.1.2, verificou-se a quantidade de volume intrudido nos poros de diâmetros entre 10^{-7} e 10^{-3} m, sendo estes os poros no qual, segundo o autor, ocorre a absorção de água por capilaridade. Comparou-se então os dados de absorção capilar com o volume de mercúrio, conforme mostram as Figura 49 e Tabela 42. Destaca-se que, para fins de comparação, adotou-se as medidas de capilaridade da análise realizada aos 84 dias, mesma idade de verificação da porosidade por intrusão de mercúrio.

Tabela 42 - Valores obtidos de absorção de água por capilaridade e volume de mercúrio acumulado

Variável analisada	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4
Absorção de água por capilaridade ($\text{g}/\text{cm}^2 \cdot \sqrt{\text{h}}$)	0,069	0,072	0,069	0,056
Volume de mercúrio acumulado (cm^3/g) nos poros entre 10^{-7} e 10^{-3} m	0,054	0,078	0,014	0,006

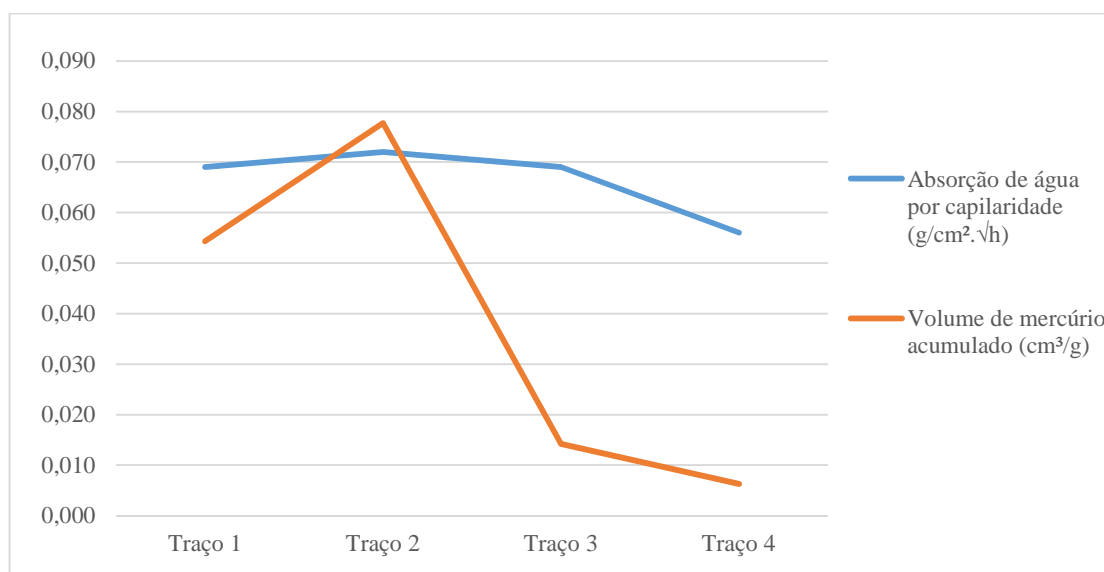


Figura 49 - Valores obtidos de absorção de água por capilaridade e volume de mercúrio acumulado

Conforme pode ser observado, os traços T3 e T4 apresentaram os menores valores de absorção de água por capilaridade, sendo também as amostras em que se verificou

a menor quantidade de mercúrio intrudido nos poros entre 10^{-7} e 10^{-3} m. Assim, nestas duas amostras houve a percepção dos volumes de poros alusivos a ocorrência da absorção capilar e a linearidade das duas variáveis analisadas. Conforme já citado, a amostra do traço 2 apontou comportamento distinto dos demais, com intrusão superior de mercúrio, porém, tendo valores semelhantes aos demais no que tange a quantidade de poros caracterizados como de ocorrência de absorção capilar. O traço 1 apresentou comportamento semelhante entre as variáveis, com valores próximos de absorção de água por capilaridade e volume acumulado de mercúrio.

4.2.2.4 Resistividade elétrica

A apuração da resistividade elétrica dos concretos foi realizada nas idades de 28, 84 e 140 dias. Foram ensaiadas três amostras de cada traço, sendo apresentados na Figura 50 os valores médios obtidos.

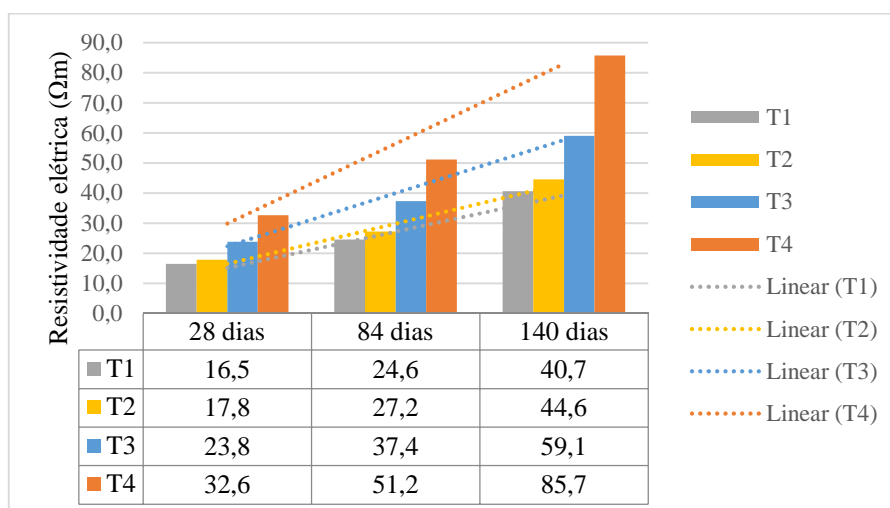


Figura 50 – Valores obtidos de resistividade elétrica

Conforme verificado, o mesmo comportamento apontado entre os traços aos 28 dias foi mantido nas averiguações aos 84 e 140 dias. Dos 28 aos 84 dias, se percebeu um acréscimo médio de 54% na resistividade elétrica. A variação mostrou-se linear em todos os traços. O valor médio de elevação da resistividade entre os 84 e os 140 dias foi de 64%, mostrando que nesta idade ainda não havia uma tendência a estabilização desta variável. Considerando que a resistividade elétrica depende do teor de umidade nas amostras, da hidratação do cimento, dos vazios, entre outros, variáveis que também impactam na resistência à compressão dos concretos, a Figura 51 apresenta os valores obtidos por estas duas variáveis ao longo do tempo.

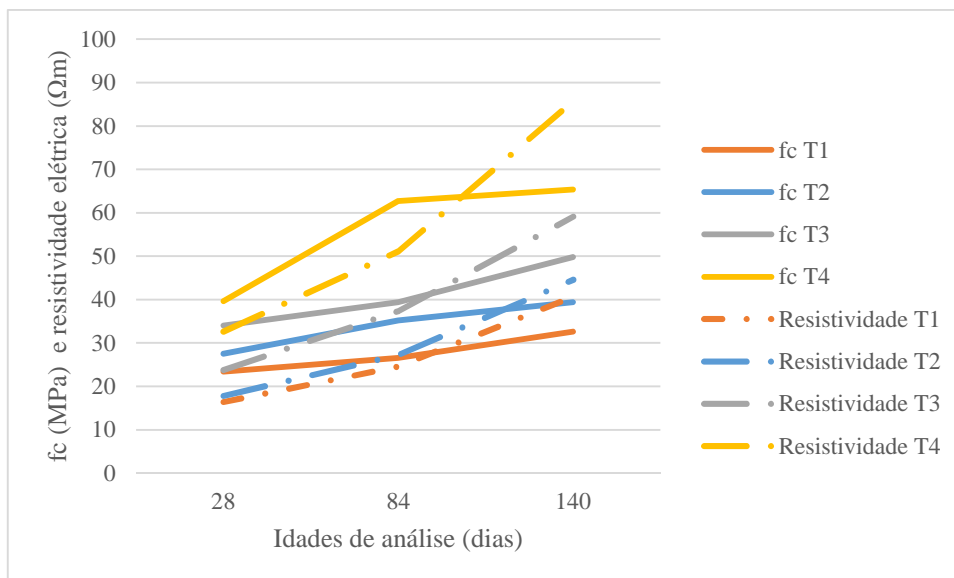


Figura 51 - Valores de resistência à compressão e resistividade elétrica

Ao analisar comparativamente os valores obtidos, cabe destacar que o comportamento esperado por bibliografia (SILVA, FERREIRA e FIGUEIRAS, 2012), o qual afirma que maiores valores de resistência à compressão são relacionados com maior resistividade elétrica, foi verificado em todas as amostras. Nas três idades abrangidas na análise, os valores de resistividade foram superiores nas amostras de maior resistência à compressão característica. Os valores obtidos em cada um dos exemplares podem ser verificados através do Apêndice C. De modo a analisar a progressão dos valores de resistividade elétrica e resistência à compressão, apresenta-se a Figura 52.

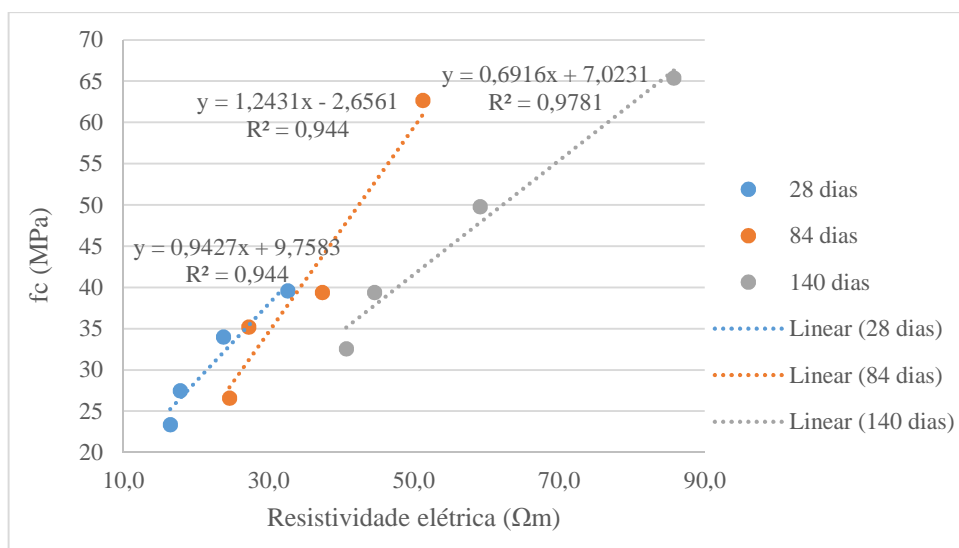


Figura 52 - Valores obtidos de resistividade elétrica e resistência à compressão

Conforme Figura 52, observa-se que os valores tiveram progressão linear. As amostras apresentaram crescimento paralelo e proporcional da resistência à compressão e

resistividade elétrica. Foram traçadas linhas de tendência, as quais obtiveram coeficientes de determinação situados entre 0,94 e 0,98, apontando pertinência dos dados às equações propostas. Silva, Ferreira e Figueira (2012) propuseram diagrama analisando estas mesmas duas variáveis, obtendo coeficientes de determinação entre 0,79 e 0,93. Dada a relação existente entre estas variáveis para materiais cimentícios, Wei, Xiao e Li (2012) propuseram método em que se determina a resistência à compressão aos 28 dias pelos resultados de resistividade elétrica obtidos 24h após a moldagem de amostras de concreto, obtendo modelo com R^2 de 0,96. Denota-se a concordância entre o comportamento reconhecido dos materiais e os resultados obtidos neste programa experimental.

4.2.2.5 Microtomografia 3D

Com o processamento das amostras no ensaio de microtomografia 3D, foram geradas imagens sequenciais e uma volumetria dos corpos de prova, através da qual obteve-se como resultado o volume de vazios estimado para cada um dos traços. A Figura 53 indica a identificação dos volumes em um fragmento da amostra, apontando por diferentes cores o a magnitude do volume detectado. Através destas imagens e de identificações sequenciais obtém-se os volumes com o respectivo cálculo dos vazios existentes nos corpos de prova, conforme apresentam a Figura 54 e a Figura 55.

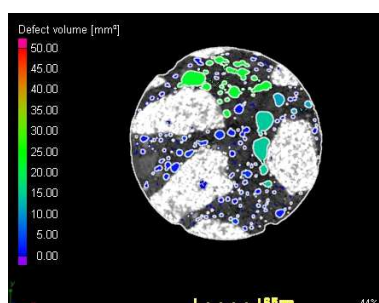
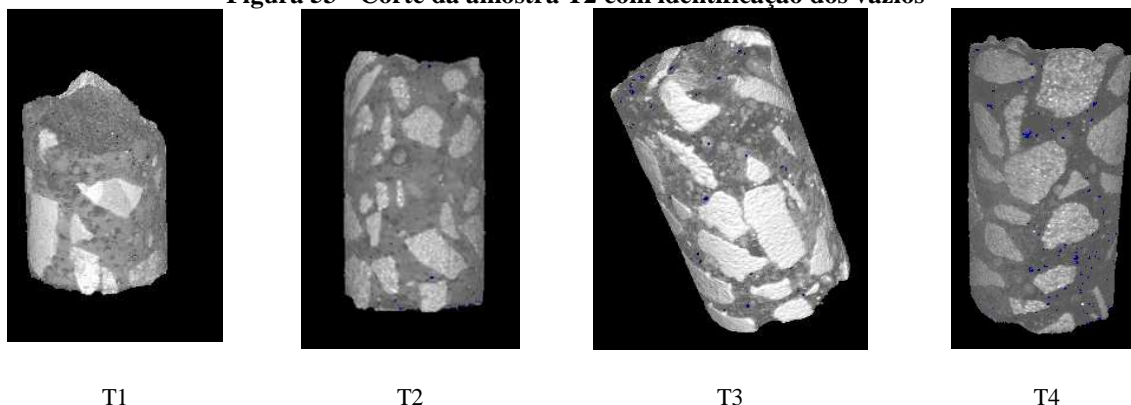


Figura 53 - Corte da amostra T2 com identificação dos vazios



T1

T2

T3

T4

Figura 54 - Volumetrias geradas

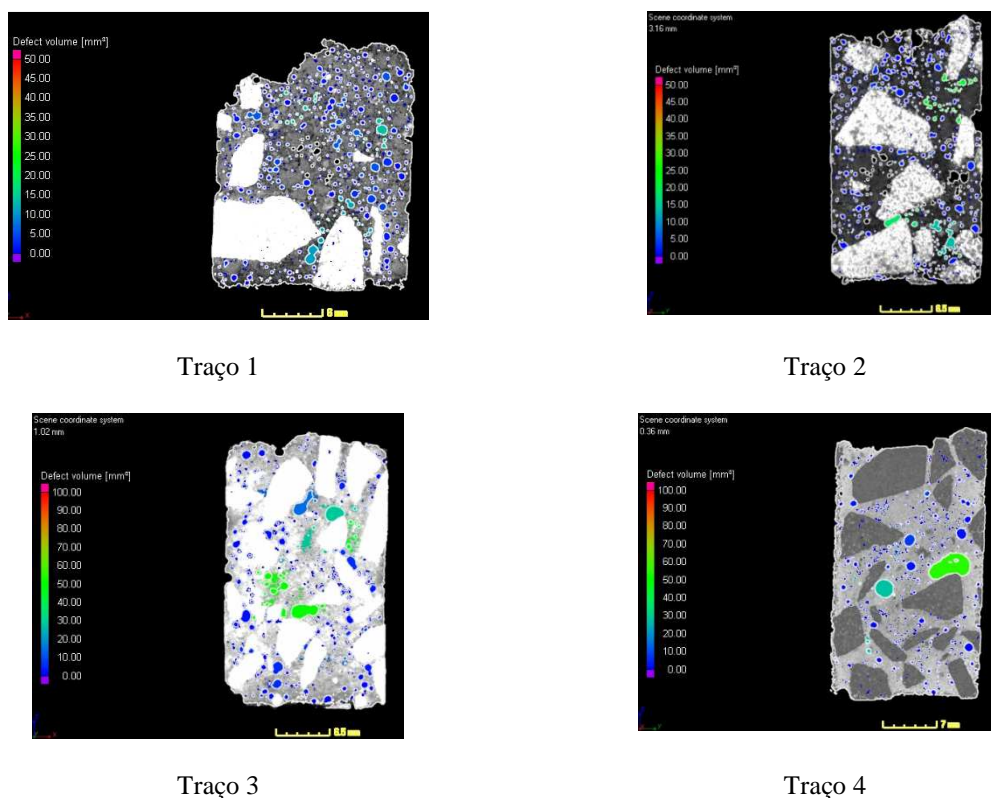


Figura 55 - Volumetrias obtidas no ensaio de microtomografia 3D

Destaca-se que durante a realização das análises percebeu-se uma dificuldade do sistema para identificação dos vazios nas bordas ou periferias das amostras, o que pode ter afetado os resultados obtidos. Considerando-se que se trata de uma ferramenta experimental, avaliou-se os resultados obtidos através da microtomografia 3D com aqueles obtidos pelo ensaio da ABNT NBR 9778:2009, cujos resultados são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 - Valores obtidos de percentual de vazios na volumetria

Método de análise	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4
Microtomógrafo 3D	12,39	10,78	9,62	8,98
Ensaio pela ABNT NBR 9778:2009	10,19	10,70	10,96	10,46

Percebe-se que houve viabilidade no uso do software empregado para determinação do índice de vazios, obtendo valores semelhantes ao determinado no ensaio regido pela ABNT NBR 9778:2009. A diferença entre os traços foi mais acentuada no ensaio de microtomografia 3D, variando de maneira proporcional a maiores consumos de cimento e menores valores de relação água/cimento, concordando de maneira inversamente proporcional à resistência mecânica dos traços. Os avanços na utilização de processamentos computadorizados de imagem têm permitido a identificação da distribuição de fibras, vazios, alinhamento dos poros, entre outros.

Especificamente em termos de volume de vazios, Temmyo e Obara (2010) recomendam a aplicação da microtomografia para distinguir materiais cuja massa específica possua diferença significativa, dado que este é procedimento empregado pelo programa para comparar a massa específica e obter a quantificação dos diferentes materiais, ou vazios. Os autores apresentam corte de amostra, onde percebe-se a mesma dificuldade obtida neste experimento, por vezes nas bordas da imagem, torna-se confusa a identificação de seus contornos e dos vazios presentes nas suas extremidades, Figura 56.

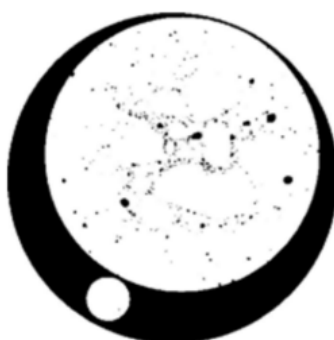


Figura 56 - Identificação dos vazios em amostra de concreto

4.2.2.6 Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

Os resultados obtidos nas três verificações de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, realizadas aos 28, 84 e 140 dias, são apresentados na Figura 57.

