



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE DURABILIDADE
DO CONCRETO ARMADO A PARTIR DE
ESTRUTURAS DURÁVEIS**



Autor: José Eduardo de Aguiar

Orientador: Prof. Abdias Magalhães Gomes

Dezembro/2006

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**“AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE DURABILIDADE DO CONCRETO
ARMADO A PARTIR DE ESTRUTURAS DURÁVEIS”**

José Eduardo de Aguiar

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Construção Civil”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Abdias Magalhães Gomes
DEMC/UFMG – (Orientador)

Prof. Antônio Neves Carvalho Júnior
DEMC/UFMG

Prof. Hiran Jackson Sartori
PUC Minas

Belo Horizonte, 15 de Dezembro de 2006

José Eduardo de Aguiar

**“AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE DURABILIDADE DO CONCRETO
ARMADO A PARTIR DE ESTRUTURAS DURÁVEIS”**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
da Escola de Engenharia UFMG

Área de Concentração: Materiais de Construção Civil

Orientador: Prof. Abdias Magalhães Gomes

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2006

Esta dissertação é dedicada aos colegas que consideram que a engenharia é a profissão escolhida por Deus para dar continuidade ao seu trabalho de construção da natureza, e que exercem esta carreira com ética e honestidade

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não estaria devidamente concluído sem que nele expressasse os meus mais sinceros agradecimentos e enorme reconhecimento daqueles que de alguma forma colaboraram no transcorrer de sua elaboração.

Ao caríssimo Prof. Abdias, quero expressar o meu mais profundo reconhecimento pela amizade, apoio e estímulo. Ao Prof. Abdias devo a orientação e permanente incentivo, sem esquecer que dele partiu o convite da realização desta empreitada, muito difícil para quem há muitos anos, quase trinta, saiu do banco da Escola de Engenharia.

Aos demais professores e funcionários do Departamento de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais quero manifestar a minha gratidão, não só pelos conhecimentos adquiridos, mas pela ajuda e dedicação. Um grande abraço a todos.

Aos meus amigos que formam a família da Recuperação Engenharia, que acreditaram em mim e que me apoiaram. Espero que as horas despendidas na elaboração deste trabalho possam dar frutos a todos. Muito obrigado.

Agradeço as empresas que participaram direta ou indiretamente da pesquisa, como a RECUPERAÇÃO, USIMINAS, RODOSOL, SAMARCO, SUDECAP e DER-MG. Faço uma particular menção à HOLCIN, que acreditando em nosso trabalho, patrocinou grande parte desta pesquisa.

Por fim os que são primeiros, a minha família. A minha querida esposa Denise, sempre ao meu lado, independente de onde venham os ventos, e aos meus filhos Letícia e Alexandre, que me fizeram ser um pai orgulhoso.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xv
RESUMO.....	xvi
ABSTRACT	xvii
1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Considerações gerais e relevância do trabalho	18
1.2 Objetivo	20
1.3 Estrutura da pesquisa	21
2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO.....	22
2.1 Generalidades sobre a durabilidade	22
2.2 Fatores de degradação do concreto	23
2.2.1 Processos principais	23
2.2.2 Causas mecânicas e físicas.....	25
2.2.2.1 Ciclos de gelo-degelo.....	25
2.2.2.2 Tensões térmicas.....	26
2.2.2.3 Deformações por retração e fluência	28
2.2.2.4 Desgaste por abrasão, erosão e cavitação	33
2.2.2.5 Efeito de altas temperaturas sobre o concreto.....	35
2.2.3 Causas químicas.....	40
2.2.3.1 Ataque de sulfatos	41
2.2.3.2 Reação álcali-agregado	43
2.2.3.3 Ataque de água pura.....	44
2.2.3.4 Ataque por ácidos	45
2.2.3.5 Ataque da água do mar.....	47
2.2.3.6 Carbonatação.....	48
2.2.3.7 Cloretos.....	52
2.2.4 Biodeterioração do concreto	54
2.2.5 Causas eletroquímicas de degradação	60
2.2.5.1 Fundamentos da corrosão	60

2.2.5.2 Corrosão das armaduras no concreto armado.....	61
2.2.5.3 Tipos de corrosão	64
3 MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO.....	67
3.1 Generalidades.....	67
3.2 Estrutura e dimensões dos poros.....	68
3.3 Permeabilidade	69
3.4 Difusão.....	71
3.5 Absorção capilar	74
3.6 Migração	75
3.7 Adsorção.....	75
4 MODELOS DE DURABILIDADE	76
4.1 Consideração sobre vida útil.....	76
4.2 Tipos de modelos de durabilidade	77
4.3 Análise dos modelos de previsão de vida útil.....	80
4.3.1 Modelos de previsão relacionados com a deterioração do concreto	80
4.3.2 Modelos de previsão relacionados com a corrosão da armadura ...	83
4.3.2.1 Modelos para o período de iniciação	84
4.3.2.2 Modelos para o período de propagação	88
5 PRÁTICAS QUE INFLUENCIAM A DURABILIDADE.....	90
5.1 Generalidades.....	90
5.2 Diretrizes normativas no Brasil.....	90
5.2.1 Agressividade do ambiente	91
5.2.2 Qualidade do concreto	92
5.2.3 Cobrimentos nominais	93
5.3 Detalhes a serem observados nos projetos	94
5.4 Detalhes a serem observados na construção	98
6 PROCEDIMENTOS, ENSAIOS E RESULTADOS OBTIDOS	105
6.1 Definição de uma estrutura durável	105
6.2 Seleção das estruturas investigadas.....	105
6.2.1 3ª Ponte	107
6.2.2 Santa Tereza.....	108
6.2.3 Floresta	109

6.2.4 ETB	110
6.2.5 RODMILL	111
6.2.6 CRALLIN	112
6.2.7 Samarco	113
6.2.8 Lagoa Santa	114
6.2.9 São Benedito	115
6.3 Extração das amostras	116
6.4 Preparação das amostras	118
6.4.1 Corte	118
6.4.2 Secagem	122
6.5 Descrição dos ensaios e resultados obtidos	123
6.5.1 Ultra-sonografia	124
6.5.2 Absorção capilar	127
6.5.3 Resistividade elétrica	131
6.5.4 Módulo de elasticidade dinâmico	133
6.5.5 Avaliação da resistência à compressão	135
6.5.6 Medição da profundidade de carbonatação	137
6.5.7 Inspeção via MEV (microscopia eletrônica de varredura)	139
6.5.8 Teor de sulfatos e cloretos	145
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	147
7.1 Previsão de vida útil das estruturas analisadas	147
7.2 Correlação e comentários dos resultados dos ensaios principais	149
7.2.1 Metodologia adotada	149
7.2.2 Ultra-sonografia	150
7.2.3 Absorção capilar	153
7.2.4 Resistividade elétrica	156
7.2.5 Módulo de deformação dinâmico	159
7.2.6 Resistência à compressão	161
8 CONCLUSÕES	164
8.1 Considerações gerais	164
8.2 Sugestões para trabalhos futuros	166
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	168

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Topo de chaminé de uma siderúrgica, deteriorado pela variação brusca de temperatura	27
Figura 2.2: Anel superior de concreto de uma chaminé dilacerado devido ao choque térmico	27
Figura 2.3: Estrutura de ponte com fissuras devidas à retração do concreto	30
Figura 2.4: Comportamento das deformações elásticas, plásticas e por Fluência.....	32
Figura 2.5: Desgaste superficial por abrasão em pavimento de concreto....	34
Figura 2.6: Erosão em galeria de água pluvial em região de degrau	35
Figura 2.7: Efeitos do calor deterioram a laje superior de um túnel para passagem de peças metálicas com altas temperaturas em uma siderúrgica	36
Figura 2.8: Influência da temperatura sobre a resistência do concreto	38
Figura 2.9: Incêndio provoca danos em vigas de um auditório	39
Figura 2.10: Ataque químico deteriorou severamente uma viga de concreto em indústria química	40
Figura 2.11: Desintegração do concreto por ataque de sulfatos	42
Figura 2.12: Mapeamento de fissuras em blocos de fundação devido a reação álcali-agregado.....	43
Figura 2.13: Microscopia mostrando as fissuras da reação álcali-agregado	44
Figura 2.14: Ataque químico por ácido sulfúrico deteriorou pilar em indústria de Fertilizantes	46
Figura 2.15: Estruturas de concreto localizadas na linha da maré severamente deterioradas.....	47
Figura 2.16: Pilar em indústria com corrosão nas armaduras devido à carbonatação.....	49
Figura 2.17: Teste com fenolftaleína indicando uma profundidade de carbonatação de 2cm em amostra com 4cm de cobertura de armadura...	51
Figura 2.18: Pilar sobre o mar após 10 anos de construção, deteriorado devido aos efeitos da interação da carbonatação com íons e cloretos	53

Figura 2.19: Teto de galeria de águas pluviais contaminada por esgotos apresenta manchas devido ao ataque biológico	56
Figura 2.20: Ambiente dentro de tubulação de esgoto.....	58
Figura 2.21: Crescimento de raízes de plantas em fendas do concreto deterioram a estrutura	59
Figura 2.22: Cracas na linha da água protegem as estruturas marinhas, inibindo o processo de corrosão das armaduras.....	59
Figura 2.23: Célula de corrosão em concreto armado	61
Figura 2.24: Fissuras em viga causadas pela expansão dos óxidos gerados na corrosão	62
Figura 2.25: Corrosão generalizada, atinge todo um pilar de área industrial	64
Figura 2.26: Corrosão galvânica de pilar de prédio residencial.....	66
Figura 3.1: Estrutura porosa do concreto	68
Figura 4.1: Modelo de vida útil de TUUTTI.....	84
Figura 5.1: Ausência de pingadeira provoca escorrimento de água.....	95
Figura 5.2: Dificuldade de abertura de uma janela para inspeção quando não foi prevista em projeto	96
Figura 5.3: Aplicação de revestimento para proteção do concreto contra altas temperaturas.....	97
Figura 5.4: Congestionamento das armaduras, provocou deterioração precoce da estrutura	98
Figura 5.5: Falta de estanqueidade nas fôrmas causou fuga de argamassa	100
Figura 5.6: Pontas de ferro utilizadas para travamento das fôrmas não são Retiradas.....	101
Figura 5.7: Com passar do tempo as pontas de ferro se corroem, deteriorando o concreto	101
Figura 5.8: Pastilhas feitas com argamassa de baixa qualidade em contraste com pastilhas feitas com graute que atingem excelentes resultados.....	102
Figura 5.9: Excesso de altura do lançamento de concreto provocou Segregação	103

Figura 5.10: Falta de um plano de concretagem provocou danos irreversíveis em uma viga protendida.....	104
Figura 5.11: Fissuras em pavimento de concreto por deficiência de cura....	104
Figura 6.1: 3ª Ponte de Vitória	107
Figura 6.2: Viaduto Santa Tereza.....	108
Figura 6.3: Viaduto da Floresta após recuperação em 2001.....	109
Figura 6.4: Estação de tratamento biológico – ETB / Usiminas.....	110
Figura 6.5: Unidade de moagem – RODMILL / Usiminas	111
Figura 6.6: Tratamento e recirculação de água – CRALLIN / Usiminas	112
Figura 6.7: Rebocador de barcos do Pier da Samarco	113
Figura 6.8: Vista lateral do viaduto de acesso a Lagoa Santa na Linha Verde.....	114
Figura 6.9: Vista lateral do viaduto de acesso a São Benedito na Linha Verde.....	115
Figura 6.10: Extração das amostras na Samarco	117
Figura 6.11 (a): Amostras extraídas das estruturas objeto da avaliação.....	119
Figura 6.11 (b): Amostras extraídas das estruturas objeto da avaliação.....	120
Figura 6.11 (c): Amostras extraídas das estruturas objeto da avaliação.....	121
Figura 6.12: Ensaio de ultra-som utilizando o transdutor de 54 kHz	125
Figura 6.13: Amostra submetida a uma lâmina de água de 10 mm dentro de uma câmara de vidro estanque	127
Figura 6.14: Ensaio de resistividade elétrica usando multímetro	131
Figura 6.15: Detalhes do ensaio de determinação do módulo de elasticidade Dinâmico	133
Figura 6.16: Rompimento à compressão das amostras na prensa Emic	135
Figura 6.17: Medição da profundidade de carbonatação da amostra 12	137
Figura 6.18: Amostra 7 (RODMILL). Aumento x500.....	140
Figura 6.19: Amostra 7 (RODMILL). Aumento x3000.....	140
Figura 6.20: Amostra 9 (Samarco). Aumento x500	141
Figura 6.21: Amostra 9 (Samarco). Aumento x3000	141
Figura 6.22: Amostra 11 (Lagoa Santa). Aumento x500	142
Figura 6.23: Amostra 11 (Lagoa Santa). Aumento x3000	142

Figura 6.24: Amostra 17 (Santa Tereza). Aumento x500	143
Figura 6.25: Amostra 17 (Santa Tereza). Aumento x3000	143
Figura 6.26: Amostra 7	144
Figura 6.27: Amostra 9	144
Figura 6.28: Amostra 11	144
Figura 6.29: Amostra 17	144
Figura 6.30: Ensaio de determinação do teor de cloretos	146
Figura 7.1: Correlação de resultados de ultra-sonografia pela ordem de durabilidade utilizando transdutor de 54 kHz.....	151
Figura 7.2: Correlação de resultados de ultra-sonografia pela ordem de durabilidade utilizando transdutor de 82 kHz.....	152
Figura 7.3: Coeficientes de capilaridade apresentados pela ordem de durabilidade.....	154
Figura 7.4: Resistividade elétrica por estrutura pela ordem de durabilidade	157
Figura 7.5: Módulo de elasticidade dinâmico por estrutura pela ordem de durabilidade.....	160
Figura 7.6: Resistência a compressão por estrutura pela ordem de durabilidade.....	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Fatores de degradação e efeitos sobre o desempenho	24
Tabela 4.1: Classificação das condições e coeficientes ambientais	82
Tabela 4.2: Valores de coeficientes de ambiente.....	87
Tabela 4.3: Valores de introdução de ar	87
Tabela 5.1: Classe de agressividade ambiental.....	91
Tabela 5.2: Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto.....	92
Tabela 5.3: Correspondência entre classes de agressividade ambiental e cobertura nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	93
Tabela 6.1: Denominação das estruturas investigadas.....	116
Tabela 6.2: Relação das amostras.....	118
Tabela 6.3: Resultados das pesagens após 24 horas em estufa.....	122
Tabela 6.4: Resultados dos ensaios de ultra-sonografia.....	126
Tabela 6.5: Tabela das pesagens após imersão em lâmina de água	128
Tabela 6.6: Tabela dos coeficientes de capilaridade em função do tempo	130
Tabela 6.7: Tabela das leituras do ensaio de resistividade elétrica	132
Tabela 6.8: Tabela dos resultados dos módulos de elasticidade dinâmico..	134
Tabela 6.9: Resultados dos ensaios de resistência à compressão	136
Tabela 6.10: Tabela das medições das profundidades de carbonatação	138
Tabela 6.11: Composição química das amostras.....	145
Tabela 6.12: Resultado da determinação dos teores de sulfatos e cloretos	146
Tabela 7.1: Determinação dos coeficientes de carbonatação das estruturas	148
Tabela 7.2: Ordem decrescente de durabilidade das estruturas analisadas	149
Tabela 7.3: Resultados dos ensaios de ultra-sonografia por estrutura	151
Tabela 7.4: Faixa de ultra-sonografia que identifica uma estrutura durável.	153
Tabela 7.5: Coeficientes de capilaridade por estrutura ($\text{g}/\text{dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$)	154
Tabela 7.6: Faixas dos coeficientes de capilaridade que identificam uma estrutura durável utilizando uma amostra-padrão	156
Tabela 7.7: Ensaio de resistividade elétrica por estrutura.....	157

Tabela 7.8: Resultados dos módulos de elasticidade por estrutura	159
Tabela 7.9: Resultados das resistências à compressão por estrutura	161

LISTAS DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
a/c	Água / Cimento
BET	Brunauer-Emmett-Teller
BS	British Standard
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CEB	Comité Euro-Internacional du Beton
ENV	Europäische Vornorm
Fck	Resistência característica do concreto
GPa	Giga Pascal
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira Registrada
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions

RESUMO

No mundo contemporâneo tem-se observado, cada vez mais, a existência de estruturas de concreto armado deterioradas por velozes e ferozes processos de deterioração, fato que induz a incerteza quanto à sua segurança e estabilidade. Tal situação, em muitos casos, é motivada pelo desconhecimento dos processos e mecanismos de degradação, bem como pela ausência de ensaios que possam apreciar, avaliar e estimar, com propriedade, a durabilidade dos concretos, uma vez que os requisitos de controle e avaliação, normalizados ou não, continuam sendo a quantidade de cimento utilizado na produção dos concretos e a relação água/cimento.

Este trabalho de investigação avalia a confiabilidade e eficiência dos tradicionais ensaios utilizados na inspeção e avaliação da durabilidade dos concretos existentes em estruturas e construções, no intuito de determinar aqueles que podem ser considerados como os mais apropriados ou adequados, tornando-se, a partir de então, parâmetro e referência para análise. As amostras utilizadas nos experimentos foram extraídas de estruturas antigas, consideradas como duráveis, selecionadas dentro das quatro classes de agressividade ambiental previstas na normalização brasileira. A partir dos testemunhos extraídos, foram avaliadas algumas propriedades físicas e mecânicas dos concretos, e foram realizadas avaliações complementares que permitiram conhecer a microestrutura dos concretos, identificar a presença de possíveis contaminantes e, finalmente, prever a vida útil de cada uma das estruturas.

A partir de um estudo comparativo realizado entre as estruturas, foi possível concluir que os testes de ultra-sonografia e absorção de água por capilaridade mostraram ser os mais eficientes na análise da durabilidade do concreto.

O presente trabalho apresenta um acervo de fotografias que tipificam as patologias mais observadas em estruturas de concreto armado deterioradas.

ABSTRACT

In the contemporary world has been more and more observed the existence of reinforced concrete structures deteriorated by fast and intense degeneration processes, fact that induces the uncertainty of its safety and stability. Such situation, in many cases, is motivated by the lack of knowledge about the processes and degradation mechanisms, as well as for the absence of tests that appreciate, evaluate and esteem, the concrete durability adequately, once the control and evaluation requirements, adjusted or not, continue to be the amount of cement used in the concrete production and water/cement ratio.

This investigation work intended to appraise the reliability and efficiency of the traditional tests used in the inspection and evaluation of the concrete durability in structures and constructions, in order to stipulate those that may be considered as the most appropriate or suitable, becoming, parameter and reference for analysis from this point on. The samples used in the experiments were extracted of old structures, considered as durable, selected among of the four classes of environmental aggressiveness foreseen in the ABNT specifications. Starting from the extracted specimens, some physical and mechanical concrete properties were appraised, as well as supplementary evaluations were made to provide the knowledge of concrete microstructure, to identify the presence of possible contaminants and, finally, to foresee the useful life of each one of the structures.

Starting from a comparative study made among the structures, it was possible to infer that, the ultrasonic tests and absorption of water for capillarity showed to be the most efficient process in the analysis of the concrete durability.

The present work shows a collection of pictures typifying the most observed pathologies of reinforced concrete deteriorated structures.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais e relevância do trabalho

No nível mundial há, cada vez mais, a preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto, face ao aumento do número de obras precocemente degradadas, sendo que, a maioria delas foi construída nos últimos 25 anos. Prevê-se, em um futuro próximo, que mais da metade do dinheiro envolvido no orçamento das obras públicas será gasto na reabilitação, recuperação e reparação das estruturas de concreto deterioradas.

Dentre as principais causas da baixa durabilidade dos concretos existentes nas estruturas, pode-se destacar:

- a falta de conhecimento, por parte dos projetistas e construtores, em relação aos processos de degradação, sua origem, mecanismos e evolução;
- rápido avanço tecnológico no âmbito dos materiais utilizados nas construções, principalmente no que tange aos aglomerantes, adições, agregados e aditivos, na medida em que, sem estarem suficientemente esgotadas as pesquisas sobre a sua influência no comportamento dos concretos e os seus efeitos colaterais, estão sendo usados em grande escala;
- a utilização cada vez maior de cimentos especiais, finamente moídos e que por vezes incorporam no seu processo de fabricação diferentes técnicas de queima e diferentes matérias primas;
- a falta de conhecimento por parte daqueles que são os responsáveis pela manutenção e conservação das estruturas.

Neste sentido, na intenção de se garantir a durabilidade e vida útil do concreto devem ser especificados outros requisitos e procedimentos, além daqueles

atualmente utilizados, que continuam a recomendar uma linha de ação focada na inspeção de dois parâmetros básicos: a quantidade de cimento utilizada nas misturas do concreto e a relação água/cimento (a/c). Nesta mesma direção, apesar das normas e especificações de trabalho terem sido alteradas nos últimos anos, visando aumentar a vida útil do concreto, o parâmetro de durabilidade mais utilizado continua sendo a resistência à compressão, e na maioria dos casos, é o único critério de desempenho conhecido e adotado nas obras. Este quadro é agravado pelo fato de que testes complementares que poderiam suportar uma análise mais cuidadosa e detalhada, não são disponibilizados e encontrados com facilidade no mercado, justificado, este fato pelo elevado custo dos equipamentos, bem como pela difícil e complexa técnica operatória, fato que inviabiliza em muito a sua adoção.

É preciso estudar melhor a interação entre a camada superficial do concreto e o meio ambiente, além dos mecanismos de transporte dos agentes despassivadores das armaduras, que são os responsáveis pelo início dos processos de deterioração.

Em função da reduzida durabilidade de algumas obras, tem havido uma crescente preocupação, particularmente no meio acadêmico, em estudar novos parâmetros de qualidade, focados na durabilidade, os quais começam a ser utilizados em especificações de trabalho, controle “in situ” e modelos de previsão de vida útil.

Diversos pesquisadores estão desenvolvendo modelos de previsão da vida útil do concreto, com base no conhecimento dos mecanismos envolvidos nos processos físicos de deterioração. Existem vários ensaios que tentam simular estes processos, que normalmente ocorrem com as estruturas, contudo, nenhum deles ainda é universalmente aceito.

Neste trabalho de investigação estudaram-se e avaliaram-se os vários ensaios de durabilidade utilizados. Como existem diferentes ensaios, interessou

averiguar as possíveis correlações entre os resultados, as faixas de dispersão obtidas, a sensibilidade dos testes e suas limitações. O intuito é verificar quais ensaios são mais apropriados para avaliar o desempenho da durabilidade do concreto.

1.2 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho é avaliar e efetuar uma análise crítica dos diversos ensaios utilizados na verificação da durabilidade do concreto de estruturas consideradas duráveis, focando àqueles que possuam simplicidade de operação, precisão e confiabilidade para serem referenciados como parâmetros de análise de durabilidade.

Os ensaios que fizeram parte deste trabalho de investigação foram realizados em amostras extraídas de estruturas de concreto duráveis, sendo consideradas como tal aquelas estruturas que tenham uma vida útil estimada acima de 50 anos, a partir de modelos de previsibilidade referenciados pela literatura mundial.

As estruturas de concreto foram selecionadas dentro das quatro classes de agressividade ambiental previstas na Norma Brasileira NBR 6118:2003 (muito forte, forte, moderada e baixa).

Também é objetivo deste trabalho a apresentação de uma resenha fotográfica de diversas patologias de concreto, obtida em estudos de casos realizados pelo autor, ao longo de anos de pesquisa, e em projetos realizados para recuperação, reforço e proteção de estruturas de concreto, fornecendo subsídios para os interventores e atores do segmento do mercado de recuperação, manutenção e conservação de estruturas de concreto armado de um manual descritivo das patologias correntes das obras do Brasil.

1.3 Estrutura da pesquisa

O trabalho foi dividido em nove itens.

No item 1 são feitas considerações gerais a respeito do tema, apresentando a importância e relevância da pesquisa para a engenharia.

A revisão bibliográfica é apresentada nos itens 2, 3, 4 e 5. No item 2 abordam-se os diversos fatores de degradação do concreto. Os fatores são divididos em quatro sub-grupos: causas mecânicas e físicas, causas químicas, biodeterioração do concreto e causas eletroquímicas de degradação.

No item 3 revê-se o estado da arte dos parâmetros de desempenho da durabilidade. Os parâmetros descritos são: permeabilidade, difusão e absorção capilar.

No item 4 são definidos os modelos de durabilidade existentes e a forma como foram desenvolvidos. São mostrados os modelos de previsão relacionados com a deterioração do concreto e das armaduras.

No item 5 são apresentadas várias práticas construtivas que influenciam a durabilidade das estruturas de concreto e as diretrizes normativas que devem ser seguidas para garantir a durabilidade dos elementos estruturais.

O item 6 refere-se aos trabalhos experimentais, mostrando os procedimentos adotados, os ensaios realizados e os resultados obtidos.

No item 7 faz-se uma análise dos resultados obtidos.

Por fim, no item 8, são apresentadas as conclusões do trabalho, bem como as sugestões para os trabalhos futuros que poderão complementar esta investigação.

2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO

2.1 Generalidades sobre a durabilidade

É possível observar que concretos executados há mais tempo, em geral, têm durabilidade superior aos executados recentemente.

Durante os anos 60, para se produzir um concreto com resistência à compressão de 30 MPa era necessário um consumo de cimento muito alto, entre 400 a 500 kg/m³. Com o crescimento da atividade da construção a partir da década de 70 e o surgimento da indústria do concreto pré-misturado, verificou-se uma otimização nos traços dos concretos, procurando-se atingir concretos mais resistentes com um teor de cimento cada vez menor (FERREIRA, 2000).

Apesar de o concreto ser o material de construção mais consumido no planeta, o conhecimento e divulgação das práticas construtivas adequadas não acompanharam o crescimento da atividade de construção, ocasionando seguidos descuidos nas obras, e reduzindo a capacidade do concreto em proteger as armaduras contra a corrosão.

Com o tempo, a tecnologia de fabricação do concreto foi avançando, com a melhoria das propriedades dos aditivos, adições e ligantes, possibilitando uma redução significativa nas seções das peças de concreto armado em função do aumento das resistências mecânicas (FERREIRA, 2000).

A execução das obras não acompanhou o avanço tecnológico. Para facilitar o lançamento do concreto em peças cada vez mais estreitas e mais armadas, utilizou-se concretos mais fluidos e compostos com materiais mais finos, resultando em um produto final de qualidade inferior (VASCONCELOS, 2005).

Até o final da década de 80, a resistência à compressão ainda era, praticamente, o único parâmetro adotado para avaliar a qualidade do concreto. Em função disto, está ocorrendo uma degradação mais acelerada nas estruturas de concreto armado, obrigando a comunidade que trabalha com este material a definir novos parâmetros, de forma a garantir a sua performance (FERREIRA, 2000).