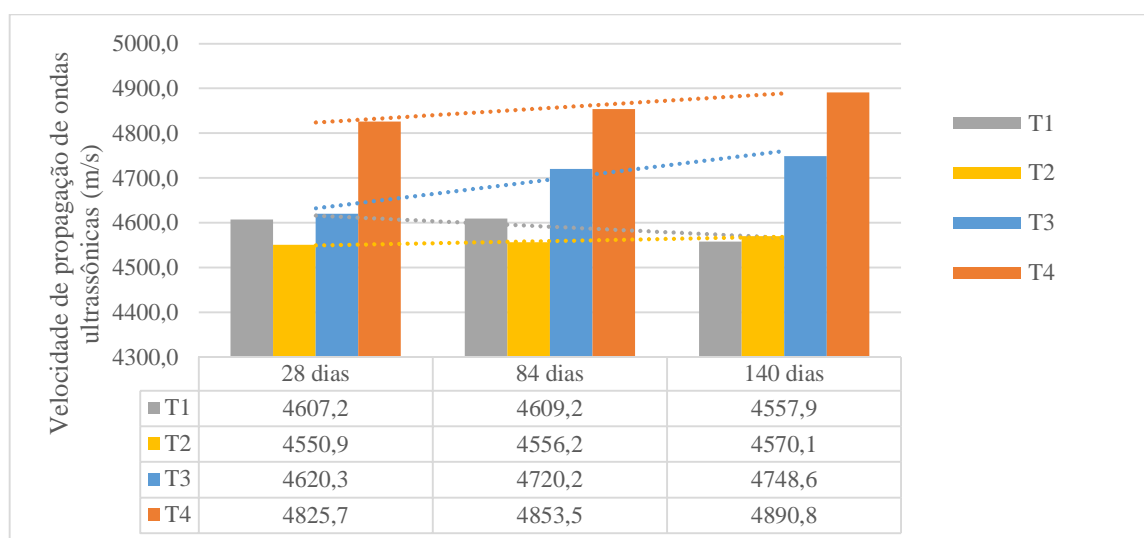


Figura 57 – Valores obtidos de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

Conforme observa-se na verificação realizada aos 28 dias não houve linearidade nos valores obtidos, tendo o traço II destoando dos valores obtidos pelos demais. O traço IV apresentou o maior valor de propagação de ondas, com valor 6% superior ao traço II. Na análise seguinte, conduzida aos 84 dias de cura, percebe-se que se manteve o

comportamento exposto aos 28 dias. Com exceção do traço II, tem-se uma linearidade nos valores obtidos. A máxima velocidade continuou sendo percebida no traço IV, que supera o traço II em 7%. Por fim, na última verificação ocorrida aos 140 dias houve uma alteração na resposta apontada pelas amostras. Nesta, denota-se que o traço II aponta comportamento pertinente a tendência apresentada pelos demais traços. O traço I é o único que apresentou redução nos valores de resistência à propagação de ondas ultrassônicas comparando-se a verificação ocorrida aos 84 e aos 140 dias, sendo esta diminuição menor de 1%, e portanto, irrelevante. Ao avaliar-se a evolução deste parâmetro ao longo do tempo, destaca-se que entre a primeira e a segunda medição o maior crescimento ocorreu no traço II com valor de 2,16%. Entre a segunda e a terceira medição as alterações não foram significativas, sendo inferiores a 1%.

Destaca-se que tanto pela classificação proposta por Cánovas (1988), quanto pela apresentada pela IS 13311-92, todos os traços apresentam qualidade ótima de concreto, considerando-se que apresentaram valores de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas superiores a 4500m/s.

A Figura 58 apresenta a relação entre os valores de resistência à compressão e as respectivas velocidades de propagação de ondas ultrassônicas.

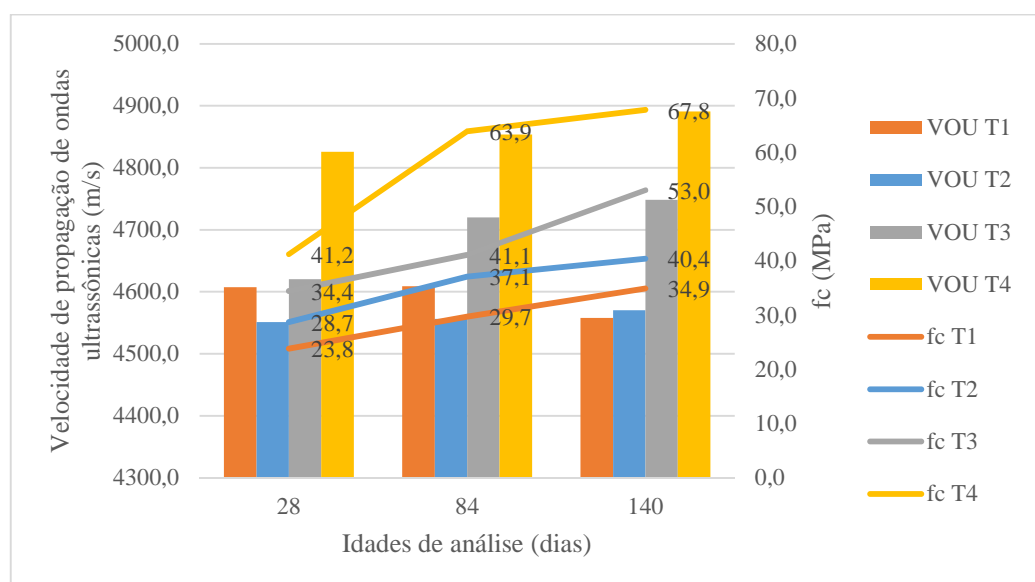


Figura 58 - Resistência à compressão e velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

Conforme apresentado na Figura 58, percebeu-se nas três idades, em todos os traços, a progressão dos valores de resistência à compressão. Este avanço também foi verificado na velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, com exceção da análise feita aos 140 dias no traço 2.

Bogas, Gomes e Gomes (2013) avaliaram composições de concreto com resistência à compressão de 30 a 80 MPa, com o objetivo de definir modelo relacionando a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas com esta variável. Foram obtidos modelos com coeficientes de correlação de até 0,96. Todavia, os autores destacam que os modelos devem ser criados e verificados com o mesmo tipo de cimento e de agregado. Demirboga, Turkmen e Kanakoç (2004) realizaram estudo específico para concretos contendo elevado percentual de pozolanas, com relação estabelecida com R^2 de 0,97.

Dado que os ensaios de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e resistividade elétrica foram realizados com a mesma idade, e ainda, que ambas as variáveis são afetadas pelos vazios presentes no concreto, pela sua massa específica e resistência à compressão, propôs-se na Figura 59, análise da progressão destas variáveis nos traços de estudo.

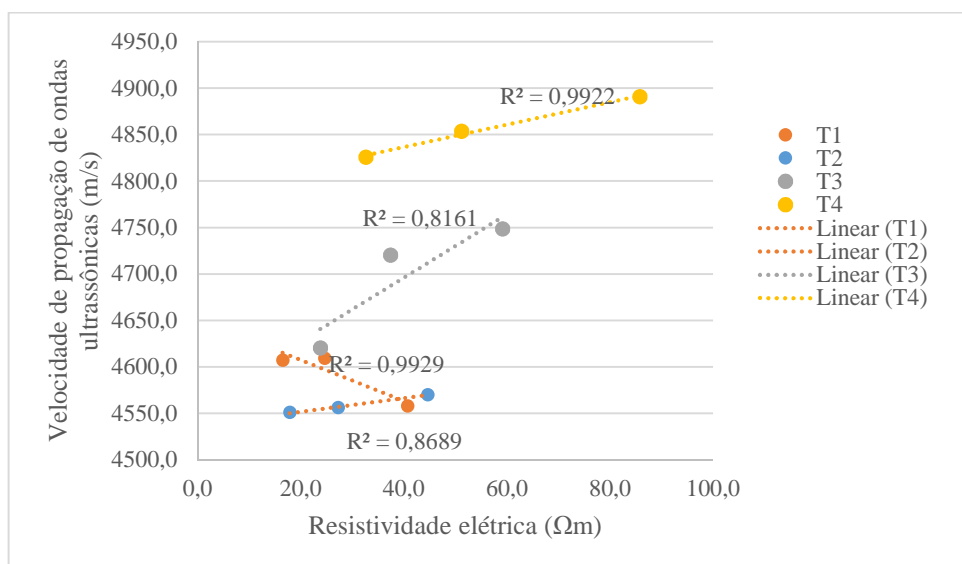


Figura 59 - Valores obtidos de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e resistividade elétrica

De acordo com a Figura 59, houve uma relação linear e crescente das duas variáveis nos Traços 2, 3 e 4. O traço 1 apresentou crescimento na resistividade elétrica, porém, com comportamento diferente dos demais, tendo reduzido a velocidade de propagação das ondas ultrassônicas na verificação aos 140 dias. Esta redução é pequena em relação aos valores obtidos, menor de 1%. A relação obtida entre as duas variáveis nas diferentes famílias de concreto apresentou coeficientes de correlação entre 0,816 e 0,993.

4.3 ENSAIOS ACELERADOS DE DETERIORAÇÃO

4.3.1 Carbonatação acelerada

Os resultados obtidos de frente de carbonatação estão apresentados na Tabela 44, sendo também expostos na Figura 60.

Tabela 44 - Valores obtidos de frente de carbonatação para os traços nas distintas classes de agressividade

Valores obtidos de frente de penetração de carbonatação (mm) nas verificações, ocorridas nas idades (dias)														Valor requerido nas CA (mm)
Traços	7	14	21	24	28	35	42	49	58	68	76	84	110	
1	2,1	4,15	5,93	6	6,07	6,29	8,96	10,96	12,8	14,9	14,31	14,38	14,88	7
2	2,85	2,71	4,37	4,7	5,66	6,06	6,25	8,04	11,15	13,74	14	14,7	14,76	6,3
3	2,75	2,8	3	3,12	3,34	3,5	4,31	4,51	8,94	14,5	14,78	14,9	16,13	5,5
4	0	0	0	0,5	0,75	1,1	1,74	2,58	3,26	3,28	3,3	3,5	3,5	3,9

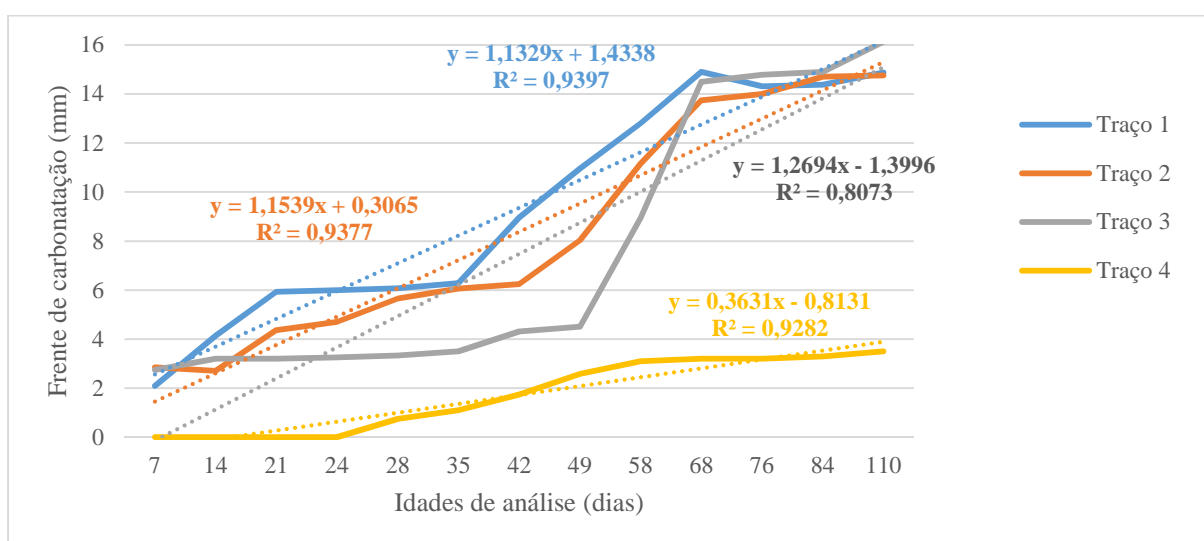


Figura 60 - Progressão das frentes de carbonatação nos traços

Conforme apresentado na Tabela 44, os valores de frente de carbonatação se mostraram com progressões variáveis para cada uma das composições do concreto. Os traços 1 e 2 apresentaram o alcance da frente estimada pelos modelos teóricos aos 42 e 49 dias, respectivamente. O traço 3 alcançou esta frente aos 58 dias. O traço 4, mesmo nas idades mais avançadas de análise, não apontou a frente estimada pelos modelos. Não houve amostras suficientes para que esta frente de carbonatação pudesse ser obtida, encerrando o ensaio aos 110 dias.

Ainda de acordo com a Figura 60, o traço 4 apresentou crescimento lento chegando a apresentar o mesmo valor de frente de carbonatação em duas verificações consecutivas, com valor máximo observado de 3,5mm, mostrando ser o limite neste caso. O

traço 3 apresentou crescimento baixo nas primeiras verificações, tendo acentuado a mudança de valores e a frente de carbonatação entre os 48 e 56 dias, com valor evoluindo de 4,51 a 8,94mm, incremento de 98%. Ainda, para este traço o valor máximo alcançado foi de 16,13mm. O traço 2 apresentou crescimento entre cada verificação, alcançando a frente prevista pelos modelos teóricos aos 49 dias. O traço 1 foi a única composição em que entre duas verificações consecutivas houve redução na frente de carbonatação. Destaca-se o valor máximo percebido neste traço de 14,88mm. Avaliando o comportamento das diferentes composições, acredita-se que próximo aos 14mm se atingiu um ponto de saturação de penetração do CO₂, e por isso, crê-se que as três primeiras amostras foram atingindo este valor ao longo das medições, e não ultrapassando.

Percebe-se que, ao avaliar a linearidade da progressão da frente de carbonatação, obtiveram-se valores de coeficientes de determinação entre 0,81 e 0,94.

A Figura 61 expõe a relação entre a resistência à compressão dos traços e a frente de carbonatação, para idades aproximadas de análise.

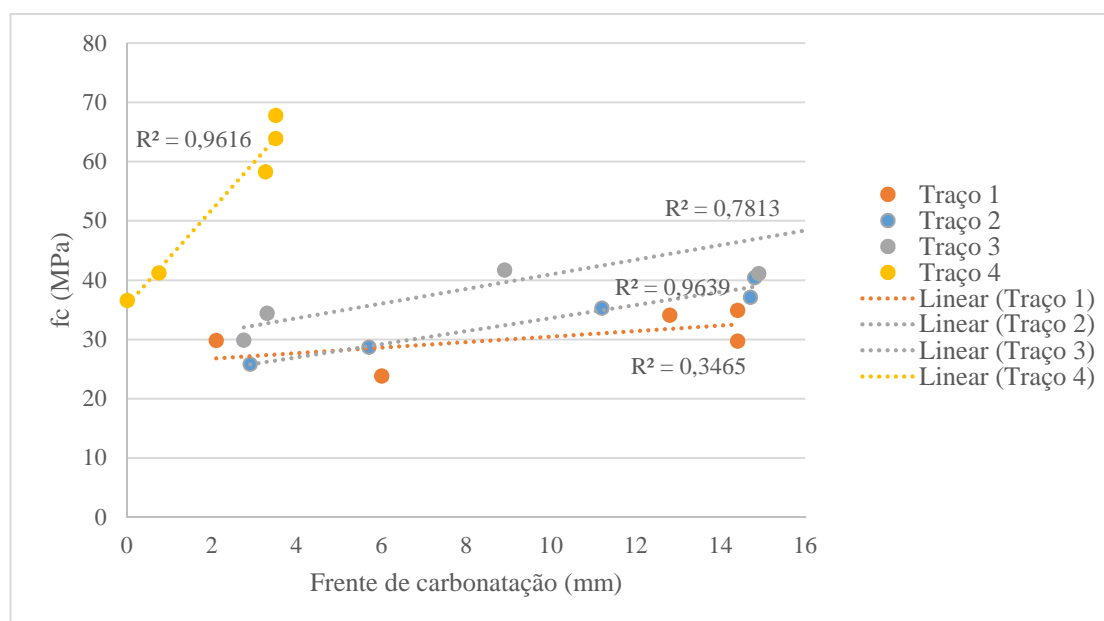


Figura 61 - Valores obtidos de resistência à compressão e frente de carbonatação

Verifica-se que, tanto a frente de carbonatação como a resistência à compressão evoluíram nas idades mais avançadas de realização dos ensaios. Percebe-se nos traços 1, 2 e 3 um comportamento semelhante, em oposição ao traço 4, que, com maior incremento nos valores de resistência, apresentou estagnação da frente de carbonatação, permanecendo inferior as vistas para as demais composições de concreto. A linearidade entre os valores de resistência à compressão e frente de carbonatação foi percebida nos traços 2, 3 e

4. No traço 1 o coeficiente de determinação foi reduzido, de 0,35, devido a maior variabilidade nos valores de resistência à compressão destes traços.

Barin (2008) obteve resultados semelhantes, com resultados de coeficientes de carbonatação decrescentes, diante de maiores valores de resistência à compressão, sendo os concretos estudados de cimento branco, com escória de alto forno e resistência à compressão de 45 a 65MPa. Kirchheim (2003) avaliou traços de concreto com o emprego de 5 tipos de cimento, obtendo relações entre a resistência à compressão e profundidade de carbonatação com r^2 de 84,96 a 99,85%. A autora destaca que, apesar da grande pertinência dos dados a um modelo definido, percebeu que não apenas a porosidade total e a resistência à compressão que determinam o comportamento de frente a penetração de CO_2 , mas também a estrutura dos poros e a química do cimento foram relevantes neste fenômeno.

De acordo com o apresentado, e ponderando o conhecimento técnico sobre a influência da existência de vazios nos concretos e a distribuição dos poros capilares na proteção do concreto quanto a entrada de agentes deletérios, a Figura 62 apresenta comparação da caracterização dos traços de absorção capilar de água e porosimetria por intrusão de mercúrio e os valores obtidos de frente de carbonatação.

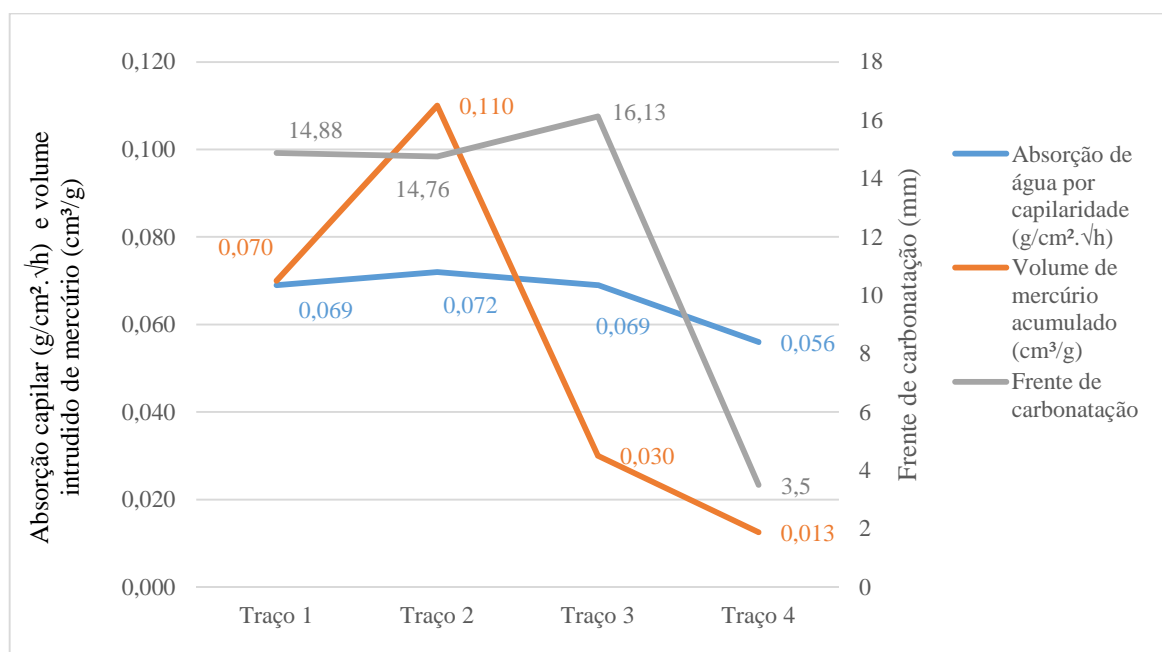


Figura 62 - Valores obtidos de absorção capilar, porosimetria por intrusão de mercúrio e frente de carbonatação

Conforme identifica-se pela Figura 62 o comportamento foi coerente entre os traços, à exceção do traço 2 para a porosimetria por intrusão de mercúrio. No traço 1 os valores de intrusão de mercúrio e absorção de água foram semelhantes, com profundidade de

carbonatação final de 14,88mm. No traço 2, o valor de absorção de água se manteve próximo ao traço 1, porém, com intrusão de mercúrio muito superior. Verificou-se que nesta composição a frente máxima de carbonatação foi de 14,76mm, inferior ao traço 1, e portanto, variável em função da resistência à compressão. O traço 3 apresentou declínio acentuado do volume intrudido de mercúrio, absorção de água semelhante, porém, frente de carbonatação superior as outras três composições avaliadas. Há indícios de uma possível colmatção dos poros, ou seja, sua saturação, estagnando o avanço de CO₂ nas amostras de concreto em valores próximos de 14mm, o que está em concordância com os valores finais obtidos nos traços 1, 2 e 3. O traço 4, por fim, apresentou os menores valores de carbonatação e absorção capilar, reduzindo a entrada de CO₂ em 78,3% em relação ao Traço 3. Observou-se que, quando o valor de intrusão por mercúrio foi reduzido, houve a redução concomitante da frente de carbonatação do traço. Conforme os resultados, utilizando-se concreto com resistência à compressão de 40MPa há uma redução significativa no ingresso de CO₂ nas estruturas.