Para isto deve-se atuar em todas as fases: projeto (arquitetônico e estrutural), execução da obra, inspeção e manutenção. Além dos cuidados com a composição do traço do concreto, é necessário adotar procedimentos adequados para o lançamento, adensamento e cura do concreto. Mas o cuidado com a manutenção das obras acabadas é também muito importante.

Surge então um conceito até então pouco conhecido e praticamente não utilizado: a durabilidade do concreto. Este novo parâmetro é a capacidade do concreto de resistir às intempéries e aos demais processos de degradação.

Neste item serão mostrados os principais mecanismos que deterioram o concreto, interferindo diretamente na sua durabilidade.

2.2 Fatores de degradação do concreto

2.2.1 Processos principais

Os processos principais que causam a deterioração do concreto podem ser agrupados, de acordo com sua natureza, em mecânicos, físicos, químicos, biológicos e eletromagnéticos.

Na Tabela 2.1 são apresentados os principais fatores de degradação, com os processos que afetam o desempenho do concreto e a degradação resultante.

Tabela 2.1: Fatores de degradação e efeitos sobre o desempenho
(FERREIRA, 2000)

Fator de degradação	Processo	Degradação
Mecânicos		
Carregamento estático	Deformação	Deflexão, fissuração, ruptura
Carregamento cíclico	Fadiga, deformação	Deflexão, fissuração, ruptura
Carregamento por impacto	Fadiga	Vibração, deflexão, fissuração, ruptura
Biológicos		
Microorganismos	Produção de ácido	Lixiviação
Bactéria	Produção de ácido	Lixiviação
Químicos		
Água pura	Lixiviação	Desagregação do concreto
Ácido	Lixiviação	Desagregação do concreto
Ácido e gases ácidos	Neutralização	Despassivação do aço
Dióxido de carbono	Carbonatação	Despassivação do aço
Cloretos	Penetração, destruição de camada de passivação	Despassivação do aço
Despassivação do aço + H ₂ O + O ₂	Corrosão	Expansão do aço, perda de aderência
Tensão + cloretos	Corrosão do aço	Ruptura dos tendões de pré-esforço
Sulfatos	Pressão dos cristais	Desagregação do concreto
Agregados (sílica) + alcalis	Reação da sílica	Expansão, desagregação
Agregados (carbonato) + alcalis	Reação da carbonato	Expansão, desagregação
Físicos		
Variação de temperatura	Expansão / Contração	Deformação restringida
Variação de umidade	Retração e expansão	Deformação restringida
Baixa temperatura + água	Formação do gelo	Desagregação do concreto
Sal descongelante + geada	Transferência de calor	Destacamento do concreto
Gelo (mar)	Abrasão	Destacamento, fissuração
Trânsito	Abrasão	Desgaste e ruptura
Água corrente	Erosão	Danos superficiais
Água turbulenta	Cavitação	Cavidades
Eletromagnéticos		
Eletricidade	Corrosão	Expansão do aço, perda de aderência
Magnetismo	Corrosão	Expansão do aço, perda de aderência

Na realidade a deterioração do concreto ocorre muitas vezes como resultado de uma combinação de diferentes fatores externos e internos. São processos complexos, determinados pelas propriedades físico-químicas do concreto e da forma como está exposto. Os processos de degradação alteram a capacidade de o material desempenhar as suas funções, e nem sempre se manifestam visualmente. Os três principais sintomas que podem surgir isoladamente ou simultaneamente são a fissuração, o destacamento e a desagregação.

2.2.2 Causas mecânicas e físicas

2.2.2.1 Ciclos de gelo-degelo

Apesar destes fenômenos não serem tão comuns no Brasil, eles são importantes nos países atingidos por baixas temperaturas durante o inverno.

Os efeitos destes fenômenos sobre o desempenho do concreto dependerão do seu estágio de endurecimento. Se ocorrer o congelamento antes do endurecimento, o processo de hidratação do cimento será suspenso, sendo retomado após o descongelamento, sem perda significativa da resistência, apesar da expansão interna da água.

Se o congelamento ocorrer após o endurecimento do concreto, mas sem que ele tenha atingido sua resistência final, a expansão devido ao congelamento da água resultará em perdas significativas de resistência.

Quando o concreto endurecido é exposto a baixas temperaturas, a água retida nos poros capilares congela e expande. Ao descongelar, verifica-se um acréscimo expansivo nos poros, que aumenta com a sucessão de ciclos, causando uma pressão de dilatação que provoca fissuração no concreto, e conseqüentemente sua deterioração (FERREIRA, 2000).

Atualmente acredita-se que os efeitos das geadas no concreto se devem à pressão osmótica. Segundo esta tese, somente uma parte da água existente nos poros está sujeita ao congelamento à uma determinada temperatura. As águas dos pequenos poros e a solução de alta alcalinidade congelam somente com temperaturas muito baixas. Para alcançar o equilíbrio do sistema, ocorre a migração da água e da solução, gerando a pressão osmótica, que se for maior que a resistência do concreto, provoca a sua fissuração (SILVA, 1998).

A degradação do concreto pode ocorrer também pela aplicação de sal para acelerar o degelo. As ações de cloros neste processo podem ser danosas ao concreto, contribuindo para a sua degradação em função dos mecanismos de corrosão das armaduras (CODY, 1996). Este tipo de degradação será tratado em detalhe posteriormente no item 2.2.3.7.

A aplicação do sal produz também uma redução da temperatura na superfície do concreto causando um choque térmico, além de tensões internas que podem provocar fissuras devido a diferença de temperatura entre a superfície e o interior do concreto (SILVA, 1998).

2.2.2.2 Tensões térmicas

A variação de temperatura provoca uma mudança volumétrica nas estruturas de concreto. Se as contrações e expansões são restringidas, e as tensões de tração resultantes forem maiores que a resistência do concreto, poderão ocorrer fissuras.

Em elementos de concreto com grandes dimensões, como por exemplo, barragens ou blocos de fundação, poderão surgir fissuras devido aos efeitos do gradiente térmico causado pelo calor de hidratação do cimento, que pode originar tensões de tração (FERREIRA, 2000).



Figura 2.1: Topo de chaminé de uma siderúrgica, deteriorado pela variação brusca de temperatura



Figura 2.2: Anel superior de concreto de uma chaminé dilacerado devido ao choque térmico

Variações bruscas de temperatura provocam danos sobre as estruturas, uma vez que a temperatura da superfície se ajusta rapidamente, enquanto a do interior se ajusta lentamente. Os efeitos são destacamentos do concreto causados pelos choques térmicos. Cita-se por exemplo, o topo das chaminés de indústrias, onde as águas frias das chuvas encontram a superfície quente dos anéis superiores, causando o esfacelamento do concreto, conforme mostrado nas Figuras 2.1 e 2.2.

O empenamento dos cantos nas placas de pavimentos de concreto é outro dano devido às variações de temperatura entre a superfície e o interior do concreto.

2.2.2.3 Deformação por retração e fluência

O concreto pode estar sujeito tanto a condições de secagem ambiental como a carregamentos constantes. Estas condições podem refletir em variações de volume do concreto e estão ligadas à remoção de água da pasta de cimento. Se a umidade ambiental estiver abaixo do nível de saturação, o concreto estará sujeito à uma deformação denominada retração por secagem. Se o carregamento for mantido ao longo do tempo, ocorre a perda de água fisicamente adsorvida, ocorrendo uma deformação denominada fluência.

a) Retração

O fenômeno da retração está ligado a deformações em pastas de cimento, argamassas e concretos, independentemente do carregamento, sendo sua principal causa a perda de água da pasta de cimento. A retração pode ocorrer no concreto em seu estado plástico ou endurecido.

Retração no concreto plástico

No estado plástico podem ocorrer o assentamento plástico e a retração plástica. O assentamento plástico está ligado a dois fenômenos: a acomodação das partículas sólidas devido à ação da gravidade, causando a sedimentação e, em sentido contrário, a exsudação, que representa a movimentação do ar aprisionado e da água.

A sedimentação pode provocar fissuras nos primeiros momentos após o lançamento do concreto, devido à presença de obstáculos como armaduras ou agregados maiores que impedem a movimentação homogênea das partículas sólidas.

A retração plástica é devida a perda de água do concreto ainda não endurecido por causa da exposição de sua superfície às intempéries como vento, baixa umidade relativa do ar e altas temperaturas, as quais podem levar também à fissuração, denominada dessecação superficial.

A ocorrência deste fenômeno será tão mais intensa quanto maior for o consumo de cimento, a relação a/c e as proporções de finos no concreto, estando ligado ao fenômeno da exsudação. Se a evaporação da água da superfície for mais rápida que a exsudação, podem ocorrer fissuras por retração plástica (HASPARYK et al, 2005).

Retração no concreto endurecido

As fissuras no concreto endurecido, devidas à movimentação da água, podem ser resumidas basicamente em retração autógena e retração por secagem, existindo também retração por carbonatação e por origem térmica.

A retração autógena é definida como a remoção da água dos poros pela hidratação do cimento ainda não combinado, com a redução volumétrica

macroscópica dos materiais cimentícios após o início de pega, sem que ocorra mudança de volume devido à perda ou ao ingresso de substância. Este fenômeno tornou-se importante com o advento do concreto de alto desempenho (CAD), por representar uma das suas principais causas de fissuração.

O mecanismo de retração autógena pode ser explicado por meio da retração química e autodessecação. A primeira ocorre com a hidratação do cimento Portland, quando o volume total de sólidos e líquidos diminui devido às reações químicas, enquanto a dessecação ocorre pela diminuição da umidade relativa no interior do concreto endurecido, sem qualquer perda de massa, devido ao consumo de água pela reação de hidratação. Desta maneira, formam-se meniscos cujos esforços resultantes da tensão superficial levam à retração autógena. A retração autógena em um concreto comum, desenvolvida nas primeiras 24 horas, é desprezível quando comparada com a retração por secagem. Já no CAD, a retração autógena é intensa e mais importante que a retração de secagem nas primeiras idades.



Figura 2.3: Estrutura de ponte com fissuras devidas à retração do concreto

A retração por secagem, ou retração hidráulica, é definida como a diminuição do volume da peça de concreto devido à remoção da água da pasta endurecida de cimento, quando o concreto “seca” pelo contato com o ar. O fenômeno é natural e ocorre como consequência da hidratação dos compostos anidros dos cimentos Portland, conforme mostrado na Figura 2.3. Para a explicação do fenômeno é importante saber que existem diversos tipos de água e com graus diferentes de dificuldade para serem removidos, como água livre, água capilar, água interlamelar (água de gel), água adsorvida e água de cristalização.

A água livre é toda a água que está na pasta de cimento ou no concreto, sem sujeição a qualquer força, ficando livre para evaporar durante o endurecimento da pasta e do concreto.

A água capilar pode ser livre ou retida por tensão capilar. A primeira se localiza em grandes vazios, de diâmetro maior que 50nm, e sua remoção não causa retração no sistema, enquanto a segunda se localiza em diâmetros menores (5 a 50nm) e sua remoção pode causar retração.

A água adsorvida está próxima à superfície dos sólidos da pasta, com suas moléculas fisicamente adsorvidas na superfície desta. Pode ser perdida por secagem da pasta a 30% de umidade relativa, e sua perda é a principal responsável pela retração da pasta por secagem.

A água de cristalização, ou quimicamente combinada, é parte integrante da estrutura de vários produtos hidratados de cimento. Esta água não é perdida por secagem, apenas por aquecimento a partir da decomposição dos hidratos.

A retração por carbonatação, fenômeno que será detalhado posteriormente, é provocada pela reação do CO_2 com os produtos hidratados, que além de neutralizar a natureza cristalina da pasta de cimento hidratado causa a sua retração. Quando o CO_2 é fixado pela pasta de cimento, a massa deste aumenta. Conseqüentemente, também aumenta a massa do concreto. A

retração deve-se, provavelmente, à dissolução dos cristais de Ca(OH)_2 enquanto sujeito a tensões de compressão e à deposição de CaCO_3 nos locais livres de tensão. Por este motivo, a compressibilidade da pasta de cimento é aumentada temporariamente.

A retração por origem térmica é devida ao calor gerado durante a hidratação do cimento Portland, que causa tensões térmicas que tracionam o concreto na fase de resfriamento. Estes problemas ocorrem principalmente em estruturas massivas, onde o esfriamento à temperatura ambiente pode levar à fissuração (HASPARYK et al, 2005).

b) Fluência e fadiga

O concreto sob carga pode estar sujeito a três tipos de deformação: elástica, plástica e viscosa, como também as combinações entre elas.

A deformação elástica, ou imediata, é reversível e pode ser totalmente recuperada quando do descarregamento do concreto. Já a deformação lenta, ou por fluência, refere-se a uma deformação parcialmente reversível, plástica. A Figura 2.4 mostra, de forma esquemática, o comportamento da deformação imediata e por fluência, quando do carregamento e descarregamento do concreto, mostrando a sua reversibilidade.