4.3.2 Ataque por cloretos (*salt spray*)

As verificações da frente de ataque por cloretos foram realizadas em idades variadas, à medida que se notou o avanço nos resultados, considerando sempre a quantidade de amostras disponíveis para análise. Tomou-se como resultado a maior entre as medidas, desde que esta se apresentasse coerente e representativa do corpo de prova como um todo, desprezando pontos isolados. Os valores apresentados na Tabela 45 são alusivos as verificações ocorridas, sendo apresentadas as idades de cada uma das análises e o valor esperado em cada classe de agressividade. A Figura 63 apresenta o crescimento graficamente.

Tabela 45 – Valores obtidos de frente de penetração de íons cloreto

Valores máximos obtidos de frente de penetração de íons cloretos (mm) nas verificações, ocorridas nas idades (dias)													
Traço	7	14	17	21	28	35	37	43	50	57	65	72	Valor requerido nas CA(mm)
1		6,5	7,4	8,1	10,4	11,4	11,2	11,5	14,5	14,8	15	15,2	14,3
2	Impossibilidade de medição	4,1	5,4	6,6	7,5	8,7	9,2	9,5	11,4	13,4	13,9	13,8	13,4
3		1,2	3,4	4,6	4,7	5,7	6	6,8	9,3	10,23	12,5	12,9	12,4
4		1,8	1,5	2,7	3	3,3	3,3	3,8	9	9,96	8,84	11,1	10,6

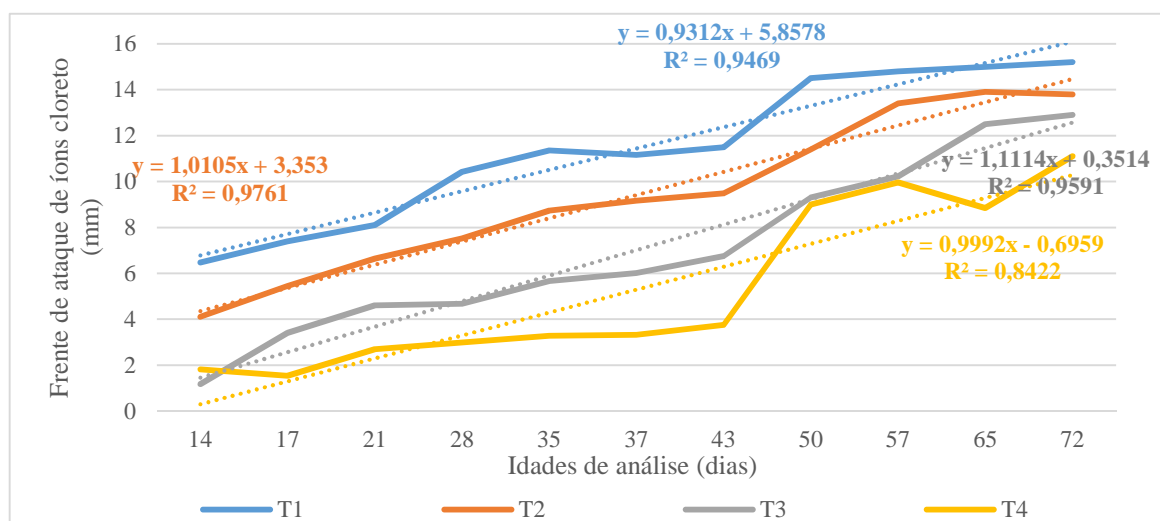


Figura 63 – Valores obtidos de frente de penetração de íons cloreto em relação ao valor esperado

A primeira análise não forneceu resultados da frente de íons cloreto, o que fez com que a concentração da solução de nitrato de prata fosse alterada de 0,5 mol para 1,0 mol.

Conforme verifica-se na Figura 63, o traço 1 apresentou avanço na frente de penetração de íons cloreto em todas as idades, com exceção da sétima verificação onde encontrou-se em declínio. A penetração de íons cloreto esperada para este traço, de acordo com o modelo teórico de Clear e Hay (1973), foi encontrada com 50 dias, tendo a evolução desta frente de ataque ocorrido com um coeficiente de determinação de 0,95. Analisando o traço 2, percebeu-se crescimento linear em todas as verificações realizadas, com r^2 de 0,98. Nesta composição a frente de penetração dos íons cloretos foi obtida com a idade de 57 dias.

As frentes de penetração de íons cloreto do traço 3 e do traço 4 foram alcançadas nas idades de 65 e 72 dias, respectivamente. Destaca-se que os concretos especificados para as zonas onde há respingos de maré ou névoa salina (classes III e IV, T3 e T4, respectivamente) apresentaram maior resistência à penetração dos cloretos. Todas as composições de concreto concordaram com o previsto nos modelos teóricos e de acordo com o recomendado pela ABNT NBR 6118:2014, ou seja, houve relação inversamente proporcional entre a penetração de íons cloreto e a resistência mecânica à compressão dos concretos. Esta relação é expressa pela Figura 64.

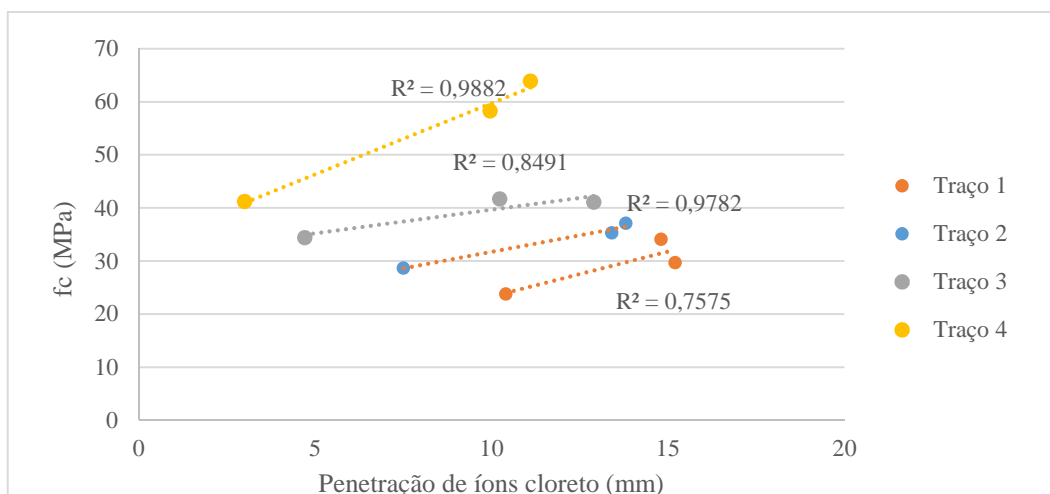


Figura 64 - Valores de resistência à compressão e penetração de íons cloreto

Conforme apresenta a Figura 64 verificou-se linearidade em todos os traços, com valores superiores de resistência à compressão acarretando em menores valores de penetração de íons cloreto. Nesta verificação não houve composição que se comportou distintamente das demais.

Verma, Bhadauria e Akhtar (2013) correlacionaram estas propriedades, obtendo a mesma proporção inversa entre as variáveis. Os autores destacam, no entanto, que o valor de R^2 encontrado em seu programa experimental (0,226) foi reduzido devido a valores discrepantes obtidos em algumas amostras. Jang et al (2016) analisaram concretos com incorporação de pozolanas, destacando que alguns dos traços apresentaram relação linear, o que não foi verificado para todas as pozolanas estudadas. Os autores destacam a necessidade de estudos serem conduzidos considerando os tipos de materiais empregados nas composições de concreto.

Sato (1998), aponta para a relação existente entre o alinhamento dos poros na resistência dos concretos e no ataque por íons cloreto. A porosidade total, ou o índice de vazios, podem não ser representativos da entrada desses agentes, dado que, conforme já citado, Helene (1993) aponta os diâmetros de poros que permitem cada tipo de transporte de massa nos concretos. Assim, foi proposta relação entre a absorção de água por capilaridade, o volume intrudido de mercúrio e a frente de penetração de íons cloreto, Figura 65.

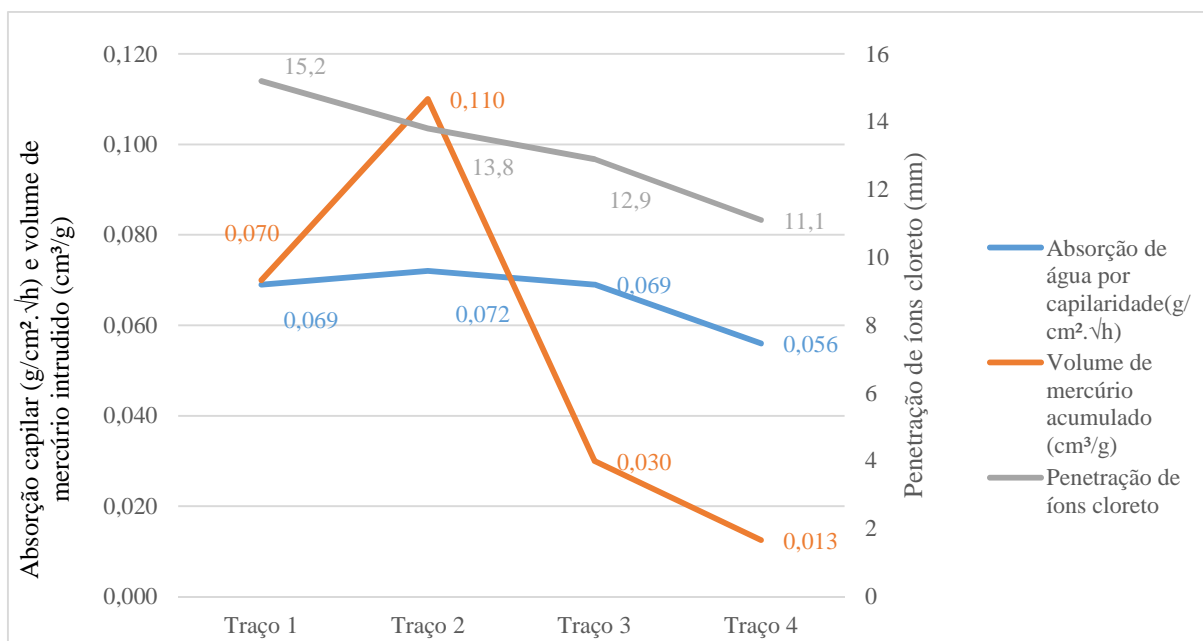


Figura 65 - Absorção capilar, mercúrio intrudido e penetração de íons cloreto

Conforme Figura 65, houve um comportamento semelhante entre a penetração de íons cloreto e a absorção de água por capilaridade, ainda que a variação nos valores de penetração de íons cloreto tenham variado de modo mais relevante. Destaca-se que o comportamento apresentado pelo volume de mercúrio intrudido foi coerente aos demais, apesar do ponto discrepante verificado no traço 2.

Sato (1998) expôs sua avaliação da relação entre o diâmetro dos poros presentes em amostra de concreto e a carga medida em ensaio de penetração de íons cloreto, percebendo relação com R^2 de 0,9586.

Alguns autores como Hamada et al (2009) utilizaram o volume de vazios e sua distribuição no concreto de cobrimento para estimar a corrosão das armaduras presentes em seu interior, o que reforça o reconhecimento da relação entre estas propriedades e a durabilidade dos concretos.

4.4 SÍNTESE DOS VALORES

A Tabela 46 apresenta a síntese dos valores obtidos nas verificações de frente de carbonatação. Propõem-se assim, que seja identificado o cobrimento necessário para as armaduras em cada classe de concreto e zona de agressividade ambiental. Destaca-se que o valor obtido para a classe de agressividade IV, no que tange o ingresso de dióxido de carbono não foi obtido com o alcance do cobrimento previsto pelo modelo teórico, mas sim no findar do ensaio aos 110 dias.

Tabela 46 - Valores necessários de cobrimento nominal (mm) das armaduras de acordo com os ensaios de carbonatação acelerada e de penetração de íons cloreto

Traço	Classe de Agressividade				
	Agente	I	II	III	IV
1	CO ₂	9	11	12,8	14,9
	Cl ⁻	14,5	14,8	15	15,2
2	CO ₂	6,3	8	11,2	14,8
	Cl ⁻	11,4	13,4	13,9	13,8
3	CO ₂	4,3	4,5	8,9	16,1
	Cl ⁻	9,3	10,2	12,5	12,9
4	CO ₂	1,7	2,6	3,3	3,5
	Cl ⁻	9	10	8,8	11,1

Conforme apresenta a Tabela 46, em todas as verificações e em todos os traços de concreto, os valores obtidos de penetração de íons cloreto foram superiores à frente de carbonatação. Sendo assim, caso se desejasse optar pelo cobrimento necessário de modo mais conservador, poderiam ser utilizados os valores de penetração de íons cloreto.

Destaca-se que, no que tange a resistência à penetração dos cloretos, as diferentes composições apresentam resultados semelhantes ao verificar as distintas classes de agressividade. Nos valores obtidos de frente de carbonatação, percebe-se que há maior dessemelhança entre as composições de concreto, apontando para a possibilidade de especificar diferentes cobrimentos necessários em relação a resistência mecânica à compressão dos traços.

Vesikari (2009) afirma que a velocidade com que a carbonatação ocorre depende da permeabilidade do concreto, sendo que concretos com reduzida permeabilidade (como pode ser visto para o traço 4 nos ensaios de índice de vazios, porosimetria e absorção capilar de água) apresentam taxa reduzida de carbonatação e lentidão no fenômeno.

Crauss (2010) informa que a velocidade com que há o ataque por cloretos depende, além dos fatores relativos à composição dos concretos, da concentração de cloretos no ambiente e suas condições climáticas, por isso, na condição acelerada de ensaio o ataque ocorre de maneira rápida, como verificado nas quatro composições de concreto.

Pauletti (2004) expõe que para o fenômeno da carbonatação, no entanto, especificamente em relação a ensaios acelerados, há influência da concentração de gás carbônico, porém, adotam-se concentrações reduzidas, dado que valores elevados poderiam distorcer o fenômeno real. Assim, expõem-se que mesmo se o ensaio tivesse sido conduzido

com maiores concentrações de CO₂, o período de tempo poderia ter sido o mesmo, ou ainda, altas concentrações poderiam acarretar em resultados que destoassem do esperado pela colmatção dos poros superficiais.

Complementando a análise, a Figura 66 apresenta qual o cobrimento necessário para cada um dos traços, em função da classe de agressividade de inserção da estrutura.

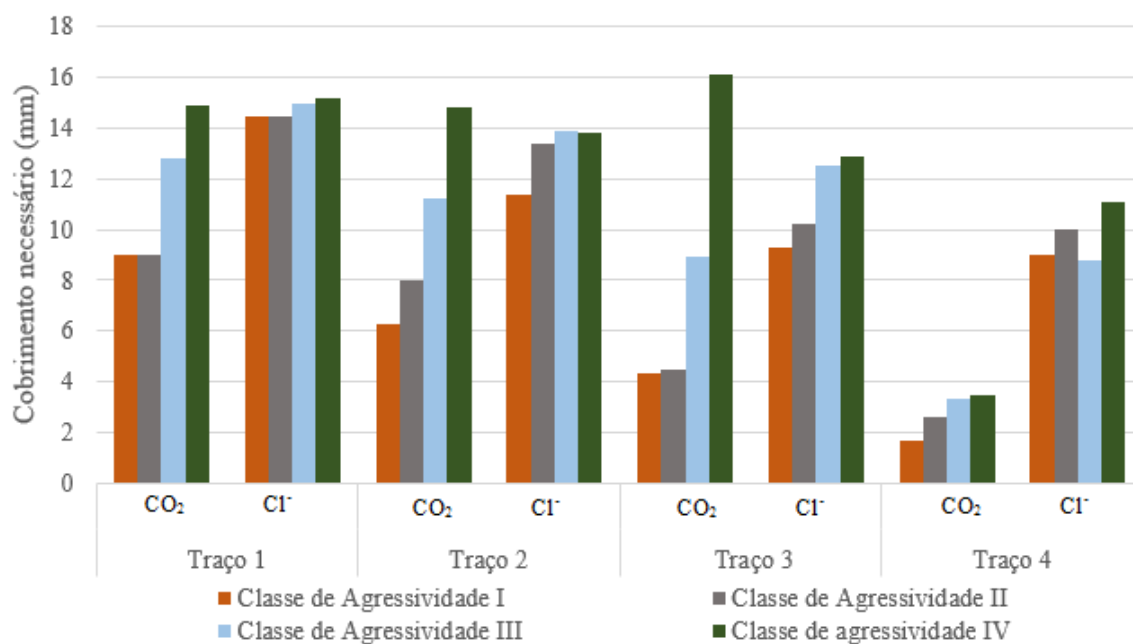


Figura 66 - Valores necessários de cobrimento- Análise dos diferentes traços

De acordo com a Figura 66, o traço 1 ao ser inserido em diferentes classes de agressividade apresentou valores muito semelhantes de penetração de íons cloreto, sendo traduzidos como o cobrimento necessário. Em contrapartida, em relação ao dióxido de carbono, este traço apresentou semelhança apenas nas classes de agressividade I e II, sendo recomendados valores superiores para as classes de agressividade III e IV, em ordem crescente. No traço 2 manteve-se a paridade entre as diferentes classes de agressividade em relação aos cloretos. Em relação a ação da carbonatação, verificou-se relação linear do cobrimento necessário em cada uma das classes de agressividade.

No traço 3 ocorreram mudanças significativas: as diferentes classes apresentaram valores dissemelhantes em relação aos íons cloreto e lineares em relação as classes de agressividade. Para o gás carbônico passou-se a ser observada uma semelhança entre o cobrimento necessário para as classes I e II de agressividade ambiental, sendo estes valores reduzidos quando comparados com os traços 1 e 2.

O traço 4 exigiu menores valores de cobrimento nominal das armaduras, tendo apresentado montantes inferiores a 4 mm para o avanço do dióxido de carbono. Para a penetração de cloretos não foi mais percebida relação linear entre as classes de agressividade, sendo os maiores cobrimentos exigidos para uso deste concreto na classe de agressividade IV.

A Figura 67 apresenta a diferença de cobrimento ao inserir-se os diferentes traços de concreto em uma mesma classe de agressividade ambiental. Destacam-se pelas linhas horizontais os valores requeridos pela ABNT NBR 6118:2014 em cada classe.

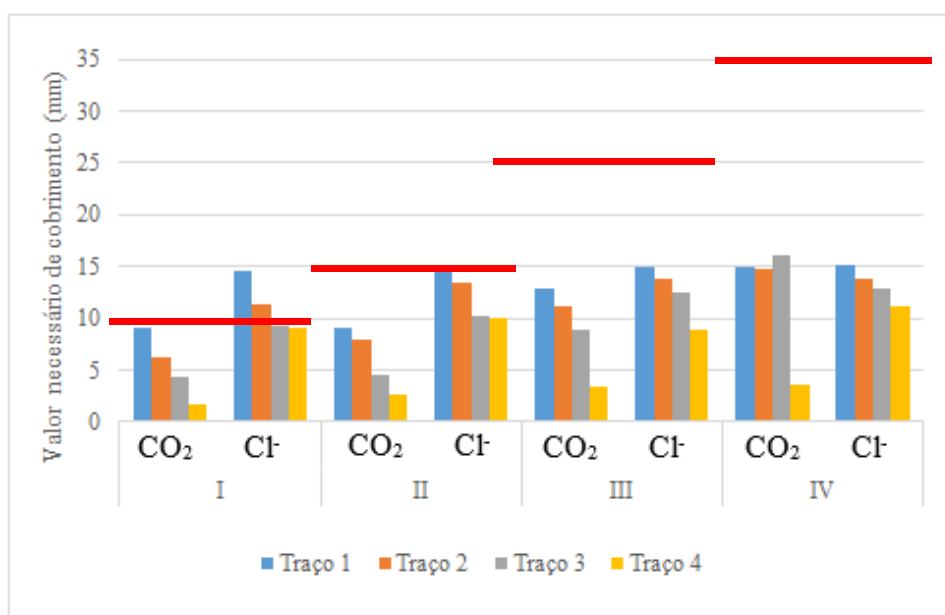


Figura 67 - Valores necessários de cobrimento- Análise das diferentes classes de agressividade

A Figura 67, assim como a norma ABNT NBR 6118: 2014 apresenta o cobrimento necessário em termos de classe de agressividade ambiental. A intenção de sua apresentação é verificar que diferentes traços de concreto exigem diferentes cobrimentos nominais de armadura.

Primeiramente, pode-se observar por esta figura que houve relação entre o cobrimento necessário e o traço dos concretos, sendo os maiores valores requeridos para os traços de menor resistência à compressão. Na classe de agressividade IV a linearidade é percebida em relação a penetração de cloretos, porém, em oposição ao esperado, o traço 3 exige maior cobrimento para o ataque por gás carbônico.

Ainda, conforme já citado, considerando cada uma das classes de agressividade, o maior valor é percebido quando analisada a penetração de íons cloreto em relação a frente de carbonatação.

A Tabela 47 apresenta comparativo dos valores obtidos em ensaio, e de acordo com os modelos teóricos, e os valores recomendados pela ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 47- Comparativo dos valores recomendados em norma e os obtidos nos ensaios

Traço	Agent e	Classe de Agressividade							
		I		II		III		IV**	
		ABNT NBR 6118***	Res obtidos	ABNT NBR 6118	Res obtidos	ABNT NBR 6118	Res obtidos	ABNT NBR 6118	Res obtidos
1	CO ₂		9		11		12,8		14,9
	Cl		14,5		14,8		15		15,2
2	CO ₂	Laje: 10mm	6,3	Laje: 15mm	8	Laje: 25mm	11,2	Laje: 35mm	14,8
	Cl	Viga/pilar: 15mm	11,4	Viga/pilar: 20mm	13,4	Viga/pilar: 30mm	13,9	Viga/pilar: 40mm	13,8
3	CO ₂	Outro*: 20mm	4,3	Outro*: 20mm	4,5	Outro*: 30mm	8,9	Outro*: 50mm	16,1
	Cl		9,3		10,2		12,5		12,9
4	CO ₂		1,7		2,6		3,3		3,5
	Cl		9		10		8,8		11,1

*Considera-se como “outro” os elementos estruturais em contato com o solo. Admite-se ainda, conforme a norma, que no trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

**Conforme citado, os valores não são alusivos ao alcance da frente de carbonatação previstos para o Traço 4 de acordo com o modelo teórico, e sim, com os últimos valores verificados aos 110 dias.

*** Os valores da norma ABNT NBR 6118 estão sendo apresentados sem a tolerância de 10mm.

Considerando os valores recomendados pela norma, pode-se citar que para a classe de agressividade I, os valores necessários de cobrimento para lajes se assemelham aos verificados nos traços 2, 3 e 4. A exigência para o traço 1 seria maior do que a prescrita em norma, assim como, para os demais elementos (vigas/pilares e elementos em contato com o solo).

Seguindo, na classe de agressividade 2, os valores verificados em ensaio foram inferiores ao exigido pela norma. Ainda, verificando esta classe, a diferença entre o cobrimento necessário para o concreto especificado para a classe I e para a classe IV é de 4,84mm, para os valores obtidos por ensaio, denotando que há a possibilidade de especificação de diferentes cobrimentos ao considerar-se distintos traços de concreto.

Por fim, analisando os valores das classes de agressividade III e IV, cabe destacar que os valores exigidos pela norma são muito superiores aos obtidos através de ensaio de deterioração. Para destacar a pertinência de especificar valores que variem em função da composição do concreto, expõem-se que entre os valores máximos de cobrimento,

os concretos do traço 1 e 4 apresentaram diferenças de 6,16 e 4,1mm, para as classes de agressividade 3 e 4, respectivamente.

Finalizando, e de maneira análoga ao apresentado pela AS 3600:2009, a Tabela 48 apresenta síntese dos valores obtidos como necessários de cobrimento da armadura em função da resistência mecânica à compressão. Cabe ressaltar que para a confecção desta tabela empregou-se o maior valor obtido, entre os de frente de íons cloreto e frente de carbonatação.

Tabela 48 - Valores exigidos de cobrimento nas classes de agressividade

Classe de agressividade	Cobrimento nominal (mm)			
	Resistência mecânica à compressão (MPa)			
	≥ 20	≥ 25	≥ 30	≥ 40
I	14,5	11,4	9,3	9,0
II	14,8	13,4	10,2	10,0
III	15	13,9	12,5	8,8
IV	15,2	14,8	16,1	11,1

Observa-se maior distinção quando se adotam os concretos de classe de resistência superior a 30MPa e nas classes de agressividade III e IV. Os valores de cobrimento para os concretos de 20 e 25MPa são muito semelhantes em todas as classes. Avalia-se que, por exemplo, na classe de agressividade III, para o concreto de classe ≥ 20 MPa o cobrimento seria de 15mm, sendo para a classe ≥ 40 MPa de 8,8mm, ou seja, 41,3% inferior.

Destaca-se que esta possibilidade de redução do cobrimento quando do uso de concretos de maior resistência pode acarretar na redução de custos, do peso próprio das edificações, na redução da seção transversal dos elementos, entre outros. No entanto, realça-se que o intuito deste trabalho não é propor tais valores como os próprios para uso, e sim, demonstrar a viabilidade de consideração de mais de uma classe de concreto em cada classe de agressividade.

Finalizando a exposição dos resultados, considera-se na Tabela 49, os agentes deletérios predominantes em cada classe de agressividade, e assim sendo, as classes de agressividade I e II expõe o cobrimento necessário de acordo com o verificado em relação ao dióxido de carbono e nas classes III e IV, os valores obtidos no ensaio de névoa salina.

Tabela 49 - Valores obtidos para as classes de agressividade em relação ao agente de agressão predominante

Classe de agressividade	Cobrimento nominal (mm)			
	Resistência mecânica à compressão (MPa)			
	≥ 20	≥ 25	≥ 30	≥ 40
I	9	6,3	4,3	1,7
II	11	8	4,5	2,6
III	15	13,9	12,5	8,8
IV	15,2	13,8	12,9	11,1

Avaliando-se apenas os agentes deletérios predominantes, percebe-se uma relação crescente linear do valor de cobrimento a ser utilizado em cada classe de agressividade ao considerar-se concreto de mesma resistência à compressão. Percebe-se, por exemplo que se tratando da classe IV, a utilização de concreto de 20MPa em relação ao de 40MPa (recomendado em norma) acarretaria no aumento do cobrimento nominal em 37%.

Considerando uma edificação em zona urbana, classe de agressividade 2, ao optar por concreto de 40MPa em contrapartida ao de 25MPa – mínimo por norma- tem-se uma redução de 67,5% no cobrimento necessário à proteção das armaduras. Expõe-se assim o impacto no cobrimento que existe quando há maior flexibilidade na especificação da resistência mecânica à compressão dos traços de concreto.

Ao focar apenas nos agentes predominantes de deterioração, denota-se que os cobrimentos nas classes de agressividade I e II é consideravelmente reduzido, o que atribui-se a maior severidade do ataque pela presença de íons cloreto, de ocorrência nas classes III e IV.

4.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA

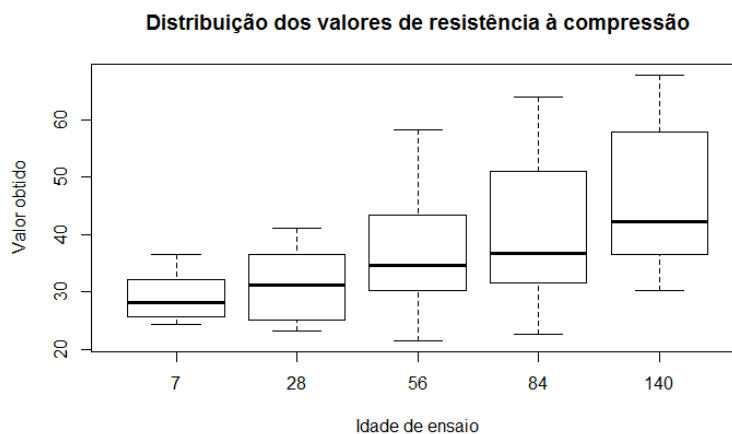
Para obtenção dos dados das análises descritivas empregou-se a ferramenta *summary*, do pacote estatístico R utilizando-se da base de dados apresentada no anexo E. Foram verificados os valores máximos, mínimos, médios, de desvio padrão, entre outros, de cada uma das variáveis obtidas através dos ensaios, Tabela 50.

Tabela 50 - Valores obtidos de análise estatística descritiva

Variáveis	Nº de obs	Média	Desvio padrão	Mediana	Média ponderada	Desvio médio absoluto	valor mín	Valor máx	extensão
R a compressão	60	37,108	12,143	34,3	35,492	9,56277	21,5	67,8	46,3
Índice de vazios	24	11,398	1,377	11,11	11,388	1,356579	8,96	13,8	4,84
Massa específica	24	2,5392	0,040	2,54	2,541	0,044478	2,44	2,6	0,16
Absorção de água total	24	5,0771	0,678	4,915	5,068	0,689409	3,91	6,22	2,31
Absorção de água capilar	24	1,6704	2,149	1,26	1,2745	0,163086	0,56	11,68	11,12
Porosimetria	4	0,0570	0,0445	0,0511	0,05705	0,042625	0,0125	0,1135	0,101
Veloc de prop de OU	36	4675,8	130,65	4641,795	4669,778	138,6083	4484,65	4915,65	431
Resistividade elétrica	72	38,426	19,404	34,75	35,672	17,7912	15,5	89,4	73,9
Carbonatação	16	6,6969	5,285	4,58	6,5892	4,677603	0	14,9	14,9
Névoa salina	8	9,825	4,381	10,75	9,825	4,67019	3	15,2	12,2

Com os valores de extensão é possível verificar qual a diferenciação máxima obtida entre os valores mínimo e máximo de cada variável observando-se todas as composições e idades de cura. Percebe-se pelo valor cálculo de desvio padrão quais as variáveis apresentaram maior grau de semelhança quanto aos resultados apresentados: enquanto o desvio padrão da massa específica foi de 0040, a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas apresentou desvio de 130,65. A resistência à compressão apresentou um desvio de 12,14, reduzido ao considerar-se que foram analisadas 4 composições de concreto em idades variáveis entre 7 e 140 dias.

Para exemplificar a verificação ocorrida a Figura 68 aponta diagrama de variação da resistência à compressão por idade de ensaio.

**Figura 68 - Verificação da distribuição dos valores pelo diagrama de boxplot**

Como interpretação deste gráfico, se percebeu uma semelhança entre as medianas obtidas para as amostras nas diferentes idades de ensaio. Ressalta-se que houve um acréscimo acentuado nos valores máximos percebidos de resistência mecânica à compressão. Percebe-se que com as maiores idades de cura foram verificadas maiores resistências como a mediana das amostras. Não foram percebidos pontos destoantes, ou resíduos nesta representação gráfica, pois caso existam estes pontos destoantes ou *outliers*, estes permaneceram externos as barreiras de limitação dos *boxplots*. A Figura 69 apresenta o gráfico de distribuição dos valores de absorção de água por capilaridade por idade de ensaio.

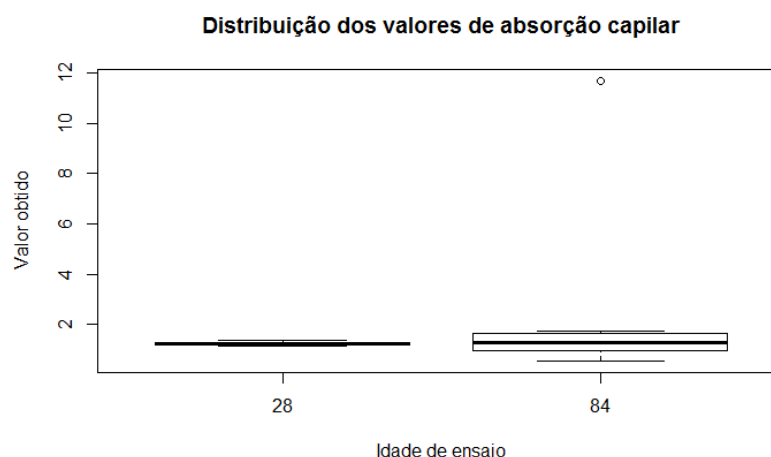


Figura 69- Distribuição dos valores de absorção de água por capilaridade

Nesta figura verificou-se um ponto atípico dos demais, de ocorrência aos 84 dias. Ao analisar os dados percebe-se que este valor é referente ao traço 2, que na verificação dos 84 apresentou índice de absorção capilar de 5,004, sendo os demais pertencentes ao intervalo de 0,96 a 1,36. Aponta-se assim que este valor destoou dos demais em grande proporção, o que prejudica os dados estatísticos e a distribuição de valores desta variável. Na organização dos valores nas variáveis de resistividade elétrica, velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e massa específica não existiram pontos de exceção ou *outliers*. Na análise dos índices de vazios houveram pontos discrepantes nos traços 3 e 4, de consumo de cimento específicos de 320 e 360 kg/m³, conforme aponta a Figura 70.

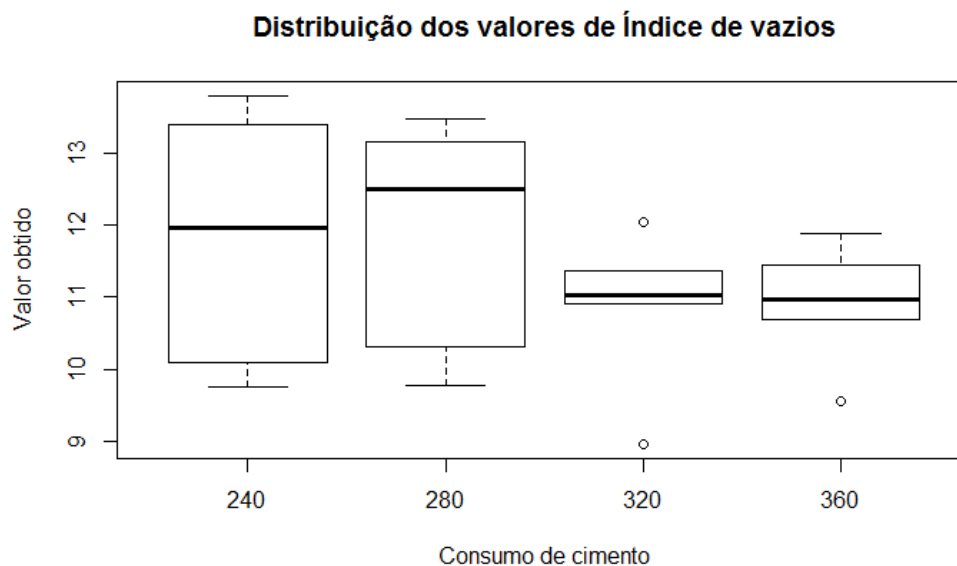


Figura 70 - Distribuição dos valores de índice de vazios

Os gráficos alusivos aos resultados das frentes de carbonatação e de penetração de íons cloreto são apresentados no Apêndice E, destacando-se que estas variáveis não apresentaram dados atípicos ou destoantes. Na ferramenta de “*Shapiro test*” para análise de normalidade, obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 51.

Tabela 51 - Análise de normalidade das variáveis

Variável	P valor obtido	Tipo de distribuição dos dados
Resistência à compressão	$1,74 \times 10^{-5}$	Normal
Índice de vazios	0,3067	Anormal
Massa específica	0,5199	Anormal
Absorção de água capilar	$1,39 \times 10^{-9}$	Normal
Absorção de água total	0,1272	Anormal
Porosimetria	0,7920	Anormal
Velocidade de propagação de ondas	0,0063	Normal
Resistividade elétrica	$9,02 \times 10^{-6}$	Normal
Carbonatação	0,03216	Normal
Névoa salina	0,6229	Anormal

Conforme apresenta a Tabela 51, as variáveis de índice de vazios, massa específica, absorção de água total, porosimetria por intrusão de mercúrio e carbonatação apresentaram distribuição normal dos dados. Na sequência, foi realizada a análise de variância (ANOVA), sendo os resultados apresentados na Tabela 52.

Tabela 52- Valores obtidos na análise de variância

Variáveis e resultados		Df	Soma dos quadrados	Quadrados médios	Valor F	P valor
Resistência à compressão	Cons de cimento	1	4097	4097	51,63	1,43 x 10 ⁻⁹
	Residuals	58	4602	79		
Índice de vazios	Cons de cimento	1	1,973	1,973	1,201	0,287
	Residuals	19	31,196	1,642		
Massa específica	Cons de cimento	1	0,01121	0,01121	9,427	0,0056
	Residuals	22	0,02617	0,00119		
Absorção de água total	Cons de cimento	1	1,612	1,6124	3,963	0,0591
	Residuals	22	8,951	0,4069		
Absorção de água por capilaridade	Cons de cimento	1	0,3011	0,30114	4,474	0,0465
	Residuals	21	1,4136	0,06732		
Porosimetria	Cons de cimento	1	0,003221	0,003221	2,354	0,265
	Residuals	22	0,002736	0,001368		
Velocidade de ondas ultrassônicas	Cons de cimento	1	391621	391621	64,68	2,25 x 10 ⁻⁹
	Residuals	34	205856	6055		
Resistividade elétrica	Cons de cimento	1	8650	8650	33,49	1,86x10 ⁻⁷
	Residuals	70	18083	258		
Carbonatação	Cons de cimento	1	96,7	96,69	4,2	0,0596
	Residuals	14	322,3	23,02		
Névoa salina	Cons de cimento	1	36,48	36,48	2,236	0,185
	Residuals	6	97,87	16,31		

De acordo com estes conceitos, as variáveis de resistência à compressão, massa específica, absorção de água por capilaridade e velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e resistividade elétrica se mostraram dependentes do tipo de traço, ou seja, tiveram o consumo de cimento como uma variável significativa.