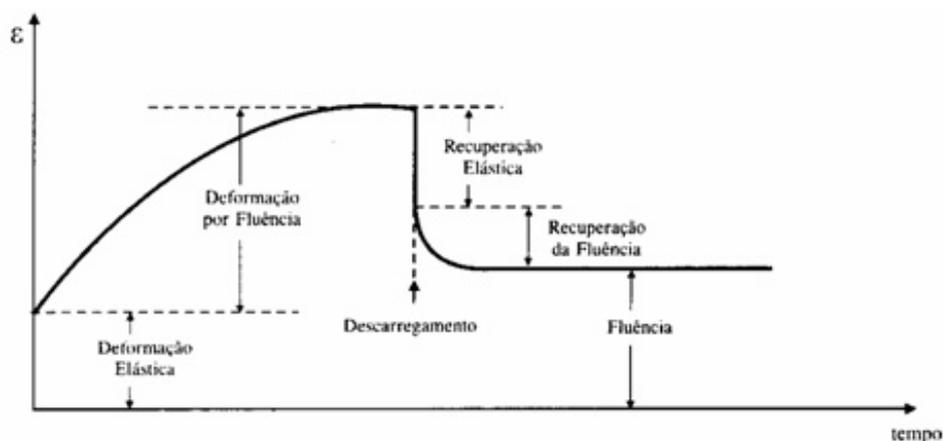


Figura 2.4: Comportamento das deformações elásticas, plásticas e por fluência (HASPARYK et al, 2005)

A deformação viscosa não é recuperável quando ocorre o descarregamento do concreto.

A fluência ou deformação lenta pode ser definida como a deformação que o concreto sofre devido a um carregamento contínuo, podendo ocorrer sob compressão, tração ou cisalhamento. Como ela é parcialmente reversível, trata-se de uma propriedade viscoelástica.

Podem existir dois tipos de fluência, a básica e por secagem quando ocorre troca de umidade para o ambiente externo, sendo a fluência total a soma das duas. Portanto, a umidade relativa do meio envolvente é um dos fatores externos mais importantes neste processo, sendo a fluência tanto maior, quanto menor for a umidade relativa (HASPARYK et al, 2005).

A fadiga provoca o aumento da deformação por aplicação repetida de uma carga ao longo de um tempo. Tensões cíclicas e carregamentos repetitivos inferiores à tensão máxima resistente podem provocar ruptura por fadiga em estruturas de pontes, ou naquelas sujeitas às ações do vento e do mar (FERREIRA, 2000).

2.2.2.4 Desgaste por abrasão, erosão e cavitação

A abrasão é o processo que causa desgaste superficial no concreto por esfregamento, enrolamento, escorregamento ou fricção constante, sendo particularmente importante no estudo do comportamento de pisos industriais, pavimentos rodoviários e de pontes, conforme mostrado na Figura 2.5 (BAUER,2002).



Figura 2.5: Desgaste superficial por abrasão em pavimento de concreto

A resistência superficial e a dureza do concreto influenciam o desgaste por abrasão. A utilização de agregados graúdos mais resistentes e o aumento da resistência à compressão, elevam a sua resistência à abrasão (ALMEIDA, 2000).

A erosão é importante para as estruturas sujeitas ao desgaste pelo escoamento das águas, sendo necessário separar o desgaste provocado pelo carregamento de partículas finas pela água dos estragos causados pela cavitação. Enquanto a erosão é o desgaste causado pela passagem abrasiva dos fluidos contendo partículas finas suspensas, conforme mostrado na Figura 2.6, a cavitação é a degradação da superfície do concreto causada pela implosão de bolhas de vapor de água quando a velocidade ou direção do escoamento sofre uma mudança brusca (ANDRADE, 1992).



Figura 2.6: Erosão em galeria de água pluvial em região de degrau

O escoamento laminar de água, normalmente não danifica o concreto, mas a erosão provocada por partículas grossas, como areia ou brita, pode ser tão severa como a cavitação, que tende a aumentar com a perda da camada superficial do concreto, que normalmente é mais resistente que as camadas inferiores (LIU, 1981).

2.2.2.5 Efeito de altas temperaturas sobre o concreto

Os efeitos da temperatura no concreto podem ter origem tanto externa como interna. Do ponto de vista externo, as condições climáticas, como o frio e calor, juntos com a umidade do ar e ventos, podem provocar problemas no concreto (ABRAMS, 1971). Do ponto de vista interno, o calor gerado pela hidratação do cimento é um dos mais importantes causadores de manifestações patológicas. Neste item será tratado particularmente a influência de altas temperaturas no concreto, entre elas a ação de fogo.

A transferência de calor em uma estrutura ocorre em função da transmissão de energia de uma região para outra, seguindo três mecanismos básicos: condução, convecção e radiação. Na condução, o calor se propaga dentro de um corpo sólido, das regiões mais quentes para as mais frias, desde que estejam em contato direto. A convecção ocorre quando um fluido fica em contato com uma superfície sólida a uma temperatura distinta, resultando em um processo de troca de energia térmica entre estes materiais.

A radiação é a transmissão de temperatura de um corpo com maior temperatura para outro de temperatura mais baixa através do espaço, mesmo sem contato (GRAÇA et al, 2005).



Figura 2.7: Efeitos do calor deterioram a laje superior de um túnel para passagem de peças metálicas com altas temperaturas em uma siderúrgica

Os efeitos do calor no concreto podem ser muito prejudiciais. Quando as estruturas de concreto armado e seus elementos absorvem calor de tal maneira que se produzam transformações das mais diversas, em geral, são

indesejáveis, conforme Figura 2.7. As altas temperaturas podem afetar a resistência da estrutura de uma maneira notável (COSTA, 2002).

Quando um elemento de concreto é submetido a altas temperaturas sofre modificações importantes. A água livre ou capilar do concreto começa a evaporar a partir dos 100°C. Entre 200°C e 300°C, a perda de água capilar é completa, sem que se observem alterações na estrutura do cimento hidratado e sem redução considerável na resistência. De 300°C a 400°C produz-se a perda de água de gel do cimento, ocorrendo uma sensível diminuição das resistências e aparecendo as primeiras fissuras superficiais no concreto. Aos 400°C, uma parte do hidróxido de cálcio procedente da hidratação dos silicatos se transforma em cal viva. Até os 600°C, os agregados que não têm todos os mesmos coeficientes de dilatação térmica, se expandem com diferentes intensidades, provocando tensões internas que começam a desagregar o concreto (CÁNOVAS, 1988).

O concreto no processo de elevação de temperatura vai perdendo resistência e mudando sua coloração. Assim, a 200°C o concreto é cinza e não há perda de resistência apreciável; a 300°C a perda de resistência varia em torno de 10%, decrescendo progressivamente a partir desta temperatura; de 300°C a 600°C a cor muda para rosa a vermelha, a resistência à compressão cai para 50% do valor original, aproximadamente, o módulo de deformação reduz em até 20% e a resistência à tração chega a ter um valor praticamente desprezível (SOUZA, 2003); entre 600°C a 950°C a cor passa para um cinza com pontos vermelhos, com resistência à compressão muito pequena; de 950°C a 1000°C a cor muda para amarela alaranjada e o concreto começa a sinterizar-se; a partir de 1000°C o concreto sofre a sinterização, virando um material calcinado, mole e sem resistência, conforme mostrado na Figura 2.8.

A porosidade e a mineralogia dos agregados influenciam o comportamento do concreto exposto às altas temperaturas, assim como concretos com boa granulometria comportam-se melhor frente ao calor (LIMA, 2003).

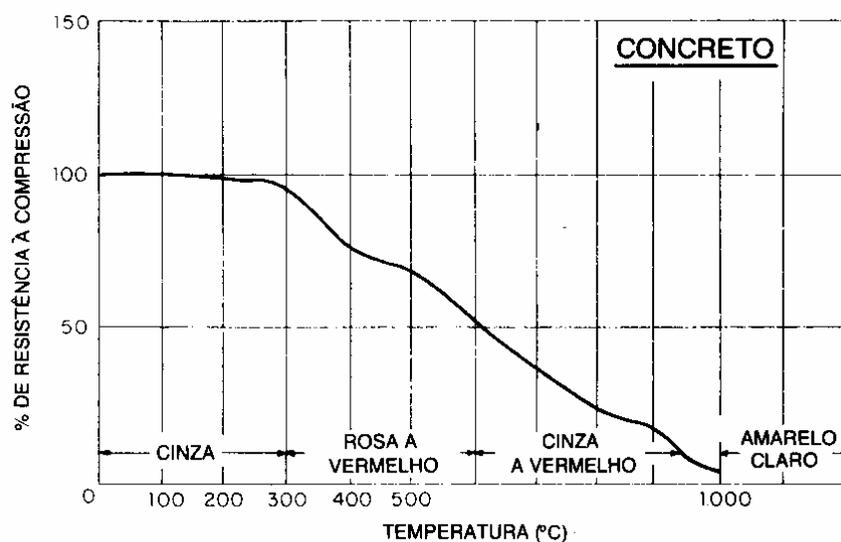


Figura 2.8: Influência da temperatura sobre a resistência do concreto (CÁNOVAS, 1988)

No concreto armado, o efeito da variação de temperatura não costuma ocasionar o surgimento de tensões quando as temperaturas são normais, pois o coeficiente de dilatação dos dois materiais é semelhante: $1,2 \times 10^{-5} \text{ m/m}^\circ\text{C}$ para o aço e $1,0 \times 10^{-5} \text{ m/m}^\circ\text{C}$ para o concreto. No entanto, quando as temperaturas se elevam, os coeficientes têm comportamentos diferentes, sendo que o do aço pode chegar a 30 vezes superior ao do concreto, produzindo tensões relevantes, que podem provocar o destacamento da camada de cobertura das armaduras, conforme mostrado na Figura 2.9 (VELASCO, 2003).

O aço exposto à alta temperatura se dilata, diminui seu limite elástico e sua tensão de ruptura, chegando ao colapso perto dos 500°C (COSTA 2004). É importante considerar que aços doces e laminados recuperam praticamente suas propriedades originais quando esfriam.



Figura 2.9: Incêndio provoca danos em vigas de um auditório

Os cobrimentos exercem papel importante como isolantes e protetores das armaduras frente à ação de altas temperaturas, particularmente o fogo, para conseguir que estas permaneçam abaixo das temperaturas críticas.

Estruturas sujeitas à ação de altas temperaturas necessitam ser protegidas. Por causa da baixa condutividade térmica do concreto, os cobrimentos formam uma camada protetora eficaz para as armaduras, desde que tenham espessuras adequadas. Um cobrimento de 2 cm de espessura, por exemplo, assegura uma proteção aproximada de meia hora. Portanto, quanto maior o cobrimento, maior será a proteção, mas para esta ser superior a 3 horas é necessário recorrer a barreiras especiais, mais leves, como vermiculita, fibras cerâmicas ou outros isolantes térmicos (CÁNOVAS, 1988).

2.2.3 Causas químicas

O contato do concreto com ácidos em altas concentrações não é habitual. Já a ação de chuvas ácidas nos grandes centros e nas áreas industriais é mais freqüente.

Os ácidos sobre o concreto atuam destruindo seu sistema poroso e produzindo uma transformação completa na pasta de cimento endurecida. O resultado destas ações é a perda de massa e uma redução da seção do concreto. Esta perda acontece em camadas sucessivas, a partir da superfície exposta, sendo a velocidade da degradação proporcional à quantidade e concentração do ácido em contato com o concreto (ANDRADE, 2003), conforme Figura 2.10.

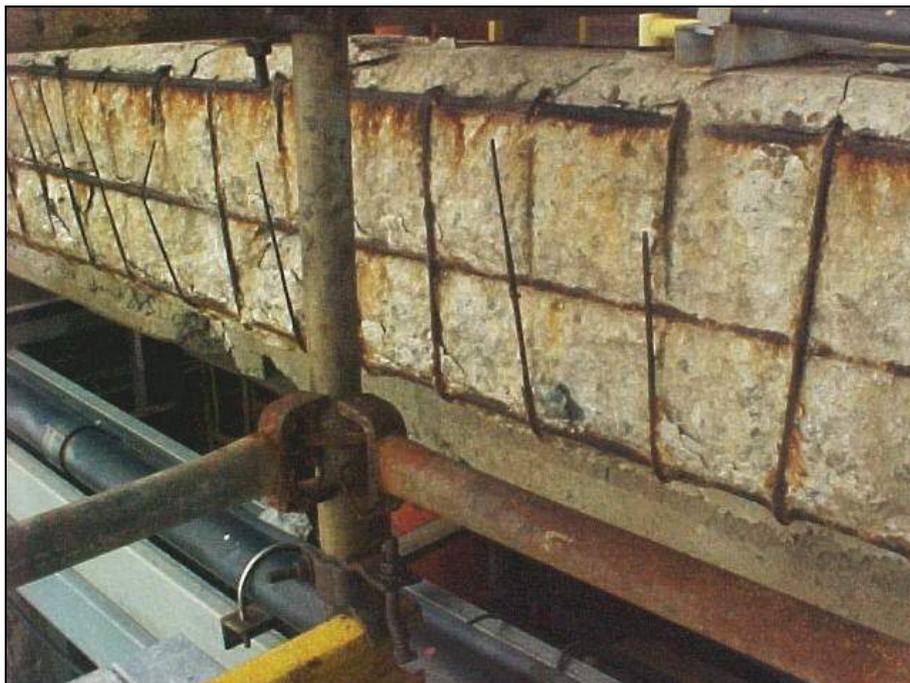


Figura 2.10: Ataque químico deteriorou severamente uma viga de concreto em indústria química

Os fluidos agressivos podem penetrar nos poros do concreto de três formas: difusão, resultado da diferença de concentrações iônicas entre os fluidos externos e internos; por pressão hidrostática, resultado da diferença de pressão

dos fluidos; por forças capilares, resultado de mecanismos capilares (FERREIRA, 2000).

A penetração pode ser resultado também de uma combinação de forças, que podem ser influenciadas por temperaturas, correntes elétricas, etc (FERREIRA, 2000).