A análise de Tukey foi realizada para as variáveis que apresentaram p valor > 0,05 e, portanto, sofreram influência estatística do traço (indicado como consumo de cimento na Tabela 52). Esta análise, conforme citado, aponta entre quais grupos a diferença foi significativa. Para exemplificar a resposta deste teste, na Tabela 53 os valores obtidos para

Tabela 53- Valores obtidos- Teste de Tukey

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,4203	T3-T2	0,0427
T3-T1	0,0005	T4-T2	0,0000
T4-T1	0,0000	T4-T3	0,0000

Conforme aponta a Tabela 53, os únicos traços que não apresentaram diferença significativa entre si foram os traços T1 e T2, ou seja, para apenas entre as duas composições de concreto não há diferenças expressivas na resistência à compressão.

Como as variáveis de resposta de maior relevância neste programa experimental foram a carbonatação e a névoa salina, apresentam-se na Tabela 54 e Tabela 55.

Tabela 54 - Teste de Tukey- Dados referentes a frente de carbonatação

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,9983	T3-T2	0,8805
T3-T1	0,8054	T4-T2	0,0071
T4-T1	0,0056	T4-T3	0,0204

De acordo com o que aponta a Tabela 54, o traço 4 apresentou diferença significativa em relação às demais composições de concreto. Destaca-se que este resultado vai ao encontro do que foi verificado nos ensaios para mensurar as frentes de carbonatação. Enquanto as composições T1, T2 e T3 apresentavam sempre resultados semelhantes e com mesmo crescimento, ao passo que o T4 destoava e com valores que apresentam crescimento bastante reduzido. Afirma-se desta maneira, que os traços destinados as zonas de agressividade mais amena e mais severa apresentam diferenças significativas quanto ao cobrimento necessário para proteger as armaduras em relação ao ataque por gás carbônico.

Tabela 55 - Teste de Tukey- Dados referentes a frente de penetração de íons cloreto

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,3921	T3-T2	0,4856
T3-T1	0,1134	T4-T2	0,1450
T4-T1	0,0452	T4-T3	0,5208

Quanto a comparação entre traços no que tange a penetração de íons cloreto, de acordo com a análise de Tukey apenas há diferença significativa quando se comparam os traços T1 e T4. A progressão da frente de penetração dos íons cloreto ocorreu de modo semelhante entre os traços, o que pode ser percebido até mesmo nos valores finais de avanço dos cloretos e no valor estipulado como necessário ao cobrimento para garantir proteção a este tipo de ataque. Constata-se assim que o ataque por íons cloreto tem comportamento semelhante para as diferentes composições, todavia, que o cobrimento exigido para o traço 4 tem significante diferença para o traço 1, e por isso caberia propor especificação distinta para as diferentes composições.

5 CONCLUSÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo foi desenvolvido em função da necessidade de relacionar as características de especificação dos concretos com sua durabilidade, dado o enfoque das normas brasileiras para a vida útil das estruturas. Assim, buscou-se relacionar as características dos concretos e seu comportamento diante da realização de ensaios acelerados de deterioração. Tal imposição visou que pudesse ser descoberto o cobrimento necessário às armaduras no concreto armado, de modo a garantir 50 anos de vida útil nas estruturas, pelo menos, e que houvesse maior flexibilidade na especificação dos concretos, permitindo uso de um concreto especificado em norma em classe de agressividade mais amena ou mais intensa. Denota-se, pelo conhecimento adquirido ao longo dos anos, que essa flexibilidade só poderá ocorrer avaliando-se o cobrimento nominal das armaduras, indispensável e responsável pelo alcance de tal durabilidade. Assim, foram desenvolvidos os quatro traços propostos pela ABNT NBR 6118:2014 e pela ABNT NBR 12655:2015 e avaliados os cobrimentos necessários diante da inserção em cada uma das classes de agressividade ambiental previstas no sistema normativo.

Os ensaios de caracterização realizados apontaram para maior desempenho mecânico e dos índices físicos para os traços previstos para as classes de agressividade ambiental 3 e 4, indicando a adequabilidade da norma quanto a garantia da durabilidade do concreto. Os concretos especificados para estas classes de agressividade apresentam menor índice de vazios, maior resistência à compressão, menor porosidade, entre outros, sendo que todas estas características podem ser relacionadas a um maior potencial durável.

Ainda sobre a caracterização das composições de concreto, é pertinente destacar que o traço 2 apresentou-se como exceção em algumas das verificações realizadas.

Nos ensaios de deterioração dos concretos o comportamento foi distinto para os diferentes agentes de deterioração. As amostras expostas à ação dos íons cloreto, em câmara de névoa salina, apresentaram deterioração rápida, alcançando os valores previstos pelas zonas de agressividade no máximo aos 72 dias, expondo relação linear entre os traços em todas as verificações. Para este ensaio foi considerada adequada a empregabilidade do software Arc Map 10.3.

De modo contrário, as amostras expostas ao gás carbônico, em câmara de carbonatação acelerada, permaneceram em análise por 110 dias sem que fosse verificada a

frente de carbonatação prevista para a classe de agressividade IV pelo modelo de Hamada (1969). De acordo com a bibliografia, pode-se relacionar esta demora e a reduzida penetração do gás carbônico com a reduzida porosidade verificada obtida no traço 4.

Verificou-se que, na maioria das verificações dos ensaios acelerados, o valor obtido como necessário para proteção das armaduras foi superior pela agressão dos íons cloreto do que para a carbonatação. Segundo a análise realizada, confirma-se a hipótese de que há variação no cobrimento necessário nas classes de agressividade em função da classe do concreto – e suas especificações de resistência à compressão, relação água/cimento e consumo de cimento. Desta forma, destaca-se que a norma técnica de projeto e dimensionamento das estruturas de concreto poderia apresentar maior flexibilidade na especificação dos concretos, apresentando mais do que uma opção de classe de resistência de concreto para as classes de agressividade ambiental. De modo mais específico, verificou-se maior possibilidade de redução do cobrimento das armaduras ao empregar-se concreto de resistência à compressão de, pelo menos, 30MPa, no entanto, sem considerar as falhas e deficiências no processo produtivo.

Assim, este estudo corroborou a hipótese de que pode haver mudanças significativas quando se emprega concreto de classe de resistência distinta da especificada em norma para uma classe de agressividade. Todavia não é o intuito deste trabalho expor qualquer previsão do cobrimento necessário, uma vez que este estudo possui delimitações em relação aos materiais empregados e as propriedades avaliadas.

Através da análise estatística percebeu-se que, em alguns ensaios, haviam dados destoantes dos demais, chamados *outliers*, que foram excluídos para sequência de apreciação dos resultados. Diante da avaliação de variância foram obtidas quais variáveis apresentaram influência significativa da variável de consumo de cimento, ou seja, variaram conforme o traço de concreto, sendo estas: resistência à compressão, massa específica, absorção de água por capilaridade e velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e resistividade elétrica

No teste de Tukey verificou-se que, para a variável resposta de carbonatação, destaca-se a significância do traço 4 em relação às demais composições de concreto. Já para a frente de penetração de íons cloretos, apenas a diferença entre os traços 1 e 4 foi significativa estatisticamente.

Comparando-se os valores obtidos em ensaio com os recomendados pela norma, destaca-se que os valores obtidos, com exceção do traço 1, foram inferiores aos determinados em norma.

Destaca-se ainda, como um resultado deste estudo a viabilidade de emprego do software Arc Map 10.3 para salientar a frente de ataque por íons cloreto, quando do emprego do indicador químico de nitrato de prata. Do mesmo modo, há indícios de que o emprego de microtomógrafo 3D conjuntamente com os softwares CTPRO 3D eVg Studio Maxx 2.2, possibilita obtenção do volume de vazios em amostras de concreto.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tratando-se da durabilidade dos concretos, existem diversas variáveis de análise que não puderam ser contempladas neste trabalho, como teor de umidade das amostras, métodos de dosagem, métodos de cura, variabilidade nos materiais utilizados, abrangência de combinação ou isolamento entre as variáveis de especificação das estruturas, possibilitando maior abrangência de resultados. Assim, para trabalhos futuros, recomenda-se:

- Adoção de um valor de consumo de cimento variando-se os valores propostos de relação água/cimento e vice-versa, mantendo fixa uma das variáveis de composição do concreto e analisando este impacto na resposta dos traços aos ensaios acelerados de deterioração;
- Realização de ensaios em tempo e exposição real aos agentes de degradação, verificando a veracidade dos valores obtidos em ensaios acelerados;
- Ampliar as possibilidades de resistência à compressão dos concretos, avaliando de maneira análoga a este trabalho o impacto no cobrimento dos concretos quando utilizados os concretos da classe II ABNT NBR 8953:2015;
- Investigação do uso de microtomografia 3D para identificação dos vazios no concreto, variando diferentes traços. Ainda, verificar se é possível identificar além dos vazios seu alinhamento e distribuição no concreto.

Para fins de comparação deste trabalho com estudos que possam ser desenvolvidos, se recomenda atentar-se aos materiais utilizados e os parâmetros de configuração dos ensaios, sabendo-se que estes ajustes podem influenciar nos valores obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDIN, Y. et al. Geometrical characterization and micro-structural modeling of short steel fiber composites. **Composites Part A: Applied Science and Manufacturing**, v. 67, p. 171-180, 2014.
- ABYANEH, S. Dehghanpoor; WONG, H. S.; BUENFELD, N. R. Computational investigation of capillary absorption in concrete using a three-dimensional mesoscale approach. **Computational Materials Science**, v. 87, p. 54-64, 2014.
- AÏTCIN, P. C. The durability characteristics of high performance concrete: a review. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 4, p. 409-420, 2003.
- ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira de; OTOCH, Sergio. Proposta de classificação da agressividade do ambiente na cidade de Fortaleza. F CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Olinda. **Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto**. Olinda: IBRACON, 2005. p. 743 - 748.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T-259**: Standard Method of Test for Resistance of Concrete Chloride Ion Penetration- Salt Ponding Test. Washington D.C.: AASHTO, 2002.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201.2R-08**: Guide to Durable Concrete. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2008. 49 p.
- _____. **ACI 318-14**: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2014. 520 p.
- _____. **ACI 365.1R-00**: Service-Life Prediction. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2000. 44 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E632-82**: Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials. West Conshohocken: ASTM International, 1996. 6 p.
- _____. **ASTM B 117**: Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus. West Conshohocken: ASTM International, 2011. 12 p.
- _____. **ASTM C 1202**: Standard Test Method for Electrical Indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration. West Conshohocken: ASTM International, 2012. 7 p.
- _____. **ASTM G 57**: Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method. West Conshohocken: ASTM International, 2012. 6 p.
- ANDRADE, Carmen. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras**. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1988.
- ANDRADE, Carmen. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão**. São Paulo: Pini, 1992.
- ANDRADE, Jairo Jose de Oliveira. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001.

277f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

ANDRADE, Jairo Jose de Oliveira; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. Resistência mecânica do concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 17. p. 615-651.

ANGULO, Sérgio Cirelli et al. Resíduos de construção e demolição: avaliação de métodos de quantificação. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, v. 16, n. 3, p. 299-306, 2011.

ASSIS, Sérgio Luiz de. **Estudo comparativo de ensaios acelerados para simulação da corrosão atmosférica**. 2000. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Ciências na Área de Reatores Nucleares de Potência e Tecnologia do Combustível Nuclear, Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares, São Paulo, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Pesquisa inédita e exclusiva revela cenário do mercado brasileiro de concreto**. 2013. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/conteudo/imprensa/pesquisa-inedita-e-exclusiva-revela-cenario-do-mercado-bras>>. Acesso em: 03 fev. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015. 23 p.

_____. **NBR 14037**: Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações — Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011. 16 p.

_____. **NBR 15575-1**: Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013. 71 p.

_____. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1991. 5 p.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015. 9 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007. 9 p.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. 238 p.

_____. **NBR 7212**: Execução de concreto dosado em central — Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012. 16 p.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 18 p.

_____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015. 3 p.

_____. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009. 4 p.

_____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003. 6 p.

_____. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006. 8 p.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas Rio de Janeiro, 1998. 8 p.

AUSTRALIAN STANDARD. **AS 3600**: Concrete structures. Sydney: Standards Australia Limited, 2009.

BARIN, Daniel Sacchet. **Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico**. 2008. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

BASF. **Glenium 51**: Ficha Técnica de Produto. Disponível em: <<https://www.ntcbrasil.com.br/wp-content/uploads/2014/12/glenium-51-especificacoes-completas.pdf>>. Acesso em: 21 abr. 2015.

BRITISH STANDARDS. **BS EN 13295**: Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of resistance to carbonation. British Standards Institution, 2004.

_____. **BS 8500-1**: Concrete. Complementary British Standard to BS EN 206. Method of specifying and guidance for the specifier. British Standards Institution, 2015.

BASHEER, Lulu; KROPP, Joerg; CLELAND, David J. Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review. **Construction and building materials**, v. 15, n. 2, p. 93-103, 2001.

BEUSHAUSEN, Hans. Introduction. In: BEUSHAUSEN, Hans; LUCO, Luis Fernandez. **Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability**. Netherlands: Springer Netherlands, 2016. p. 1-7.

BHARATKUMAR, B. H. et al. Mix proportioning of high performance concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 23, n. 1, p. 71-80, 2001.

BJÖRK, Fredrik. Concrete Technology and Sustainable Development: Key Issues from the 1999 Vancouver Symposium on Concrete Technology for Sustainable Development. In: **1999**

Vancouver Symposium on Concrete Technology for Sustainable Development. Vancouver: 1999. p. 1 - 9.

BOGAS, J. Alexandre; GOMES, M. Glória; GOMES, Augusto. Compressive strength evaluation of structural lightweight concrete by non-destructive ultrasonic pulse velocity method. **Ultrasonics**, v. 53, n. 5, p. 962-972, 2013.

BOLINA, Fabricio Longhi; SCHNEIDER, Diego; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. Fundamentos da avaliação da probabilidade de corrosão nas estruturas de concreto armado inseridas em ambiente de alta agressividade. In: Congresso brasileiro de patologia das obras civis, 1., 2014, Foz do Iguaçu. **Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Obras Civis 2014**. Foz do Iguaçu: Alconpat Brasil, 2014.

BOLINA, Fabricio Longhi; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca. Especificação de parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. **Revista Concreto e Construções**. IBRACON, n. 76, p. 133-147, 2014.

BORBA JÚNIOR, José Carlos. **Agressividade ambiental em zona de atmosfera marinha: estudo da deposição de cloretos e sua concentração em concretos na região sudeste**. 2011. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

BOZKURT, Nusret; YAZICIOGLU, Salih. Strength and capillary water absorption of lightweight concrete under different curing conditions. **Indian Journal of Engineering and Material Sciences**, v. 17, p. 145-151, 2010.

BUREAU OF INDIAN STANDARDS. **IS 456**: Plain and Reinforced Concrete - Code of Practice. New Delhi: Bureau Of Indian Standards, 2000.

_____. **IS 13311**: Non-destructive testing of concrete – Methods of Test - Part 1: Ultrasonic pulse velocity. New Delhi: Bureau Of Indian Standards, 1992.

CALAVERA, J. **Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado**. Madrid: Intemac, 1996. 383 p.

CAMPOS, Cassio Fabian S.; MAZINI, Giovane Bozette; SILVA NETO, Guilherme Augusto da. Análise das propriedades físicas e mecânicas do concreto produzido com resíduo sólido de cerâmica vermelha. **Colloquium Exactarum**. v. 4, n.2, 2012. p. 01-11.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARMONA, Thomas Garcia. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 2005. 103 f. Dissertação (Mestrado) - Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CARMONA, Thomas Garcia; HELENE, Paulo. **BT/PCC/425**: Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2006. 12 p.

CARRIJO, Priscila Meireles. **Análise da influência da massa específica de agregados graúdos provenientes de resíduos de construção e demolição no desempenho mecânico**

do concreto. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CASCUDO, Oswaldo; CARASEK, Helena. Ação da carbonatação no concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 24. p. 849-885.

CECONELLO, Vinicio. **Contribuição ao estudo da durabilidade em concretos produzidos com agregados graúdos reciclados de concreto e cinza de casca de arroz por meio da análise da retração**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2013.

CENTURIONE, S. L.; KIHARA, Y.; BATTAGIN, A. F.. Durabilidade de concreto submetido a ataques de íons sulfato. In: Congresso Brasileiro De Cerâmica, 47, 2003, João Pessoa. **Anais do 47º Congresso Brasileiro de Cerâmica**. João Pessoa, 2003. p. 2171 - 2181.

CHEN, Chun-Tao; CHANG, Jiang-Jhy; YEIH, Wei-chung. The effects of specimen parameters on the resistivity of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 71, p. 35-43, 2014.

CHRIST, Roberto. **Desenvolvimento de compósitos cimentícios avançados à base de pós-reativos com misturas híbridas de fibras e reduzido impacto ambiental**. 2014. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2014.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB 183: Durable concrete structures**. Lausanne: Thomas Telford Ltd, 1992. 120 p.

_____. **CEB 238: New Approach to Durability Design - An example for carbonation induced corrosion**. Lausanne: Thomas Telford Ltd, 1997. 152 p.

COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (CETESB). **Qualidade do ar no estado de São Paulo** 2014. São Paulo: CETESB, 2014. 134 p. (Série Relatórios). Disponível em: <http://cetesb.sp.gov.br/ar/wp-content/uploads/sites/37/2013/12/rqar_2014.pdf>. Acesso em: 14 jul. 2015.

COUTO, Douglas et al. Estruturas de Concreto. Contribuição à Análise da Segurança em Estruturas Existentes. **RIEM-Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 3, 2015.

CRAUSS, Camila. **Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial**. 2010. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2010.

CUNHA, Paulo Jorge Parreira da. **Conformidade da Resistência à Compressão do Betão**. 2011. 418 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2011.

DAMINELLI, Bruno L. et al. Measuring the eco-efficiency of cement use. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 555-562, 2010.

DE SCHUTTER, Geert. No concrete is sustainable without being durable!. In: XIII International Conference on Durability of Building Materials and Components (XIII DBMC), 2014, São Paulo. **Proceedings of XIII International Conference on Durability of Building Materials and Components**. 2015. p. 38-44.

DEMIRBOĞA, Ramazan; TÜRKMEN, İbrahim; KARAKOC, Mehmet B. Relationship between ultrasonic velocity and compressive strength for high-volume mineral-admixtured concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 12, p. 2329-2336, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 090/2006 – ES: Patologias do concreto – Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 10 p.

DHIR, R.K; MCCARTHY, M.J; NEWLANDS, M.D (S/D). **Challenges in designing concrete durability: a sustainable approach**. Concrete Technology Unit. University of Dundee, UK.

DUART, Marcelo Adriano. **Estudo da microestrutura do concreto com adição de cinza de casca de arroz residual sem beneficiamento**. 2008. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

DYER, Thomas. **Concrete Durability**. Boca Raton: CRC Press, 2014. 447 p.

EKSTRÖM, Tomas. **Leaching of Concrete: Experiments and Modelling**. Lund: Lund University, 2001. Report TVBM-3090.