As reações químicas se manifestam através de efeitos físicos nocivos, tais como o aumento da porosidade e permeabilidade, diminuição da resistência, fissuração e destacamento. Atenção especial deve ser dada ao ataque de sulfatos, ataque por álcali-agregado e corrosão das armaduras, uma vez que estes fenômenos são responsáveis pela deterioração de um grande número de estruturas de concreto (MEHTA et al, 1994).

2.2.3.1 Ataque de sulfatos

Os sulfatos podem ter origem nos materiais que o compõe o concreto ou no contato do concreto com os solos ou águas ricas com este agente. O ataque produzido por sulfatos é devido a sua ação expansiva, que pode gerar tensões capazes de fissurá-lo. Os sulfatos podem estar na água de amassamento, nos agregados ou no próprio cimento. Os sulfatos podem penetrar desde o exterior por difusão iônica ou por sucção capilar (SILVA, 1998).

A presença de sulfatos solúveis, principalmente aqueles de sódio, cálcio e magnésio, é comum em áreas de operação de minas e indústrias químicas. Sódio e cálcio são os sulfatos mais comuns nos solos, águas e processos industriais. Sulfatos de magnésio são mais raros, porém mais destrutivos.

Todos os sulfatos são potencialmente danosos ao concreto, reagindo com a pasta de cimento hidratado. No ataque, os íons sulfatos reagem principalmente com o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 e o aluminato tri-cálcico C_3A , originando a

etringita e o gesso. Esta formação expande-se, exercendo pressão e desintegrando a pasta de cimento.

Pode-se aumentar a resistência do concreto contra o ataque de sulfatos através da redução do fator a/c, com o uso de cimento resistente à sulfatos, com baixo teor de aluminato tri-cálcico, e com a introdução de proporções adequadas de sílica ativa e cinzas volantes (EMMONS, 1993).

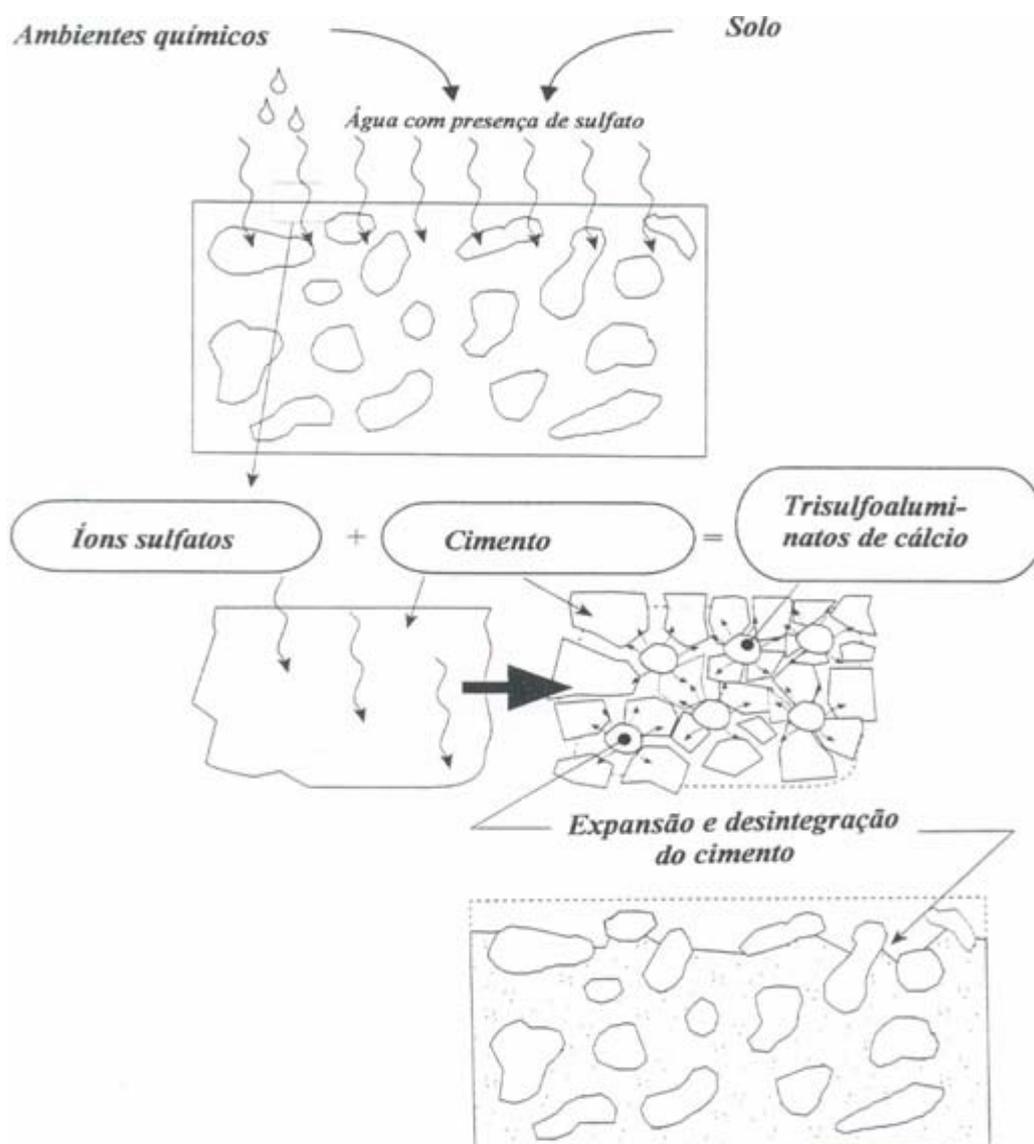


Figura 2.11: Desintegração do concreto por ataque de sulfatos (EMMONS, 1993)

2.2.3.2 Reação álcali-agregado

A reação álcali-agregado pode criar expansões e severas fissuras nas estruturas de concreto. O mecanismo que causa esta reação não é perfeitamente entendido.

É conhecido que certos agregados, como algumas formas reativas de sílica, reagem com o potássio, sódio e hidróxido de cálcio do cimento, e formam um gel em volta dos agregados reativos, conforme mostrado na Figura 2.13. Quando o gel é exposto à umidade ele expande-se, criando tensões internas que causam fissuras em torno dos agregados (umidade interna do concreto em torno de 80%) (ANDRADE, 2005).

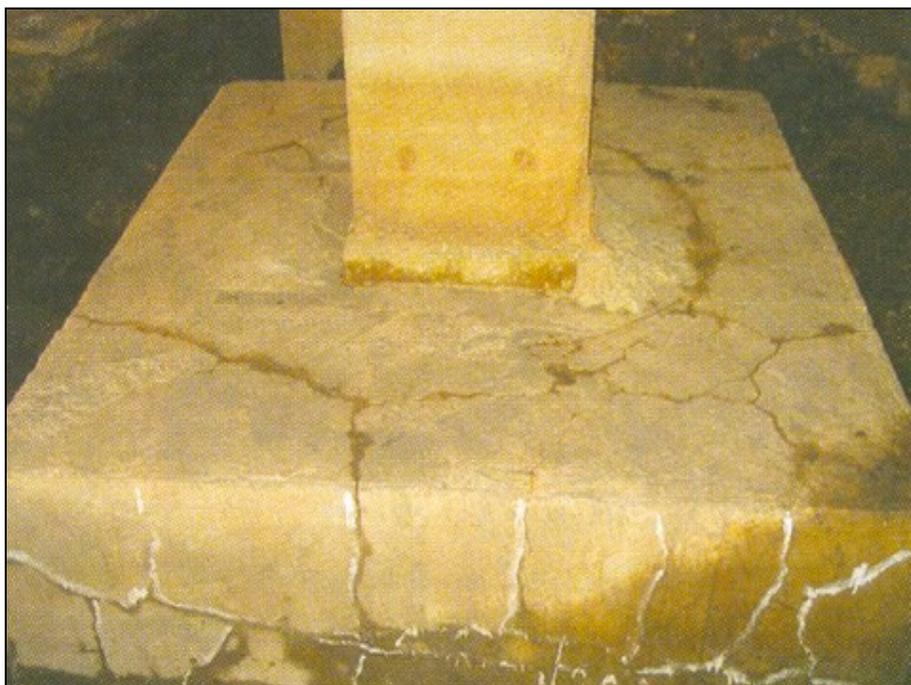


Figura 2.12: Mapeamento de fissuras em blocos de fundação devido a reação álcali-agregado

O concreto sob reação álcali-agregado exibe em sua superfície um mapa de fissuras, que permite a entrada de mais umidade, acelerando ainda mais a reação, conforme mostrado na Figura 2.12.

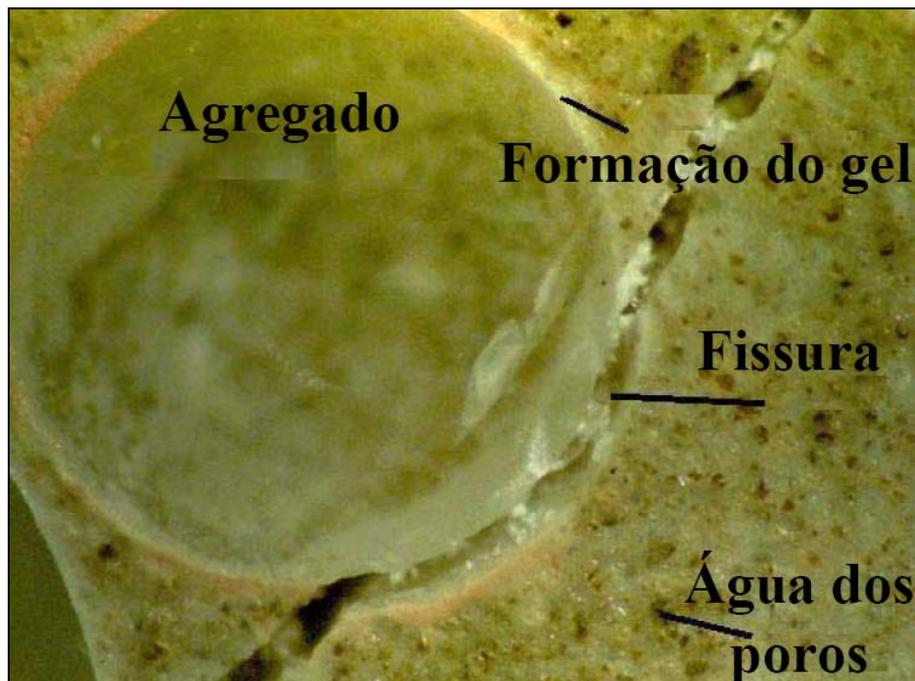


Figura 2.13: Microscopia mostrando as fissuras da reação álcali-agregado

Esta reação pode passar despercebida durante um período de tempo, possivelmente anos, antes que possa estar evidenciada. Para se confirmar a reação álcali-agregado é necessário exames com microscopia eletrônica (EMMONS, 1993).

Geralmente ocorrem dois tipos de ataque. O ataque álcali-carbonato, envolvendo alguns agregados calcários dolomíticos e o ataque álcali-silica, com agregados silicosos, como calcedônia, opalas e quartzo tectonizado (FERREIRA, 2000).

2.2.3.3 Ataque de água pura

Água subterrânea, de lagos e de rios contém contaminações como cloretos, sulfatos e bicarbonatos de cálcio e magnésio. Denominada de água dura, geralmente não ataca os constituintes da pasta de cimento Portland. A água pura da condensação de neblina ou vapor, e água mole da chuva, podem conter pouco ou nenhum íon de cálcio. Quando estas águas entram em contato

com a pasta de cimento Portland, elas tendem a hidrolisar ou dissolver os produtos contendo cálcio. O hidróxido de cálcio é o constituinte que, devido à sua solubilidade alta em água pura, é mais sensível à eletrólise, ocorrendo a lixiviação. Além da perda de resistência, a lixiviação do hidróxido de cálcio pode ser indesejável por razões estéticas. Frequentemente, o produto da lixiviação interage com o CO_2 , presente no ar, e resulta na precipitação de crostas brancas de carbonato de cálcio na superfície, fenômeno conhecido como eflorescência (MEHTA et al, 1994).

2.2.3.4 Ataque por ácidos

Em ambientes úmidos o CO_2 , o SO_2 e outros gases ácidos presentes na atmosfera atacam o concreto, dissolvendo e removendo parte da pasta de cimento Portland endurecido, que não é resistente aos ácidos.

O ataque ocorre em valores de pH próximos de 6,5. Para pH entre 3 e 6 a velocidade do ataque é proporcional à raiz quadrada do tempo, sendo determinante a difusão através dos produtos pouco solúveis que permanecem, depois que o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ foi dissolvido. A velocidade de ataque depende não só do pH, mas também da capacidade dos íons serem transportados.

Os concretos também são atacados por águas contendo CO_2 livre em terrenos pantanosos, com pH em torno de 4,4, e pelas águas puras com pouco CO_2 .

As tubulações com esgotos sofrem deteriorações acentuadas quando os compostos de enxofre são transformados em H_2S por bactérias anaeróbicas. Este agente, mesmo não sendo agressivo, sofre oxidação pelas bactérias aeróbicas, dando como produto final o ácido sulfúrico, sendo que o ataque se processa acima do nível do líquido. O cimento se dissolve gradativamente e degrada o concreto.

Vários ensaios físicos e químicos de resistência aos ácidos foram desenvolvidos, mas não existem procedimentos padronizados. O pH isoladamente não é um indicador adequado do potencial do ataque; a presença de CO_2 decorrente da dureza da água também tem influência sobre a situação; temperatura e pressão aumentam a intensidade do ataque.

O uso de cimento de alto-forno e de pozolanas ajuda o desempenho do concreto, mas ele depende mais das suas próprias qualidades do que do tipo de cimento usado.

A resistência ao ataque químico aumenta quando a superfície está seca antes de ser exposta. A película de carbonato de cálcio, formada pela ação do CO_2 sobre cal, obstrui os poros e aumenta a permeabilidade da camada superficial. Portanto os concretos pré-fabricados tendem a ser mais resistentes que os moldados *in situ*.



Figura 2.14: Ataque químico por ácido sulfúrico deteriorou pilar em indústria de fertilizantes

As superfícies de concreto sujeitas aos ataques químicos devem ser protegidas com pinturas de borracha, resinas epóxicas e outras barreiras. O nível de proteção é bastante variável, mas é essencial que a barreira anti-ácida seja bem aderente ao concreto e resistente às ações mecânicas (NEPOMUCENO, 1982). A Figura 2.14 mostra um pilar deteriorado por falta de proteção.

2.2.3.5 Ataque da água do mar

A água do mar contém sulfatos e ataca o concreto. Além da ação química, a cristalização dos sais nos poros do concreto pode provocar a degradação devido à pressão exercida pelos cristais salinos, nos locais onde há evaporação, acima da linha de água. O ataque só ocorre quando a água pode penetrar no concreto, portanto, o nível de impermeabilização é muito importante neste processo.



Figura 2.15: Estruturas de concreto localizadas na linha da maré severamente deterioradas

Os concretos localizados entre os limites da maré, sujeitos à molhagem e secagem alternadas, são severamente atacados, conforme Figura 2.15, enquanto os concretos submersos permanentemente, são menos atacados.

A ação do mar sobre os concretos é acompanhada das ações destrutivas de impactos e abrasão das ondas, principalmente nas estruturas *off-shore*.

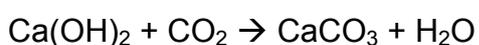
A ação dos sulfatos na água do mar não provoca a expansão do concreto, diferentemente das águas subterrâneas. A ausência de expansão é devida à presença de cloretos na água do mar, que inibem a expansão, por que o gesso e o sulfo-aluminato de cálcio são mais solúveis em soluções de cloretos do que em água e são, portanto, lixiviados pela água do mar.

No concreto armado, a absorção de sal cria regiões anódicas e catódicas, resultando em uma ação eletrolítica que leva à corrosão das armaduras, de modo que, os efeitos da água do mar são mais sérios no concreto armado de que no concreto simples. É preciso dotar as armaduras de cobrimento suficiente e utilizar concretos densos e impermeáveis (NEPOMUCENO, 1982).

2.2.3.6 Carbonatação

O anidrido carbônico, CO₂, presente na atmosfera tem uma tendência notável para se combinar com as bases do cimento hidratado, resultando compostos com pH mais baixos.

A ação do CO₂ sobre os constituintes do cimento hidratado é complexa, pois não se limita ao hidróxido de cálcio, mas ataca e degrada todos os produtos da hidratação do cimento. O concreto é um material poroso e o CO₂ do ar penetra pelos seus poros. A reação mais simples e importante é a combinação com o hidróxido de cálcio liberado pela hidratação do cimento.



O concreto possui um pH da ordem de 12,5, principalmente por causa do Ca(OH)_2 . O desaparecimento do hidróxido de cálcio do interior dos poros da pasta de cimento hidratado e sua transformação em carbonato de cálcio faz baixar o pH da solução em equilíbrio de 12,5 para 9,4, fator importante para o início da corrosão das armaduras.

O CO_2 penetra da superfície para o interior, pelo que a carbonatação inicia-se na superfície do concreto e penetra lentamente para seu interior. Em concreto de mediana qualidade observa-se que a velocidade da carbonatação varia entre 1 e 3 mm por ano (SILVA, 1995). Observa-se na Figura 2.16 que a intensidade da corrosão devido à carbonatação é influenciada pela espessura do revestimento, sendo que a corrosão inicia-se nas armaduras onde as espessuras da camada de revestimento são menores.

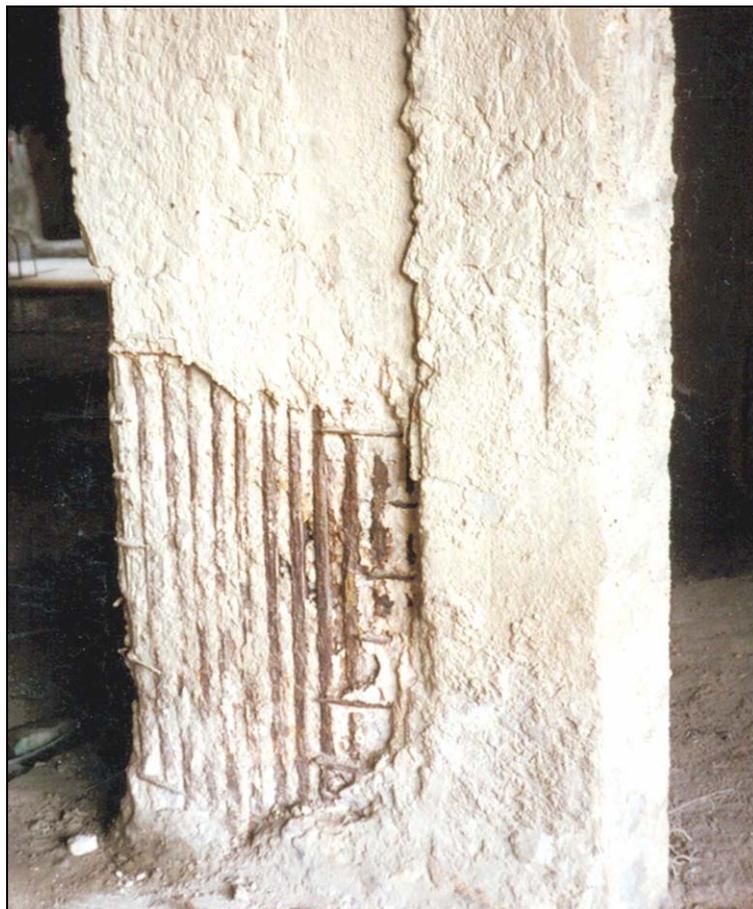


Figura 2.16: Pilar em indústria com corrosão nas armaduras devido à carbonatação

A velocidade do processo é função da difusão de CO₂ no concreto, umidade relativa, tempo, relação a/c, tipo de cimento, permeabilidade do concreto e cura. O grau de carbonatação máximo ocorre a uma umidade relativa de 60%, enquanto que em um ambiente seco ou saturado a carbonatação é reduzida para 20% deste valor.

Se o concreto tem todos os seus poros cheios de água, o gás carbônico não pode penetrar e difundir-se. Por outro lado, se todos os poros estão secos, o gás carbônico não pode ionizar-se, e se o fizer, a carbonatação será realizada muito lentamente (SILVA, 1995).

Devido ao elevado número de fatores que influenciam a carbonatação seria difícil e complexo utilizar um modelo que levasse em consideração todos os elementos envolvidos. A equação mais comumente utilizada para estimar a velocidade do processo de carbonatação é:

$$d = k\sqrt{t} \quad (2.1)$$

onde:

d é a profundidade de penetração do CO₂ em mm

k é uma constante que depende das características do concreto

t é o tempo em anos

A medida que se aumenta a relação a/c, a permeabilidade e a profundidade de carbonatação também aumentam, devido a maior capacidade de difusão do CO₂ no concreto. Cimentos mais finos contribuem para diminuir a profundidade de carbonatação.

A cura tem grande influência neste processo. Deficiência de cura pode ocasionar fissuras no concreto, o que facilita a entrada do CO₂.

A carbonatação por si só não causa a deterioração do concreto, mas possui efeitos importantes. Observa-se aumento na resistência à compressão do concreto e a retração por carbonatação, já descrita anteriormente (item 2.2.2.3).

A comprovação das áreas carbonatadas pode ser feita através de difração de Raio - X, análise térmica diferencial, termografia e observação microscópica. Mas a comprovação mais corrente é através de indicadores de pH a base de fenolftaleína ou timolftaleína.

Quando do uso de fenolftaleína, as regiões mais alcalinas apresentam-se com cor violeta, enquanto as menos alcalinas são incolor, conforme mostrado na Figura 2.17. Já a timolftaleína apresenta cor azul para as regiões mais alcalinas, enquanto as menos alcalinas ficam incolor (SILVA, 1995).



Figura 2.17: Teste com fenolftaleína indicando uma profundidade de carbonatação de 2cm em amostra com 4cm de cobertura de armadura

As superfícies do concreto podem ser protegidas para prevenir a carbonatação. A aplicação de barreiras espessas como rebocos, revestimentos com pedras ou cerâmicos, além de pinturas, evitam a entrada do CO_2 , ressaltando-se que

as pinturas possuem uma vida útil reduzida, necessitando de novas intervenções para garantir o bloqueio da carbonatação.

2.2.3.7 Cloretos

A literatura sobre durabilidade freqüentemente aponta a ação dos íons cloretos como um dos principais causadores da corrosão das armaduras do concreto.

Os íons cloretos podem chegar até o concreto através de diversas formas, como uso de aceleradores de pega que contêm CaCl_2 , impureza na água de amassamento e nos agregados, água do mar e maresia, sais de degelo e processos industriais.

Existe muita controvérsia a respeito da quantidade de íons cloretos suficientes para romper a camada de óxidos passivantes e iniciar o processo de corrosão das armaduras. Este limite não está associado a um valor fixo, embora algumas normas recomendem alguns valores orientativos.

A NBR 6118 (2003) não se reporta ao teor de cloretos, chamando somente a atenção quanto ao uso de aditivos contendo cloretos. As Normas Européias CEB (1991), ENV 206 (1991) e a BS 8110:1 (1985) recomendam um limite de 0,40% em relação à massa de cimento, enquanto a ACI 318-21 (2003) limitam em 0,15% em ambientes com cloretos, 0,3% em ambientes normais, 1% em ambientes secos e 0,06% em concreto protendidos (FIGUEIREDO, 2005).

Basicamente os parâmetros que influenciam a penetração de cloretos são os mesmos para a penetração do CO_2 . O tipo de cimento utilizado influencia a concentração de cloros, tendo aqueles com teores mais elevados de C_3A desempenho superior aos cimentos com baixos teores de C_3A .

Relação a/c, adensamento e cura são fatores significativos que influenciam a qualidade do concreto e têm relação direta com a penetração de cloretos.

As fissuras no concreto favorecem a penetração dos cloretos, sendo que velocidade depende da abertura das fissuras e da qualidade do concreto.

A concentração de cloretos necessária para promover a corrosão é fortemente afetada pelo pH do concreto. Foi demonstrado que é necessário um nível de 8.000 ppm de íons cloretos para iniciar o processo quando o pH é de 13,2, mas quando o pH cai para um patamar de 11,6, a corrosão se inicia com somente 71 ppm de íons cloretos (EMMONS, 1993).



Figura 2.18: Pilar sobre o mar após 10 anos de construção, deteriorado devido aos efeitos da interação da carbonatação com íons e cloretos

Portanto os efeitos da interação da carbonatação com os íons cloretos levam a uma aceleração da velocidade de corrosão quando comparada com a ocorrência dos ataques de forma independente, conforme mostrado na Figura 2.18.

O aumento da temperatura eleva a mobilidade molecular e favorece o seu transporte pela microestrutura (FIGUEIREDO, 2005).

Para a determinação do teor de cloretos no concreto são utilizados diferentes métodos, geralmente divididos em dois grupos: medição da relação cloretos totais/livres e medição da relação cloretos fixos/livres. O número total de cloretos é soma de íons livres mais fixos.

O cloreto livre existe na solução intersticial, sendo de fácil extração, enquanto o fixo é fortemente absorvido pelas paredes dos poros, sendo quimicamente ligado à matriz cimentícia, originando os cloro-aluminatos (FERREIRA, 2000).

A medição de cloretos é feita em amostras de pó retiradas do concreto, em diferentes profundidades da estrutura, e a análise quantitativa é feita por via química (ASTM C 1152- 1992) ou por análise de fluorescência de Raio-X (FIGUEIREDO, 2005).

2.2.4 Biodeterioração do concreto

A biodeterioração é a mudança indesejável nas propriedades do material, devido à ação de microorganismos.

O concreto é considerado um material bioreceptivo ao ataque microbiológico, devido às condições de rugosidade, porosidade, umidade e composição química, que combinadas com as condições ambientais, como umidade, temperatura e luminosidade, podem promover a biodeterioração do concreto.

Os microorganismos podem atuar sobre o concreto em ações deletérias contra a pasta de cimento e os agregados, interferindo em sua estética, reduzindo sua durabilidade comprometendo sua integridade.

A biodeterioração pode ser classificada em quatro categorias: física ou mecânica, estética, química assimilatória e química não assimilatória. Os mecanismos podem ocorrer separados ou simultaneamente.

A biodeterioração física ou mecânica é o rompimento do material devido à pressão exercida na superfície pelo microorganismo, durante seu crescimento ou locomoção.

A biodeterioração estética é causada pela presença de microorganismos que interferem na estética do concreto, mudando sua cor, manchando-o, muitas vezes de forma inaceitável.

A biodeterioração química assimilatória ocorre quando o material, constituído de nutrientes para os microorganismos, tem sua microestrutura alterada, apresentando déficit de compostos essenciais para sua integridade.

A biodeterioração química não assimilatória é o resultado da ação dos produtos metabólicos, sobre os constituintes do material, formando compostos prejudiciais à sua integridade. Produtos metabólicos são substâncias produzidas pelos microorganismos durante o metabolismo.