ERHART, Rodrigo Lopes. **Influência do chapisco com cinza de casca de arroz na aderência de argamassa em substratos com diferentes porosidades**. 2014. 203 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2014.

ETGES, Virgínia E. O impacto da cultura do tabaco no ecossistema e na saúde humana. **Revista Textual**, Porto Alegre, v. 1, n. 1, p.14-21, nov. 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1990**: Eurocode - Basis of structural design. Brussels: European Committee For Standardization, 2000.

_____. **EN 1991-1-1**: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: European Committee For Standardization, 2002.

_____. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels: European Committee For Standardization, 2004.

_____. **EN 206-1**: Concrete - Specification, performance, production and conformity. Brussels: European Committee For Standardization, 2013.

EVANGELISTA, Ana Catarina Jorge. Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos. 2002. 219 f. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FEDUMENTI, Mariana Battisti. **Avaliação da Influência da cinza de casca de arroz no comportamento de concretos com agregado reciclado de concreto em relação a propriedades mecânicas e de durabilidade, com ênfase no transporte de íons cloreto.** 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2013.

FERRARI, Vladimir José; PADARATZ, Ivo José. Aplicação de ondas ultra-sônicas na detecção das primeiras fissuras em vigas de concreto armado e na avaliação da resistência à compressão. **Acta Scientiarum.** v. 25, n. 2, p. 185-191, 2008.

FERREIRA, Rui Miguel. **Probability-based durability analysis of concrete structures in marine environment.** 2004. 338 f. Tese (Doutorado) - Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, 2004.

FIGUEIREDO, Enio Pazini. Ação dos cloretos no concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 25. p. 887-902.

FIGUEIREDO, Enio Pazini; MEIRA, Gibson. **BT06 - Corrosão das armaduras das estruturas de concreto.** Mérida: ALCONPAT Internacional, 2013. 30 p.

FREIRE, Karla Regina Rattmann. **Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto.** 2005. 211 f. Dissertação (Mestrado) - Engenharia e Ciências dos Materiais, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

GALVÍN, A. P. et al. Leaching assessment of concrete made of recycled coarse aggregate: physical and environmental characterisation of aggregates and hardened concrete. **Waste Management,** v. 34, n. 9, p. 1693-1704, 2014.

GARCEZ, Mônica Regina; SANTOS, Thiara; GATTO, Darci Alberto. Avaliação das propriedades físicas e mecânicas de concretos pré-moldados com adição de serragem em substituição ao agregado miúdo. **Ciência & Engenharia,** v. 22, n. 2, p. 95-104, 2014.

GIL-MARTÍN, Luisa María et al. Toward the production of future heritage structures: Considering durability in building performance and sustainability—A philosophical and historical overview. **International Journal of Sustainable Built Environment,** v. 1, n. 2, p. 269-273, 2012.

GJØRV, Odd E. **Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments.** 2. ed. Boca Raton: Crc Press, 2014

GRAEFF, Ângela Gaio. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado.** 2007. 184 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

HAMADA, Hidenori et al. Experimental study on relationship between void under reinforcing bar and its corrosion. **Cement Science and Concrete Technology,** n. 63, p. 428-433, 2009.

HAMADA, M. Neutralization (carbonation) of concrete and corrosion of reinforcing steel. In: Proceedings of International Symposium on the Chemistry of Cement, 5, Tokyo, 1969. Tokyo, 1969, Part III, v.II/4.p.343-369.

HASPARYK, Nicole Pagan. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. 2005. 326 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

HASSOUN, M. Nadim; AL-MANASEER, Akthem. **Structural Concrete: Theory and Design**. 6. ed. Hoboken: Wiley, 2015. 1072 p.

HELENE, Paulo. Agresividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón. **Hormigón**, Buenos Aires, p.25-53, maio 1983.

HELENE, Paulo. Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural. **Revista ALCONPAT**, v. 1, n. 1, p. 67-92, 2011.

HELENE, Paulo. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. 1993. 248 f. Tese (Livre Docência) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HELENE, Paulo. **Estructuras de Concreto**. Proyectar para La Durabilidad. Bogotá, Seccional Colombiana del American Concrete Institute ACI, Publicación Técnica, 2001, 8p.

HELENE, Paulo. **Os Principais Mecanismos de Deterioração que Prejudicam a Vida Útil da Estrutura**. Gramado: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013. Color.

HELENE, Paulo. Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: Congresso Ibero Americano De Patologia Das Construções (CONPAT), 4., 1997, Porto Alegre. **Anais do Congresso Ibero Americano de Patologia das Construções**. Porto Alegre: Conpat, 1997. p. 1 - 30.

HOLLAND, T.C. (1993). High Performance concrete. Concrete products. Master Builders, Inc. Cleveland, OH, United States.

HOOTON, R. Doug; BICKLEY, John A. Design for durability: the key to improving concrete sustainability. **Construction and Building Materials**, v. 67, p. 422-430, 2014.

HUGHES, Peter et al. Microscopic study into biodeterioration of marine concrete. **International Biodeterioration & Biodegradation**, v. 79, p. 14-19, 2013.

JANG, J. G. et al. Resistance of coal bottom ash mortar against the coupled deterioration of carbonation and chloride penetration. **Materials & Design**, v. 93, p. 160-167, 2016.

JIANG, Lei et al. Durability of concrete under sulfate attack exposed to freeze–thaw cycles. **Cold Regions Science and Technology**, v. 112, p. 112-117, 2015.

JORDANI, Barbara et al. Influência da geometria do corpo de prova no ensaio de resistividade elétrica em concreto. In: XI Congresso Internacional sobre Patologias e Recuperação de Estruturas, 2015, São Leopoldo. **Anais do XI Congresso Internacional sobre Patologias e Recuperação de Estruturas**. São Leopoldo: Casa Leiria, 2014.

JUNG, M. S. et al. Risk of environmental contamination arising from concrete structures, Part III: Alkali leaching. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 19, n. 6, p. 1597-1603, 2015.

KIRCHHEIM, Ana Paula. Concreto de cimento portland branco estrutural: avaliação da carbonatação e absorção capilar. 2003. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-

graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

KISHIMOTO, I. Experimental Study on the Corrosion Condition of Steel Bars in Cracked Reinforced Concrete Specimen. In: International Symposium on the Ageing Management & Maintenance of Nuclear Power Plants, Tokyo, 2010. **Proceedings of International Symposium on the Ageing Management & Maintenance of Nuclear Power Plants**. Tokyo, 2010.

KRIVENKO, Pavel et al. Mechanism of preventing the alkali–aggregate reaction in alkali activated cement concretes. **Cement and Concrete Composites**, v. 45, p. 157-165, 2014.

KULAKOWSKI, Marlova Piva. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas compostos com adição de sílica ativa**. 2002. 199 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

LIMA, Maryangela Geimba de; LENCIONI, Julia Wippich. A problemática da corrosão e da durabilidade das construções em ambientes agressivos - o caso do ambiente marinho urbano e das estruturas de concreto. In: Simpósio internacional de ciências integradas da UNAERP. **Anais do IV Simpósio Internacional de Ciências Integradas da UNAERP**. Guarujá: UNAERP, 2007. p. 1 - 16.

LIU, Youping; WEYERS, Richard E. Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. **ACI Materials Journal**, v. 95, n. 6, p. 675-681, 1998.

LOPES, M. M., BRANCO, V.T.F.C.B, & SOARES, J. B. (2013). Utilização dos testes estatísticos de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk para verificação da 56 normalidade para materiais de pavimentação. **TRANSPORTES**, 21(1), 59-66.

LOPES, Luciana Ericeira. Modelagem Mecânica e Numérica da Reação Álcali-Agregado com Aplicação a Barragens de Concreto. 2004. 144 f. Tese (Doutorado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

LU, S.; LANDIS, E. N.; KEANE, D. T. X-ray microtomographic studies of pore structure and permeability in Portland cement concrete. **Materials and Structures**, v. 39, n. 6, p. 611-620, 2006.

MA, Hongyan. Mercury intrusion porosimetry in concrete technology: tips in measurement, pore structure parameter acquisition and application. **Journal of porous materials**, v. 21, n. 2, p. 207-215, 2014.

MAHEIRO, Raphaele et al. Análise de sensibilidade dos parâmetros de um modelo para previsão da profundidade de carbonatação e sua aplicação em estruturas reais. In: Congresso internacional sobre patología y recuperación de estructuras, 9., 2013, João Pessoa. **Anais do IX Congresso Internacional Sobre Patología y Recuperación de Estructuras**. João Pessoa: IFPB, 2013. p. 1 - 16.

MAKHLOUFI, Z. et al. The strength of limestone mortars with quaternary binders: Leaching effect by demineralized water. **Construction and Building Materials**, v. 36, p. 171-181, 2012.

MARCOLIN, Nelson. **Criação no Concreto**. 2006. Disponível em: <<http://revistapesquisa.fapesp.br/2006/09/01/criacao-no-concreto/>>. Acesso em: 06 jul. 2015.

MEDEIROS, M. H. F. et al. Reinforced concrete in marine environment: Effect of wetting and drying cycles, height and positioning in relation to the sea shore. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 452-457, 2013.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íons cloretos**. 2008. 156 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira; HELENE, Paulo. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIÁ, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 22. p. 773-808.

MEDINA, César; DE ROJAS, María Isabel Sánchez; FRÍAS, Moisés. Freeze-thaw durability of recycled concrete containing ceramic aggregate. **Journal of Cleaner Production**, v. 40, p. 151-160, 2013.

MEHTA, P. Kumar. Reducing the environmental impact of concrete. **Concrete international**, v. 23, n. 10, p. 61-66, 2001.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M.. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 782 p.

MILEAN, Nicolai; OSINALDI, Guillermo Martinez. Impacto da indústria de fertilizantes sobre a qualidade da água subterrânea. In: Congresso brasileiro de águas subterrâneas, 2004, São Paulo. **Anais do XIII Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas**. São Paulo: ABAS, 2004.

MIZUMOTO, Camilo. **Investigação da reação álcali-agregado (RAA) em testemunhos de concreto e agregados constituintes**. 2009. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.

Mohammed, M.H; Pusch, R; Al-Ansari, N; Knutsson, S.(2012) Optimization of concrete by minimizing void volume in aggregate mixture system. **Journal of advanced Science and engineering research**. Vol, 2, p.208-222.

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

MONTEIRO, Isabel Filipa Garcia. **Modelação da evolução da carbonatação em elementos de betão armado**. 2010. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2010.

MORAES FILHO, José Edival. **Avaliação da resistência do concreto ao meio ambiente em estrutura de concreto do Porto do Recife: estudo de caso**. 2013. 133 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de Pernambuco, Recife, 2013.

MARÔCO, João. **Análise Estatística com o SPSS Statistics**. Lisboa: Edições Sílabo, 2003. 824 p.

MÜLLAUER, Wolfram; BEDDOE, Robin E.; HEINZ, Detlef. Sulfate attack expansion mechanisms. **Cement and Concrete Research**, v. 52, p. 208-215, 2013.

NARAYANAN, R. S.; BEEBY, A.. **Designers Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures**. General rules and rules for buildings and structural fire design. London: Thomas Telford Ltd, 2005. 232 p.

NAWY, Edward G. **Fundamentals of High-Performance Concrete**. New York: Wiley, 2000. 464 p.

NEVILLE, Adam M. **Propriedades do Concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2015. 912 p.

NGANGA, G. W.; ALEXANDER; M.G.; BEUSHAUSEN, H. D. Quality control of reinforced concrete structures for durability. In: XIII International Conference on Durability of Building Materials and Components (XIII DBMC), 2014, São Paulo. **Proceedings of XIII International Conference on Durability of Building Materials and Components**. 2015. p. 1006-1014.

NIE, Qingke et al. Numerical simulation of fly ash concrete under sulfate attack. **Construction and Building Materials**, v. 84, p. 261-268, 2015.

ORTOLAN, Vinicius de Kayser. **Avaliação da influência do pH e da força iônica da solução dos poros do concreto na resistência à corrosão da armadura**. 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2015.

OZTURK, Ali Ugur; ONAL, Okan. **Identification of water/cement ratio of cement pastes, basing on the microstructure image analysis data and using artificial neural network**. **KSCCE Journal of Civil Engineering**, v. 17, n. 4, p. 763-768, 2013.

OWSIAK, Z.; ZAPAŁA-SŁAWETA, J.; CZAPIK, P. Diagnosis of concrete structures distress due to alkali-aggregate reaction. **Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences**, v. 63, n. 1, p. 23-29, 2015.

PANDEFF, Pando Angeloff et al. Avaliação de impactos sócio-ambientais da indústria petroquímica: o caso do COMPERJ e a APA-Guapimirim/ RJ. In: Congresso nacional de excelência em gestão, 2008, Niterói. **Anais do IV Congresso Nacional de Excelência em Gestão**. Niterói: 2008.

PAPADAKIS, Vagelis G. Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. **Cement and concrete research**, v. 30, n. 2, p. 291-299, 2000.

PAPADAKIS, Vagelis G.; VAYENAS, Costas G.; FARDIS, M. N. A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation. **AIChE Journal**, v. 35, n. 10, p. 1639-1650, 1989.

PAULETTI, Cristiane et al. Degradação do concreto por carbonatação: execução do ensaio. **Revista Concreto e Construções**, v. 53, p.35-42, 2009.

PAULETTI, Cristiane. **Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação**. 2004. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

PAULETTI, Cristiane. **Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição**. 2009. 285 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

PEDROSO, Fábio Luís. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. **Revista Concreto e Construções**. IBRACON, n. 53, p. 14-19, 2009.

PEREIRA, Victor Correia de Oliveira. **Estudo da influência do tipo de cimento em relação à corrosão de armaduras sob ação de íons cloreto**. 2011. 156 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica de Pernambuco, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

PINA, Francisco Branco Correia. **Resistência à carbonatação de argamassas de reparação para estruturas em betão armado: Estudo de argamassas cimentícias e cimentícias modificadas com polímeros**. 2009. 165 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

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

Portal Brasil. **Mais de 60 mil famílias de trabalhadores rurais terão casa própria até 2014**. 2012. Disponível em: <<http://www.brasil.gov.br/infraestrutura/2012/10/mais-de-60-mil-familias-de-agricultores-terao-casa-propria-ate-2014>>. Acesso em: 06 ago. 2015.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). **Global Cement Consumption on the Rise**. 2015. Disponível em: <<http://www.cement.org/newsroom/2015/06/03/global-cement-consumption-on-the-rise>>. Acesso em: 05 abr. 2015.

POSSAN, Edna. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

POSSAN, Edna. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. 265 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

RABEHI, Mohamed; MEZGHICHE, Bouzidi; GUETTALA, Salim. Correlation between initial absorption of the cover concrete, the compressive strength and carbonation depth. **Construction and Building Materials**, v. 45, p. 123-129, 2013.

RAJABIPOUR, Farshad et al. Alkali-silica reaction: Current understanding of the reaction mechanisms and the knowledge gaps. **Cement and Concrete Research**, v. 76, p. 130-146, 2015.

REBMANN, Markus Samuel. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência**. 2011. 213 f. Dissertação (Mestrado) - Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

REDDY, B. et al. On the corrosion risk presented by chloride bound in concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 24, n. 1, p. 1-5, 2002.

RIBEIRO, Philippe Hypólito Lins Cabral. **Realcalinização eletroquímica de estruturas de concreto armado carbonatadas inseridas no meio urbano: influência de características da estrutura no comportamento do tratamento**. 2009. 144 f. Dissertação (Mestrado em Urbanismo) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2009.

RILEM TC 116 PCD. Permeability of concrete as a criterion of its durability. Concrete durability – an approach towards performance testing. **Materials and Structures**, v. 32, n. 4, p. 174-179, 1999.

RILEM TC 154 EMC. Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete. **Materials and Structures**, v. 33, p. 603-611, 2000.

RIPPER, Thomaz; SOUZA, Vicente Custódio Moreira de. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 2001.

ROSSIGNOLO, João Adriano. **Concreto leve de alto desempenho modificado com SB para pré-fabricados esbeltos - dosagem, produção, propriedades e microestrutura**. 2003. 220 f. Tese (Doutorado) – Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

ROZIÈRE, E.; LOUKILI, A. Performance-based assessment of concrete resistance to leaching. **Cement and Concrete Composites**, v. 33, n. 4, p. 451-456, 2011.

ROZIERE, Emmanuel; LOUKILI, Ahmed; CUSSIGH, Francois. A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 1, p. 190-199, 2009.

SANJUAN, M. A.; MUÑOZ-MARTIALAY, R. Influence of the water/cement ratio on the air permeability of concrete. **Journal of materials science**, v. 31, n. 11, p. 2829-2832, 1996.

SARJA, A; VESIKARI, E (1996). Durability design of concrete structures. Reporto f Rilem Technical committee 130-CSL. Chapman & Hall, 1st edition.

SARTORI, Bruno Rommel Cattani. **Estudo da carbonatação em concretos com agregado graúdo reciclado de concreto e cinza de casca de arroz**. 2013. 120 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2013.

SATO, Neide Matiko Nakata. **Análise da porosidade e das propriedades de transporte de massa de concreto com vistas à avaliação de suas durabilidades**. 1998. 172 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

SCHÄFER, Maurício. **Análise da influência de elevadas temperaturas em revestimento de argamassa**. 2015. 137 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2015.

SCHIESSL, P. New approach to service life design of concrete structure. **Asian Journal of Civil Engineering (building and housing)**, v. 6, n. 5, p. 393-407, 2005.

SCHIOPU, Nicoleta et al. Modelling and simulation of concrete leaching under outdoor exposure conditions. **Science of the Total Environment**, v. 407, n. 5, p. 1613-1630, 2009.

SHAPIRO, Samuel Sanford; WILK, Martin B. An analysis of variance test for normality (complete samples). **Biometrika**, v. 52, n. 3/4, p. 591-611, 1965.

SHINDE, Gaurav Uttam; VALUNJKAR, S. S. An Experimental Study on Compressive Strength, Void Ratio and Infiltration Rate of Pervious Concrete. **International Journal of Engineering Research and Technology**, v. 4, n. 4, 2015.

SIDDIQUE, Rafat. Compressive strength, water absorption, sorptivity, abrasion resistance and permeability of self-compacting concrete containing coal bottom ash. **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 1444-1450, 2013.

SILVA, Fernanda Giannotti da. **Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos**. 2006. 236 f. Tese (Doutorado) - Ciência e Engenharia de Materiais, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVA, Sidney José Honório da. **Análise de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão de armadura por cloretos através do método dos elementos finitos**. 2003. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SILVA, P.C.; FERREIRA, R.M.; FIGUEIRAS, H. Medições de resistividade elétrica avaliada em provetes de betão: influência do método de ensaio e das condições de cura. Encontro Nacional do Betão Estrutural – BE2012, 2012, Porto. **Anais do Encontro Nacional do Betão Estrutural – BE2012**, 2012. Porto: FEUP, 2012. 10 p.

SOUZA, Darcio Oliveira de et al. Investigação da corrosividade do ensaio de névoa salina segundo norma ISO 9227. In: Encontro e exposição brasileira de tratamento de superfície/III interfinish, 2012, São Paulo. **Anais do EBRATS 2012**. São Paulo: ABRATS, 2012. p. 360 - 367.

SUHENDRO, Bambang. **Toward green concrete for better sustainable environment**. Procedia Engineering, v. 95, p. 305-320, 2014.

TANESI, Jussara; DA SILVA, Maristela Gomes; GOMES, Vanessa. Guidelines for the development of concrete performance-based specifications in Brazil. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 2, p. 219-228, 2012.

TANG, S. W. et al. Recent durability studies on concrete structure. **Cement and Concrete Research**, v. 78, p. 143-154, 2015.