Os principais microorganismos envolvidos nos mecanismos acima citados são as algas, fungos, bactérias, líquens e protozoários (SILVA et al, 2005).

A deterioração provocada pelos microorganismos está relacionada com seu crescimento e sua reprodução, sua fixação e seu processo metabólico.

Os mecanismos de biodegradação, que promovem o envelhecimento, comprometem a durabilidade e integridade do concreto, podem se manifestar através de formação de biofilme, ataque ácido, tensões provocadas pela cristalização de sais e complexação (SILVA et al, 2005).

Os biofilmes são ecossistemas microbianos, de consistência gelatinosa, apresentando-se em forma de película, na presença de água ou umidade. Depois de estabelecido, o biofilme pode proporcionar a fixação de outros microorganismos e adesão de outras partículas, bem como se destacar da superfície, criando microambientes com concentrações de pH e oxigênio diferenciados, levando à formação de manchas e pátinas biológicas características da biodeterioração estética, conforme mostrado na Figura 2.19. Podem funcionar como camada impermeabilizante que, se por um lado impede a penetração de água no seu interior, por outro, impede o fluxo inverso, fazendo com que os sais, cristalizados no seu interior, acelerem a deterioração do material por expansão.



Figura 2.19: Teto de galeria de águas pluviais contaminada por esgotos apresenta manchas devido ao ataque biológico

Os produtos metabólicos ácidos reagem com os elementos minerais do concreto, promovendo sua dissolução, alterando sua microestrutura e reduzindo sua durabilidade. É considerado o ataque mais agressivo devido à sua natureza alcalina.

Os ácidos excretados durante o metabolismo dos microorganismos, em contato com a pasta de cimento, podem ser convertidos em sais capazes de causar tensões e esfoliações no material.

Os ácidos orgânicos excretados pelos microorganismos podem promover a complexação de certos metais. Este é o mecanismo pelo qual certas substâncias químicas podem remover moléculas de metais de vários substratos, tornando disponíveis elementos como ferro, potássio, manganês e cálcio, que são minerais solúveis, facilmente lixiviados pela água.

Para identificar e avaliar a sanidade da microestrutura são utilizadas técnicas diretas como microscopia ótica, microscopia eletrônica de varredura e microscopia acústica de varredura, ou indiretas, como difração de Raio-X, resistividade elétrica, termografia, porosimetria e análises químicas (SILVA et al, 2005).

Na prática o mais significativo ataque biológico ao concreto é o que ocorre em esgotos. No interior dos esgotos, em condições anaeróbicas, as bactérias produzem ácido sulfídrico, composto de pouca agressividade ao concreto, conforme mostrado na Figura 2.20.

Ao escapar de dentro do esgoto para o ar, o ácido sulfídrico vai colocar-se ao alcance de bactérias aeróbicas, que habitam na superfície livre do esgoto. Estas bactérias transformam o ácido sulfídrico em ácido sulfúrico, que é bastante agressivo ao concreto, dando-se um ataque de ácidos de sulfatos, que vai provocar uma rápida degradação da superfície livre interna da estrutura

de concreto em contato com o esgoto, com velocidades de ataque na ordem de 5 a 10 mm por ano.

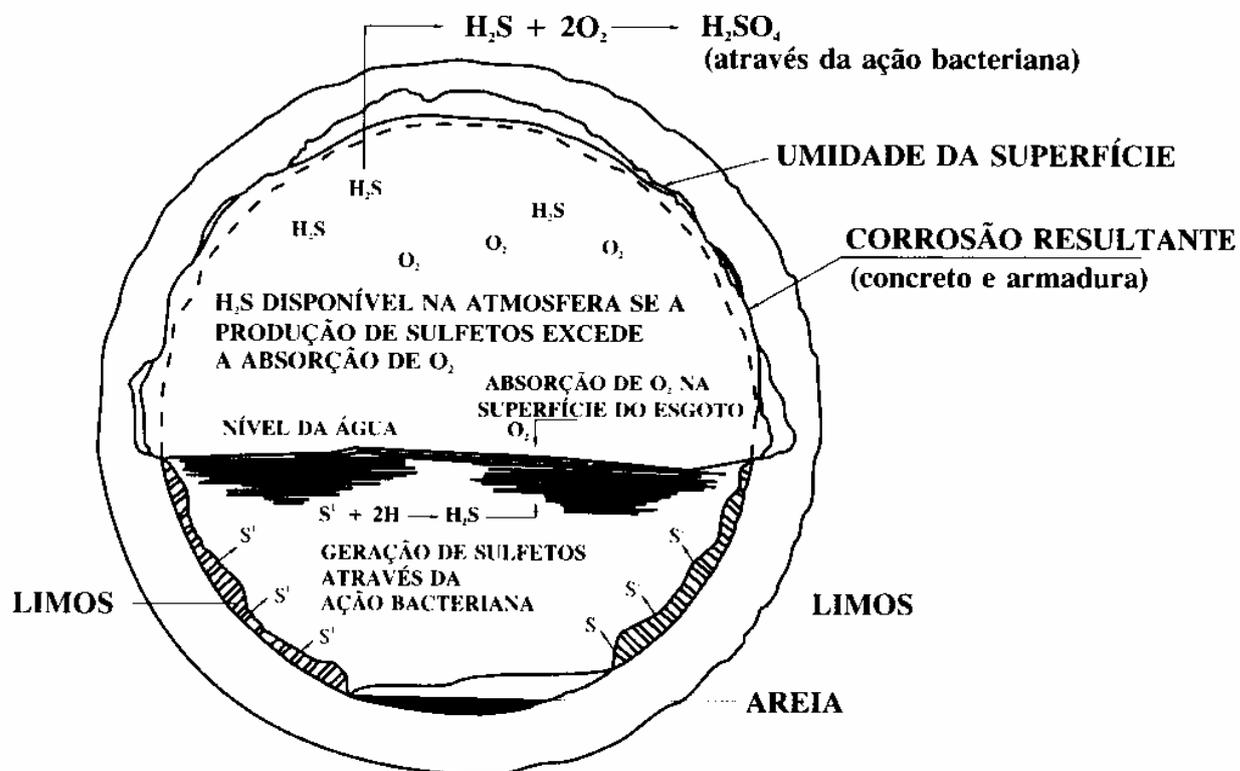


Figura 2.20: Ambiente dentro de tubulação de esgoto
(LIMA, 2005)

Outra forma comum de ataque biológico é o crescimento de raízes de plantas, algas e líquens em fendas ou zonas porosas do concreto, originando forças expansivas de degradam mecanicamente o concreto, facilitando o transporte de outros agentes agressivos para seu interior, conforme mostrado na Figura 2.21.

Em estruturas marinhas subaquáticas, as plantas e cracas que se desenvolvem nas superfícies do concreto têm efeito benéfico, pelo fato de consumirem o oxigênio antes que ele possa penetrar no concreto, inibindo o processo de corrosão das armaduras. Observa-se na Figura 2.22 que as cracas estão protegendo a estrutura contra a deterioração.



Figura 2.21: Crescimento de raízes de plantas em fendas do concreto deterioram a estrutura



Figura 2.22: Cracas na linha da água protegem as estruturas marinhas, inibindo o processo de corrosão das armaduras

2.2.5 Causas eletroquímicas de degradação

2.2.5.1 Fundamentos da corrosão

Os metais encontram-se na natureza geralmente formando compostos tais como óxidos e sulfetos, com outros elementos. Para usá-los na forma elementar é preciso extrair o metal mediante um processo de redução, o que requer aplicar uma certa quantidade de energia. O processo inverso pelo qual o metal volta ao seu estado natural é acompanhado de uma redução de sua energia, isto é, tem lugar através de uma reação espontânea. Este processo, que corresponde a uma oxidação, é conhecido por corrosão, e representa a lenta destruição do metal (ANDRADE, 1992).

A corrosão metálica, quando tem lugar em meio aquoso, é um fenômeno eletroquímico, isto é, supõe-se a existência de uma reação de oxidação e uma de redução, e a circulação de íons através do eletrólito. Assim, sobre a superfície do metal são geradas duas zonas, atuando como ânodo aquela em que se produz a oxidação do metal, liberando elétrons, que migram através do metal em direção a outro lugar, onde reagem para produzir uma redução de alguma substância existente no eletrólito.

O processo de corrosão pressupõe, portanto, a constituição de uma pilha eletroquímica. A corrosão através do metal e do eletrólito, entre o ânodo e o cátodo, pressupõe o funcionamento de um circuito fechado. Se o circuito se interrompe em algum de seus pontos, a pilha não pode funcionar e a corrosão se detém (ANDRADE, 1992).

Ressalta-se que é necessário não só considerar se um dado metal está em corrosão ou não, como também considerar a velocidade deste processo, já que a corrosão pode evoluir tão lentamente que seu efeito seja desprezível. No processo corrosivo influem além da natureza do eletrólito, o conteúdo de oxigênio e a resistividade do meio.

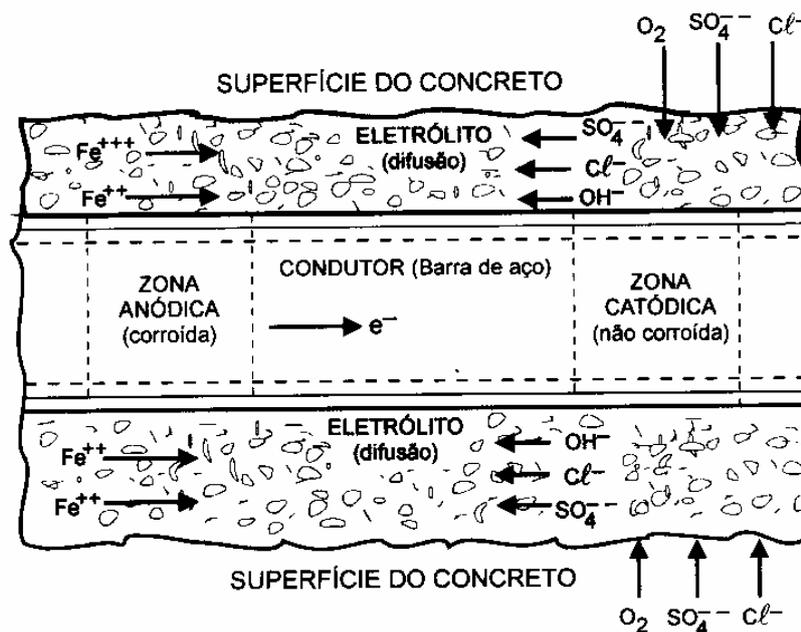


Figura 2.23: Célula de corrosão em concreto armado
(SILVA, 1995)

2.2.5.2 Corrosão das armaduras no concreto armado

O concreto confere ao aço uma barreira física que o separa e o protege do meio ambiente, mas também confere a este uma elevada alcalinidade, que permite formar uma película fina de óxido de ferro na superfície do aço, chamada de camada de passivação, que o mantém inalterado por um tempo indeterminado, desde que o concreto seja de boa qualidade, e que suas propriedades físico-químicas não se alterem devido às ações externas. A camada de passivação é criada pouco depois do início da hidratação do cimento, sendo constituída de Fe_2O_3 , e adere fortemente ao aço (FERREIRA, 2000).

A corrosão eletroquímica da armadura do concreto pode ocorrer devido à falta de uniformidade do aço (diferentes aços, soldas), do contato com metais com menor potencial eletroquímico, assim como da heterogeneidade do meio físico e químico que rodeia o aço (FERREIRA, 2000).



Figura 2.24: Fissuras em viga causadas pela expansão dos óxidos gerados na corrosão

Quando as condições de serviço se modificam, e o concreto se altera através da penetração de substâncias agressivas, ocorre o rompimento da película passivante, e inicia-se a corrosão das armaduras. Os óxidos expansivos, gerados na corrosão, ocupam um volume várias vezes maior que o volume do aço original, causando fissuras e destacamento da camada de cobertura, facilitando o ingresso de mais agentes agressivos, conforme mostrado na Figura 2.24.

O aço em corrosão diminui de seção ou converte-se totalmente em óxido, há redução da aderência aço/concreto e conseqüentemente, ocorre uma perda da capacidade estrutural do elemento de concreto.

Essencialmente são duas as causas que podem dar lugar a destruição da capa passivante. A presença de uma quantidade suficiente de cloretos, adicionada durante o amassamento do concreto ou penetrada do exterior, ou outros íons despassivantes em contato com a armadura, e a diminuição da alcalinidade do concreto por reação com substâncias ácidas do meio (ANDRADE, 1992).

Para que ocorra o processo corrosivo é necessária a presença simultânea de oxigênio e umidade. A presença destes dois componentes acelera fortemente o processo, e a ausência deles detém o processo completamente.

Em um concreto com uma umidade relativa abaixo de 60%, provavelmente não haverá corrosão. O mesmo acontece quando o concreto estiver saturado com água. A umidade ótima para ocorrer o processo encontra-se entre 70 a 80%, sendo que, acima deste nível, a difusão de oxigênio é reduzida consideravelmente (ARANHA, 1994).

A corrosão está intimamente ligada à despassivação do aço pelo processo de carbonatação e pela penetração de cloretos. A introdução de determinados materiais cimentícios reduzem significativamente a penetrabilidade no concreto, aumentando a sua resistência e, conseqüentemente, reduzindo a velocidade de corrosão.

A qualidade do concreto e a espessura da camada de cobrimento são fatores fundamentais na proteção das armaduras. Quanto melhor for a qualidade do concreto e maior o cobrimento, maior será o intervalo de tempo necessário para que a frente de carbonatação e os íons cloretos atinjam a superfície das armaduras.