TEMMYO, T.; OBARA, Yuzo. Quantification of Material Constitution in Concrete by X-Ray CT Method. **Advances in Computed Tomography for Geomaterials: GeoX 2010**, p. 140-147, 2010.

THOMAZ, Ercio. **Lixiviação x carbonatação**. 2009. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/151/ipt-responde-lixiviacao-x-carbonatacao-285779-1.aspx>>. Acesso em: 22 jul. 2015.

TORRES, Ariela da Silva. **Corrosão por cloretos em estruturas de concreto armado : uma meta-análise**. 2011. 186 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

TRIPADALLI, Claudia Wagenführ. **Estudo comparativo de metodologias de ensaios acelerados de corrosão por frestas nas ligas de aço inox AISI 430 e AISI 304**. 2011. 118 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Química, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

TUKEY, John W. A survey of sampling from contaminated distributions. **Contributions to probability and statistics**, v. 2, p. 448-485, 1960.

TUTIKIAN, Bernardo Fonseca; HELENE, Paulo. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 12. p. 415-452

TUTIKIAN, Bernardo Fonseca; ISAIA, Geraldo Cechella; HELENE, Paulo. Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 36. p. 1283-1326.

TUUTTI, K.. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Cement And Concrete Research Institute, 1982. 468 p.

VAL, Julio Gomes do. **Avaliação do desempenho de camada protetora em concreto submetido a meio quimicamente agressivo**. 2007. 72 f. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

VALDUGA, Laila. **Reação alcali-agregado : mapeamento de agregados reativos do Estado de São Paulo**. 2002. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Edificações, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.

VERMA, Sanjeev Kumar; BHADAURIA, Sudhir Singh; AKHTAR, Saleem. Evaluating effect of chloride attack and concrete cover on the probability of corrosion. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, v. 7, n. 4, p. 379-390, 2013.

VESIKARI, E. (2009). Carbonation and chloride penetration in concrete with special objective of service life modelling by the factor approach. Technical Research Centre of Finland- Research report VTTR0477109. 38p.

VILASBOAS, J. M. L.; MACHADO, S.L. An attempt to classify environmental aggressiveness in the city of Salvador-BA. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, n. 2, p. 219-247, 2010.

VILASBOAS, José Marcílio Ladeia. **Durabilidade das edificações de concreto armado em Salvador: uma contribuição para a implantação da NBR 6118:2003**. 2004. 229 f. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo, Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2004.

WANG, D. et al. Influence of freeze–thaw on the polishing resistance of coarse aggregates on road surface. **Construction and Building Materials**, v. 64, p. 192-200, 2014.

WANG, Licheng; UEDA, Tamon. Mesoscale modelling of the chloride diffusion in cracks and cracked concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 9, n. 3, p. 241-249, 2011.

WASHBURN, Edward W. Note on a method of determining the distribution of pore sizes in a porous material. **Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America**, p. 115-116, 1921.

WASSERMANN, R.; KATZ, A.; BENTUR, A. Minimum cement content requirements: a must or a myth?. **Materials and Structures**, v. 42, n. 7, p. 973-982, 2009.

WEI, Xiaosheng; XIAO, Lianzhen; LI, Zongjin. Prediction of standard compressive strength of cement by the electrical resistivity measurement. **Construction and Building Materials**, v. 31, p. 341-346, 2012.

WERLE, Ana Paula. **Determinação de propriedades de concretos com agregados reciclados de concreto com ênfase na carbonatação**. 2010. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2010.

WERLE, Ana Paula; KAZMIERCZAK, Claudio de Souza; KULAKOWSKI, Marlova Piva. Carbonation in concretes with recycled concrete aggregates. **Ambiente Construído**, v. 11, n. 2, p. 213-228, 2011.

World Business Council for Sustainable Development- WBCSD (2012). Iniciativa para a sustentabilidade do cimento (CSI) Plano de ação, disponível online em: <http://www.wbcd.org/home.aspx>, acessado em abril de 2015..

YAN, Xin; LI, Hui; WONG, Yuk-Lung. Assessment and repair of fire-damaged high-strength concrete: Strength and durability. **Journal of materials in civil engineering**, v. 19, n. 6, p. 462-469, 2007.

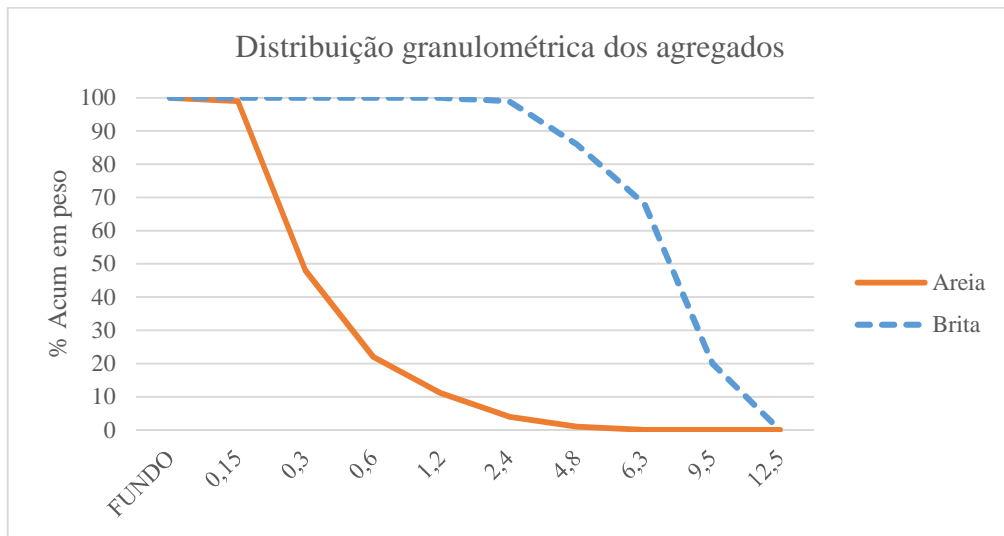
YU, Bo et al. Practical model for predicting corrosion rate of steel reinforcement in concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 54, p. 385-401, 2014.

YURDAKUL, Ezgi. **Optimizing concrete mixtures with minimum cement content for performance and sustainability**. 2010. 121 f. Dissertação (Mestrado). Engineering, Iowa State University, Ames, 2010.

ZHANG, S. P.; ZONG, L. Evaluation of relationship between water absorption and durability of concrete materials. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2014, 2014.

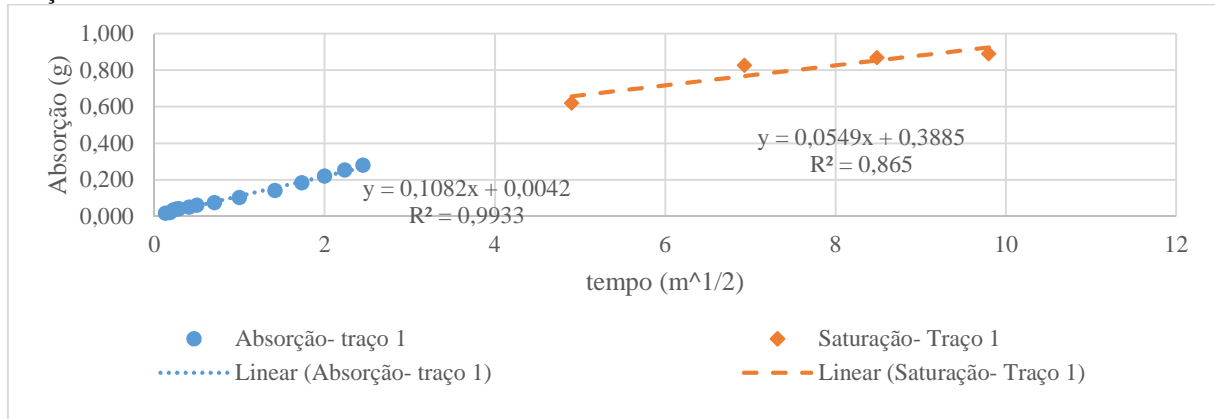
APÊNDICE

APÊNDICE A- DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS

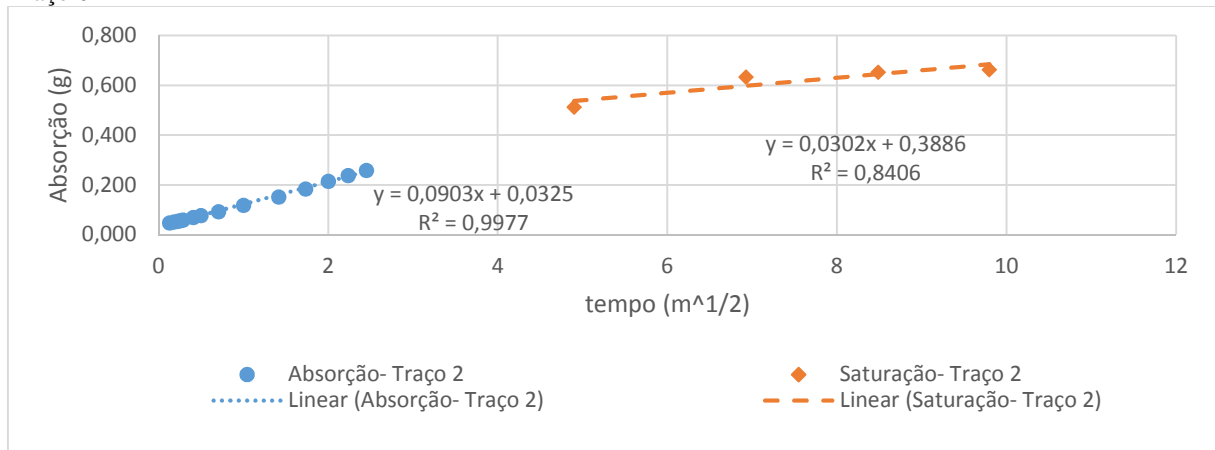


APÊNDICE B- ABSORÇÃO DE ÁGUA POR CAPILARIDADE- 28 DIAS

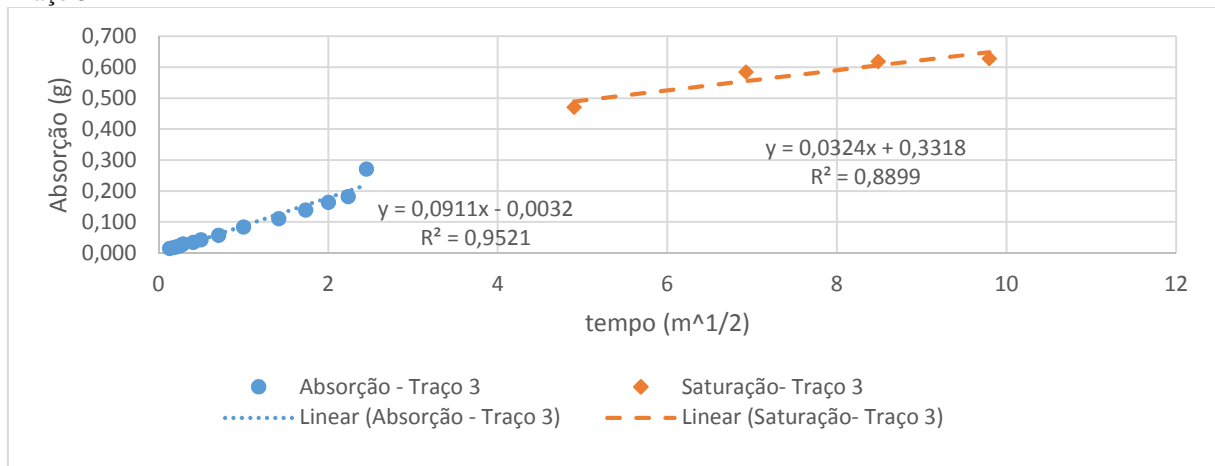
Traço 01



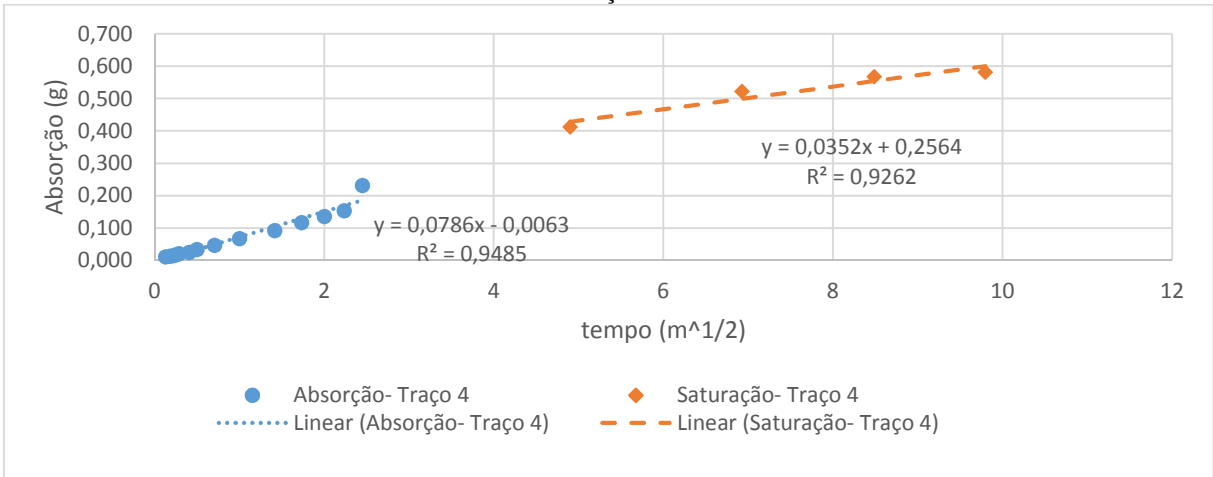
Traço 02



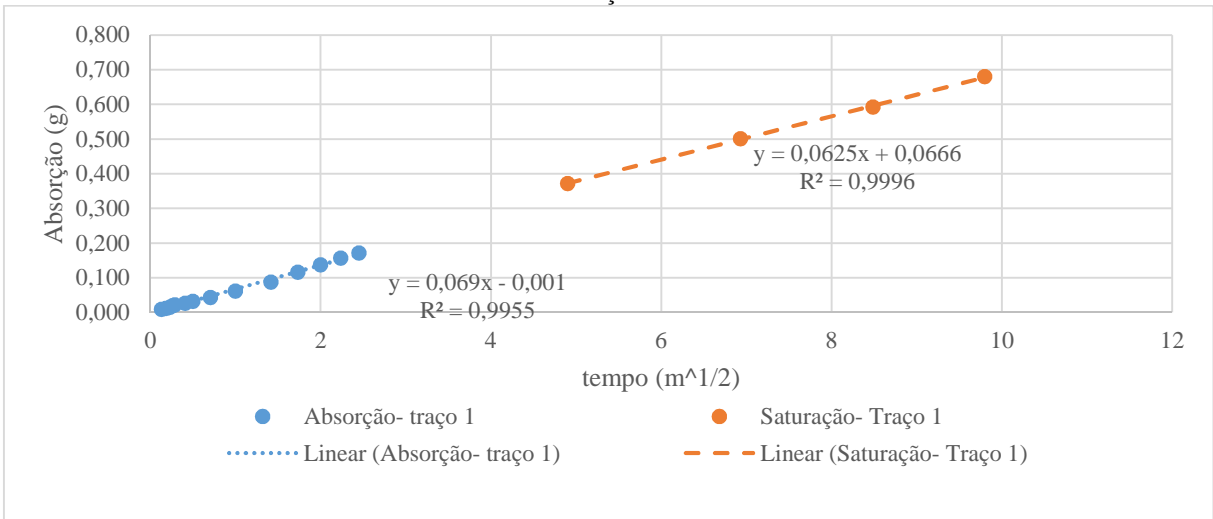
Traço 3



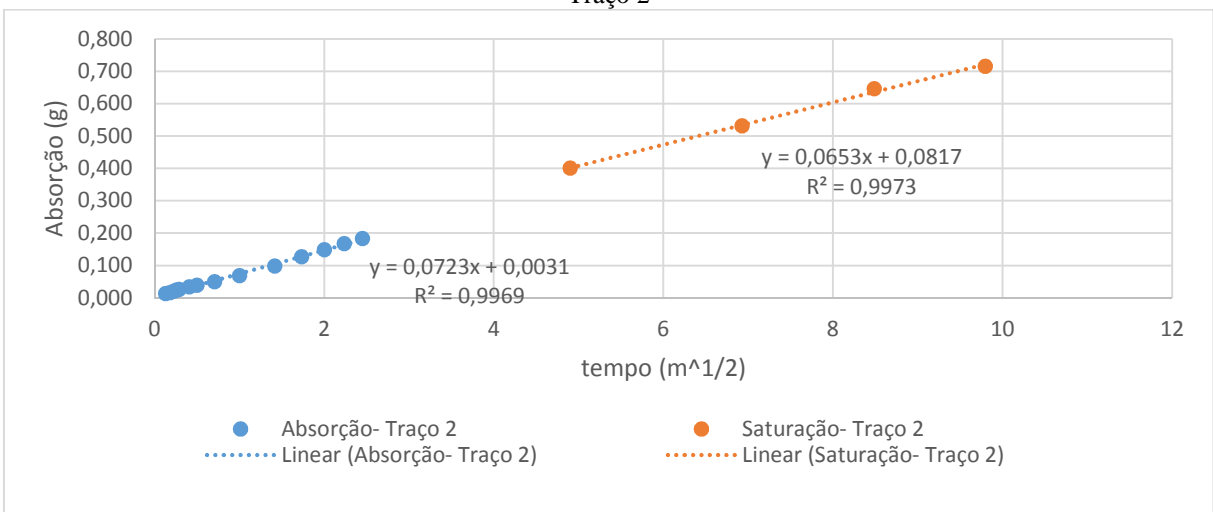
Traço 4



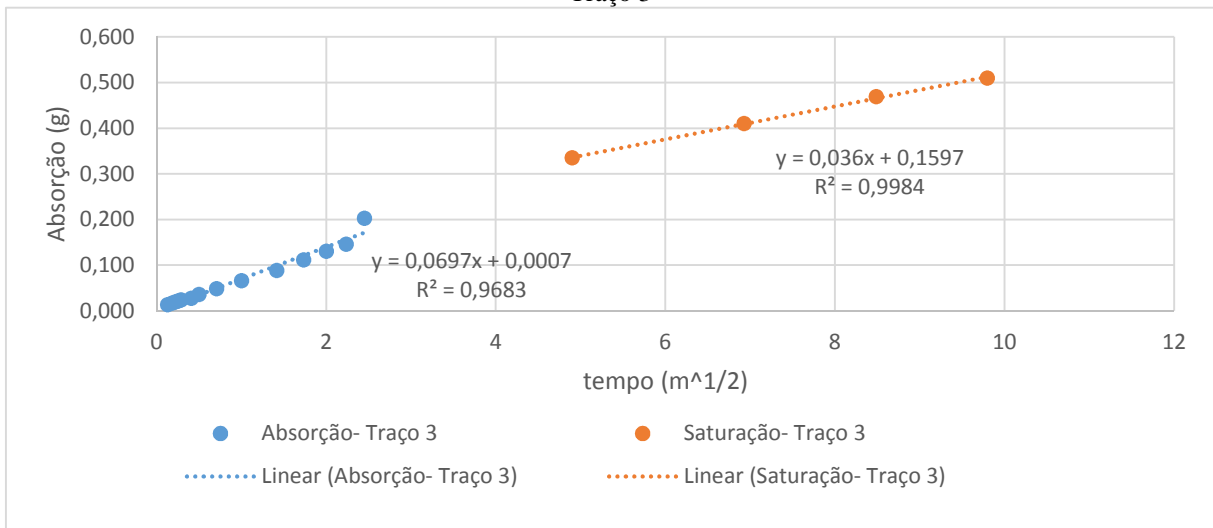
Absorção de água por capilaridade- 84 dias
Traço 1



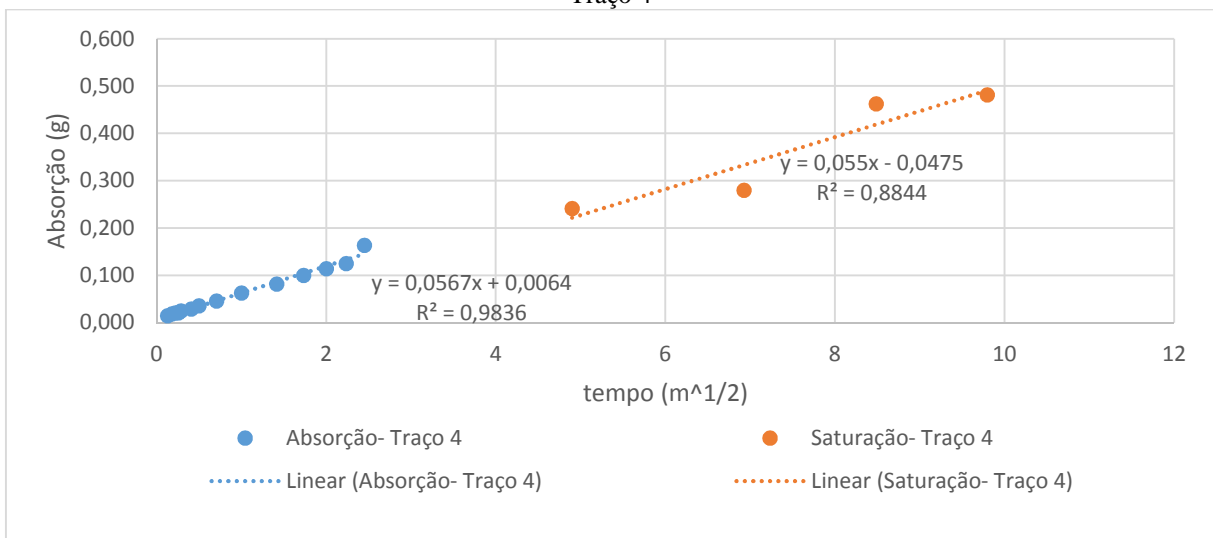
Traço 2



Traço 3



Traço 4



APÊNDICE C- RESISTIVIDADE ELÉTRICA

Traços	Idade: 28 dias		Traços	Idade: 84 dias		Traços	Idade: 140 dias				
	Resistividade Elétrica (Ωm)	Média		Resistividade Elétrica (Ωm)	Média		Resistividade Elétrica (Ωm)	Média			
tf1.01	16,4	16,45	tf1.01	22,4	24,60	tf1.01	42,8	40,67			
	15,8			23			39,9				
tf1.02	15,8		tf1.02	27,5		tf1.02	40,6				
	15,5			26			41,3				
tf1.03	18,2		tf1.03	24,1		tf1.03	37,8				
	17			24,6			41,6				
tf2.01	17,9		17,82	tf2.01		27,9	27,23		tf2.01	40,4	44,57
	18,2					27,5				41,4	
tf2.02	17,2			tf2.02		26,5			tf2.02	46,8	
	17,6	26,4			46						
tf2.03	18,2	tf2.03		28	tf2.03	47,7					
	17,8			27,1		45,1					
tf3.01	26,4	23,77		tf3.01	34,1	37,37		tf3.01	68	59,10	
	26,4				33,6				64		
tf3.02	22,8			tf3.02	35,7			tf3.02	63,6		
	22,7		35,4		58,1						
tf3.03	22,3		tf3.03	41,2	tf3.03		52,8				
	22			44,2			48,1				
tf4.01	30,9		32,62	tf4.01	55,7		51,20	tf4.01	89,4		85,73
	29,3				54,9				89,1		
tf4.02	32,3			tf4.02	46,9			tf4.02	81,1		
	31,4	46,9			82,6						
tf4.03	36,1	tf4.03		49,9	tf4.03	84					
	35,7			52,9		88,2					

APÊNDICE D- VALORES DE RESISTÊNCIA MECÂNICA À COMPRESSÃO

Amostra	Idade (dias)	Resultado (MPa)	Resistência potencial (MPa)	Resistência média (MPa)
T1.1	7	24,4		
T1.2	7	29,8	29,8	27,3
T1.3	7	27,7		
T2.1	7	24,4		
T2.2	7	25,8	25,8	25,2
T2.3	7	25,5		
T3.1	7	29,9		
T3.2	7	28,5	29,9	28,6
T3.3	7	27,4		
T4.1	7	36,6		
T4.2	7	34,3	36,6	35,1
T4.3	7	34,3		
T1.1	28	23,1		
T1.2	28	23,8	23,8	23,4
T1.3	28	23,3		
T2.1	28	26,2		
T2.2	28	27,5	28,7	27,5
T2.3	28	28,7		
T3.1	28	33,7		
T3.2	28	33,9	34,4	34,0
T3.3	28	34,4		
T4.1	28	41,2		
T4.2	28	38,5	41,2	39,6
T4.3	28	39		
T1.1	56	33,8		
T1.2	56	34,1	34,1	32,5
T1.3	56	29,5		
T2.1	56	31		
T2.2	56	35,3	35,3	30,7
T2.3	56	25,9		
T3.1	56	41,7		
T3.2	56	38,1	41,7	33,8
T3.3	56	21,5		
T4.1	56	57,6		
T4.2	56	45,1	58,3	53,7
T4.3	56	58,3		
T1.1	84	29,7		
T1.2	84	22,7	29,7	26,6
T1.3	84	27,3		
T2.1	84	35		
T2.2	84	37,1	37,1	35,2
T2.3	84	33,4		
T3.1	84	36,5		
T3.2	84	41,1	41,1	39,4
T3.3	84	40,6		
T4.1	84	63		
T4.2	84	61,1	63,9	62,7
T4.3	84	63,9		
T1.1	140	30,3		
T1.2	140	32,6	34,9	32,6
T1.3	140	34,9		
T2.1	140	39,5		
T2.2	140	40,4	40,4	39,4
T2.3	140	38,2		
T3.1	140	52,2	53	49,8

T3.2	140	53		
T3.3	140	44,1		
T4.1	140	65,5		
T4.2	140	62,8	67,8	65,4
T4.3	140	67,8		

APÊNDICE E- TABELA DE DADOS ESTATÍSTICOS

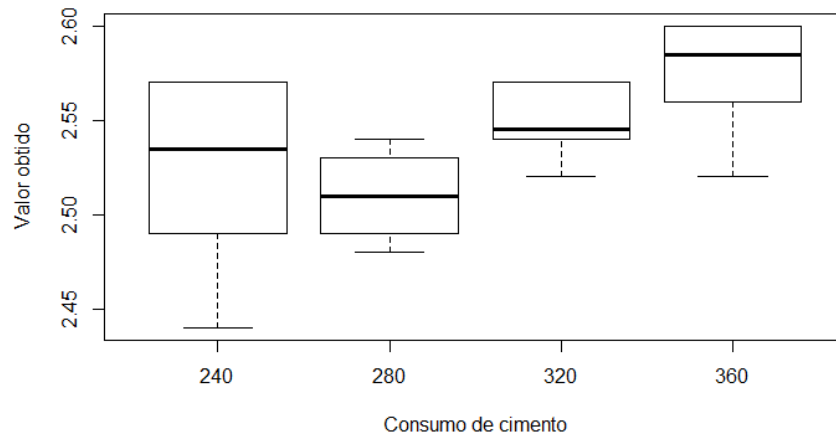
Relaçã o a/c	Cons de cimento	Idade	Res à compr	Índ de vazios	Massa espec	Abs de água total	Abs de água capilar	Porosi metria	Vel de ondasUS	Resist elétrica	Carbon atação	Névoa salina
0,65	240	7	24,4	13,2	2,57	5,92	-	-	-	-	2,1	-
0,65	240	7	29,8	13,8	2,57	6,22	-	-	-	-	-	-
0,65	240	7	27,7	13,4	2,52	6,15	-	-	-	-	-	-
0,65	240	28	23,1	9,75	2,49	4,34	1,36	-	4661,25	16,4	6,07	10,4
0,65	240	28	23,8	10,1	2,55	4,41	1,21	-	4555,18	15,8	-	-
0,65	240	28	23,3	10,72	2,44	4,92	1,25	-	4605,26	15,8	-	-
0,65	240	28	-	-	-	-	-	-	-	15,5	-	-
0,65	240	28	-	-	-	-	-	-	-	18,2	-	-
0,65	240	28	-	-	-	-	-	-	-	17	-	-
0,65	240	56	33,8	-	-	-	-	-	-	-	12,8	-
0,65	240	56	34,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,65	240	56	29,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,65	240	84	29,7	-	-	-	1,2	0,07	4648,62	22,4	14,38	15,2
0,65	240	84	22,7	-	-	-	1,47	-	4536,04	23	-	-
0,65	240	84	27,3	-	-	-	1,41	-	4642,86	27,5	-	-
0,65	240	84	-	-	-	-	-	-	-	26	-	-
0,65	240	84	-	-	-	-	-	-	-	24,1	-	-
0,65	240	84	-	-	-	-	-	-	-	24,6	-	-
0,65	240	140	30,3	-	-	-	-	-	4591,74	42,8	-	-
0,65	240	140	32,6	-	-	-	-	-	4572,07	39,9	-	-
0,65	240	140	34,9	-	-	-	-	-	4510,02	40,6	-	-
0,65	240	140	-	-	-	-	-	-	-	41,3	-	-
0,65	240	140	-	-	-	-	-	-	-	37,8	-	-
0,65	240	140	-	-	-	-	-	-	-	41,6	-	-
0,6	280	7	24,4	13,48	2,52	6,17	-	-	-	-	2,85	-
0,6	280	7	25,8	13,16	2,53	6	-	-	-	-	-	-
0,6	280	7	25,5	13,02	2,54	5,9	-	-	-	-	-	-
0,6	280	28	26,2	10,31	2,49	4,62	1,3	-	4557,82	17,9	5,66	7,5
0,6	280	28	27,5	12	2,5	5,47	1,27	-	4550,11	18,2	-	-
0,6	280	28	28,7	9,78	2,48	4,36	1,32	-	4544,84	17,2	-	-
0,6	280	28	-	-	-	-	-	-	-	17,6	-	-
0,6	280	28	-	-	-	-	-	-	-	18,2	-	-
0,6	280	28	-	-	-	-	-	-	-	17,8	-	-
0,6	280	56	31	-	-	-	-	-	-	-	11,15	-
0,6	280	56	35,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,6	280	56	25,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,6	280	84	35	-	-	-	1,73	0,1135	4584,63	27,9	14,7	13,8
0,6	280	84	37,1	-	-	-	1,61	-	4541,2	27,5	-	-
0,6	280	84	33,4	-	-	-	11,68	-	4542,79	26,5	-	-
0,6	280	84	-	-	-	-	-	-	-	26,4	-	-
0,6	280	84	-	-	-	-	-	-	-	28	-	-

Relaçã o a/c	Cons de cimento	Idade	Resistê ncia à compre ssão	Índice de vazios	Massa específi ca	Abs de água total	Abs de água capilar	Porosi metria	Vel de ondasUS	Resist elétrica	Carbon atação	Névoa salina
0,45	360	56	58,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,45	360	84	63	-	-	-	0,56	0,0125	4874,08	55,7	3,5	11,1
0,45	360	84	61,1	-	-	-	1,7	-	4915,65	54,9	-	-
0,45	360	84	63,9	-	-	-	0,63	-	4770,78	46,9	-	-
0,45	360	84	-	-	-	-	-	-	-	46,9	-	-
0,45	360	84	-	-	-	-	-	-	-	49,9	-	-
0,45	360	84	-	-	-	-	-	-	-	52,9	-	-
0,45	360	140	65,5	-	-	-	-	-	4909,54	89,4	-	-
0,45	360	140	62,8	-	-	-	-	-	4880,2	89,1	-	-
0,45	360	140	67,8	-	-	-	-	-	4882,64	81,1	-	-
0,45	360	140	-	-	-	-	-	-	-	82,6	-	-
0,45	360	140	-	-	-	-	-	-	-	84	-	-
0,45	360	140	-	-	-	-	-	-	-	88,2	-	-

APÊNDICE F-DIAGRAMAS BOXPLOT DE DISTRIBUIÇÃO DOS RESULTADOS

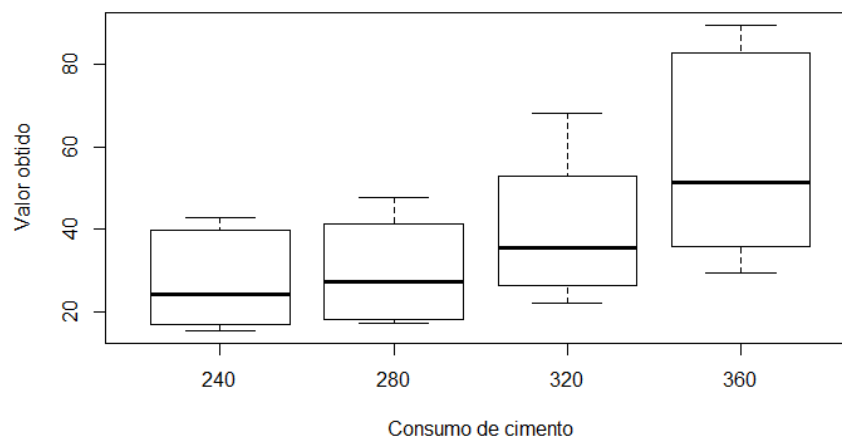
Distribuição dos valores de massa específica

Distribuição dos valores de Massa específica



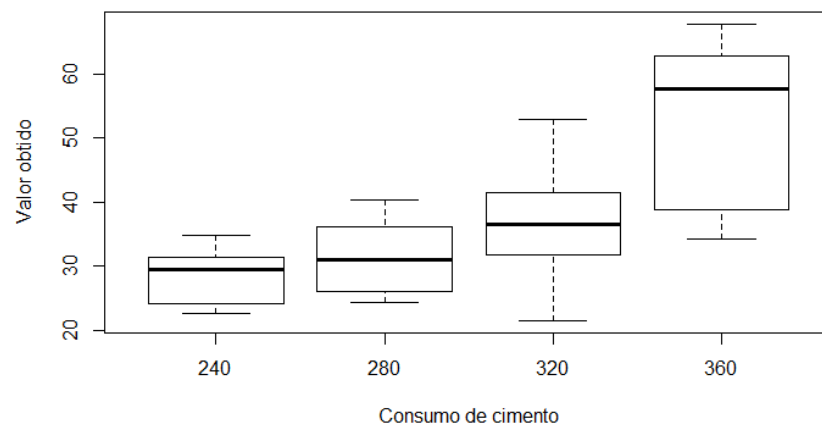
Distribuição dos valores de resistividade elétrica

Distribuição dos valores de Resistividade elétrica



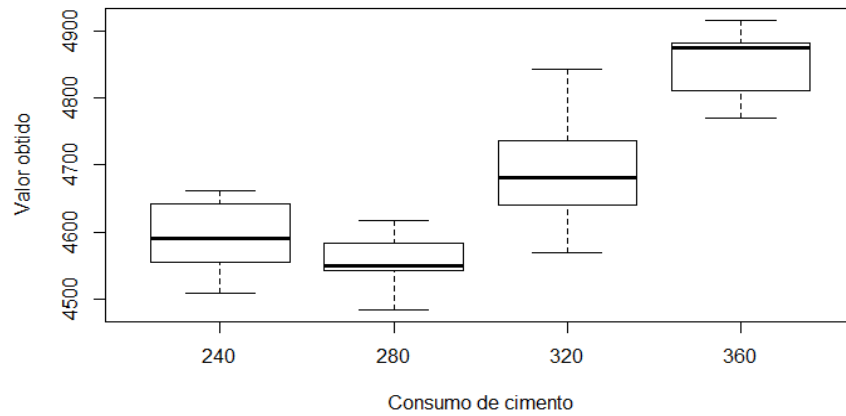
Distribuição dos valores de resistência à compressão

Distribuição dos valores de resistência à compressão

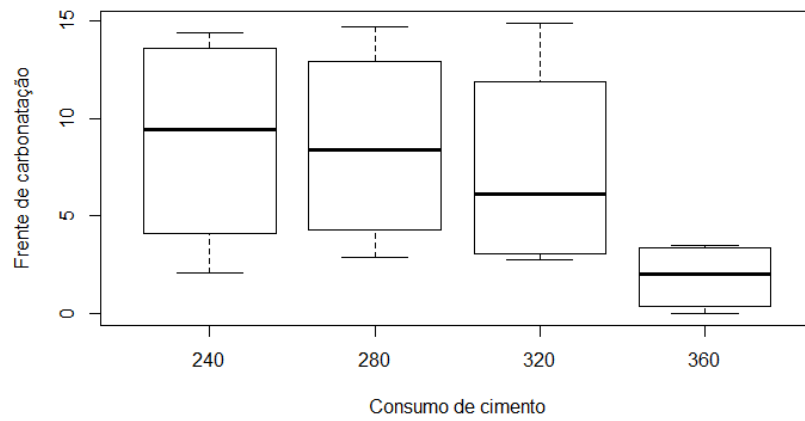


Distribuição dos valores de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

Distribuição dos valores de Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

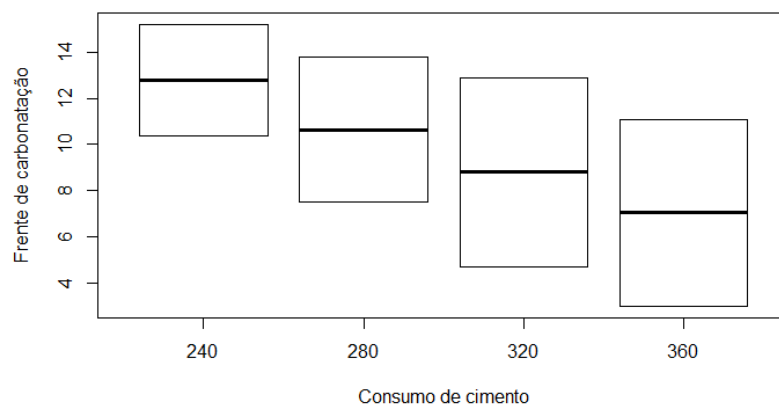


Distribuição dos valores de frente de carbonatação
Frente de carbonatação



Distribuição dos valores de frente de penetração de íons cloreto

Nevoa_salina



APÊNDICE G- ANÁLISE DE TUKEY DAS VARIÁVEIS

Análise da massa específica dos traços

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,8461	T3-T2	0,1226
T3-T1	0,4401	T4-T2	0,0041
T4-T1	0,0242	T4-T3	0,3853

Análise da absorção de água por capilaridade

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,9884	T3-T2	0,1854
T3-T1	0,3074	T4-T2	0,1449
T4-T1	0,2474	T4-T3	0,9989

Análise da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,6427	T3-T2	0,0001
T3-T1	0,0032	T4-T2	0,0000
T4-T1	0,0000	T4-T3	0,0000

Análise da resistividade elétrica

Traços comparados	p valor	Traços comparados	p valor
T2-T1	0,5326	T3-T2	0,0000
T3-T1	0,0000	T4-T2	0,0000
T4-T1	0,0000	T4-T3	0,0000