2.2.5.3 Tipos de corrosão

a) Corrosão generalizada

A corrosão uniforme ou generalizada ocorre devido a uma perda generalizada da película de passivação, resultante da frente de carbonatação no concreto e/ou presença excessiva de cloretos, conforme mostrado na Figura 2.25. Também pode ocorrer por efeito de lixiviação do concreto produzido pela percolação e/ou lavagem por águas puras ou ligeiramente ácidas.



Figura 2.25: Corrosão generalizada, atinge todo um pilar de área industrial

b) Corrosão localizada

A corrosão localizada forma-se por dissolução localizada da película de passivação, tipicamente causada pela penetração de íons cloretos no meio, vindos do exterior ou pertencente a algum constituinte do concreto. Forma-se uma célula de corrosão onde existe uma área passivada intacta, atuando como um cátodo, e uma pequena área atuando como ânodo, que perdeu a película passiva e onde se reduz o oxigênio dissolvendo o aço. As pequenas áreas despassivadas, conhecidas pelo nome de pite, podem gerar condições suficientes para a sua continuidade e crescimento, e decrescem o pH localmente.

c) Corrosão sob tensão

A corrosão sob tensão se caracteriza por ocorrer em aços submetidos a elevadas tensões, em cuja superfície é gerada uma microfissura que vai progredindo muito rapidamente, provocando uma ruptura brusca e frágil do metal, ainda que a superfície não mostre evidências de ataques. Este tipo de corrosão acontece, preferencialmente, em concretos protendidos, sendo um fenômeno muito específico e normalmente associado à má qualidade do concreto (bainhas mal preenchidas, lixiviação do concreto) ou a presença de determinados íons.

d) Corrosão galvânica

Este tipo de corrosão ocorre quando existem diferentes tipos de metal no mesmo meio eletrolítico, conforme mostrado na Figura 2.26. O metal com menor atividade eletroquímica é corroído. Uma das situações mais comuns encontradas é o uso de alumínio dentro do concreto armado (EMMONS, 1993).

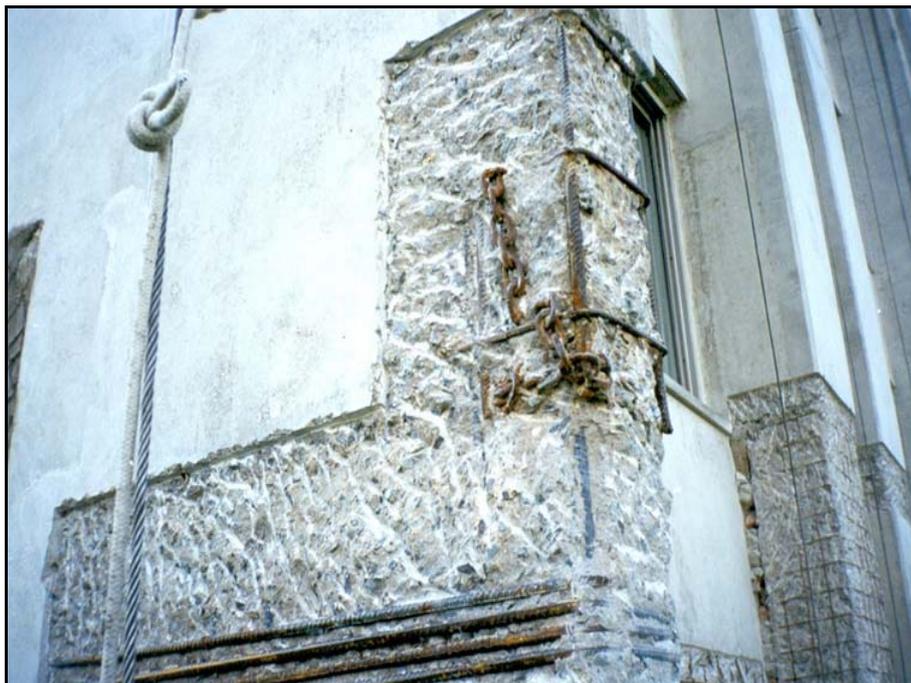


Figura 2.26: Corrosão galvânica de pilar de prédio residencial

3 MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO

3.1 Generalidades

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e protendido tem apresentado um importante avanço ultimamente, devido principalmente a um melhor conhecimento dos diversos mecanismos de transporte de líquidos e gases agressivos no concreto. Este desenvolvimento tem possibilitado uma melhor avaliação da vida útil das estruturas, mediante o emprego de modelos matemático-probabilísticos para expressar quantitativamente os mecanismos em questão (PEREIRA, 2003).

Os agentes agressivos, em estado líquido ou gasoso, ingressam no concreto através dos poros da pasta de cimento e pelas fissuras. O transporte das substâncias agressivas através do concreto é governado por uma variedade de mecanismos físico-químicos, que dependem do fluxo da substância e sua concentração local, das condições ambientais, da estrutura e dimensões dos poros, da profundidade das microfissuras, do nível de saturação do sistema de poros e da temperatura. Estes mecanismos podem atuar simultaneamente, o que torna mais complexo o estudo e a definição de um modelo.

Os mecanismos de transporte mais importantes são a permeabilidade, a difusão, a absorção, a sucção capilar e a migração, ou a combinação entre eles. A absorção capilar é a mais comum, seguida pela difusão e a permeabilidade. A migração surge após iniciado o processo de corrosão, como um processo secundário de movimento de íons, e mesmo assim, contribui para a penetração destes agentes agressivos. As características do transporte são difíceis de prever, já que dependem da composição do concreto, do tipo de materiais, da idade, da cura e da umidade do concreto. O critério mais confiável para avaliar o concreto quanto à sua durabilidade é a sua resistência à penetração de agentes agressivos (SILVA, 1998).

3.2 Estrutura e dimensões dos poros

Entre os fatores que mais influenciam os mecanismos de transporte de substâncias no concreto estão a estrutura e as dimensões dos poros, que são características gerais dos concretos, uma vez que a concentração da substância, as condições ambientais e as microfissuras são condições particulares de cada caso.

Por estrutura dos poros entendem-se o tipo, a quantidade de poros e a distribuição dos mesmos por tamanho. De acordo com sua origem e características os poros podem ser classificados em poros de compactação, poros de ar, poros capilares e poros de gel.

Pode-se adotar uma classificação mais geral em função do tamanho e da conexão entre eles, sendo mais prático classificá-los como macroporos, poros capilares e microporos. São os poros capilares e os macroporos que têm importância em relação à durabilidade. Em termos gerais, a resistência do concreto às influências químicas e físicas é significativamente reduzida com o aumento dos poros capilares (FERREIRA, 2000).

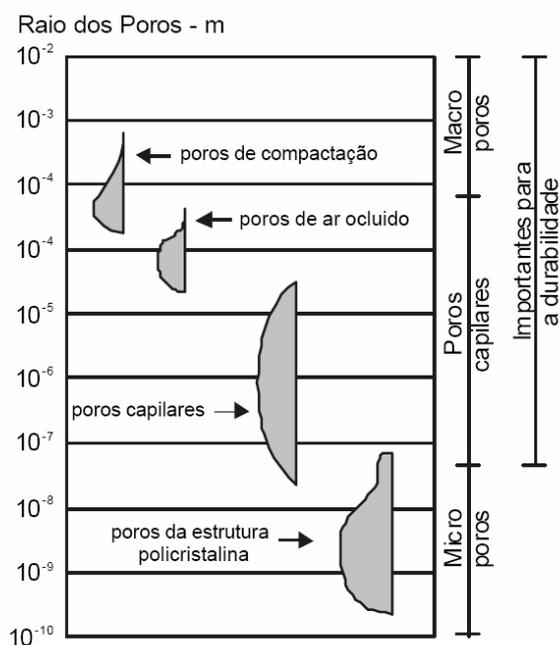


Figura 3.1: Estrutura porosa do concreto (FERREIRA, 2000)

Além das características dos poros, a análise da conexão entre eles e a tortuosidade são também importantes para a definição de sua estrutura. Em relação à conexão entre os poros eles podem ser interconectados, ilhados, cerrados e poros cegos, sendo que, somente os interconectados participam do transporte das substâncias.

3.3 Permeabilidade

A permeabilidade de um material se caracteriza por sua atitude em deixar-se atravessar por um fluido submetido a um gradiente de pressão. Em relação à corrosão das armaduras, o líquido de maior interesse é a água, enquanto os gases são o CO₂ e O₂. O concreto pode ser caracterizado através do coeficiente de permeabilidade, seja ante à água ou aos gases.

O fluxo de água no concreto tem grande influência nos poros capilares da pasta de cimento e a interface entre a matriz e os agregados grossos. Na pasta de cimento hidratado, o fluxo de água circula através dos poros capilares interconectados. Os poros, por sua vez, dependem principalmente da relação a/c e do nível de hidratação do cimento (SILVA, 1998).

Para a água, o coeficiente de permeabilidade pode ser determinado com o emprego da equação desenvolvida a partir da lei de DARCY:

$$K_w = \frac{V}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{1}{\Delta H} \quad (3.1)$$

onde:

K_w = coeficiente de permeabilidade da água (m/s)

V = volume de água (m³) que flui durante o tempo t

t = tempo (s)

l = espessura (m)

A = área penetrada (m^2)

ΔH = pressão hidrostática (m)

A permeabilidade aos gases no concreto não é um mecanismo de transporte muito comum em estruturas reais, mas, por meio de ensaio de permeabilidade, tem se procurado caracterizar a sua porosidade e correlacioná-la a outros meios de transporte, como a difusão de oxigênio, difusão de CO_2 , e se estabelecerem parâmetros de durabilidade.

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade aos gases, pode-se utilizar a equação em que se aplica a lei de HAGEN-POISEUILLE, que considera a compressibilidade e a viscosidade dos gases, sendo válida somente para fluxo laminar (NEPOMUCENO, 2005).

$$K_g = \eta \cdot \frac{Q}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{2p}{(p_1 - p_2)(p_1 + p_2)} \quad (3.2)$$

onde:

K_g = coeficiente de permeabilidade ao gás (m^2)

η = viscosidade do gás (Ns/m^2)

Q = volume do gás (m^3) que flui durante o tempo t

t = tempo (s)

l = espessura da seção penetrada (m)

A = área de penetração (m^2)

p = pressão na qual se mede o volume Q (N/m^2)

p_1 = pressão de entrada do gás (N/m^2)

p_2 = pressão de saída do gás (N/m^2)

3.4 Difusão

A difusão é a transferência de massa por movimento aleatório de moléculas ou íons na solução dos poros, desde as regiões com altas concentrações até regiões com baixas concentrações da substância que difunde.

A taxa de transferência de massa através da unidade de área de uma seção pode ser determinada pela equação:

$$F = \frac{dm}{dt} \cdot \frac{1}{A} \quad (3.3)$$

onde:

F = fluxo de massa ($\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$)

m = a massa de substância que flui (g)

t = tempo (s)

A = área (m^2)

Esta taxa é proporcional ao gradiente de concentração dc / dx e ao coeficiente de difusão D . Esta relação pode ser expressa através da primeira lei de difusão de FICK para processo estacionário:

$$F = D \cdot \left(\frac{dc}{dx} \right) \quad (3.4)$$

onde:

D = coeficiente de difusão (m^2/s)

c = concentração (g/m^3)

x = distância (m)

O coeficiente de difusão para os sólidos é uma propriedade característica do material e descreve a transferência de uma particular substância. Para os materiais maduros, D depende do tempo e em alguns casos da temperatura.

Quando o processo de difusão não é estacionário, a equação se deduz a partir da última equação, considerando o fluxo unidirecional. A equação assim derivada se denomina segunda lei de FICK, e descreve a troca de concentração para um elemento com o tempo t :

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \partial \frac{\left(D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right)}{\partial x} \quad (3.5)$$

A substância que se difunde pode ser parcialmente imobilizada devido a interação química ou absorção física por forças de massa. Nestes casos é necessário considerar a decantação s , que se representa na seguinte equação:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \partial \frac{\left(D \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right)}{\partial x} - s \quad (3.6)$$

Além da capacidade de imobilização através da decantação de s , é possível também considerar um coeficiente efetivo de difusão, determinado experimentalmente, que leva em consideração somente os íons livres. Para os casos de difusão de cloretos, desenvolveu-se a equação de difusão com base na capacidade de fixação e no coeficiente de difusão dos agregados e da pasta que compõem o concreto.

Em relação à corrosão das armaduras, é de especial interesse a difusão dos gases, particularmente o O_2 e CO_2 . O coeficiente de CO_2 depende fortemente da umidade do concreto, que por sua vez é influenciada pelas condições ambientais e do movimento da água no interior dos poros, ou seja, da

penetração de água por absorção capilar e da perda de água por difusão de vapor de água no processo de secagem (SILVA, 1998).

Para umidade interna de 65% e temperatura de 20°C, o coeficiente de difusão do CO₂ através do concreto varia entre 10⁻⁷ a 10⁻¹⁰ m²/s e pode ser estimado pela seguinte equação:

$$\log \frac{D_{CO_2}}{D_{CO_2,0}} = -0,5 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \quad (3.7)$$

onde:

D_{CO_2} = coeficiente de difusão do CO₂ através do concreto (m²/s)

$D_{CO_2,0} = 10^{-6,5}$ (m²/s)

f_{ck} = resistência característica (MPa)

$f_{ck0} = 10$ MPa

Para o coeficiente de difusão de cloretos no concreto, os valores podem estar entre 1 a 10 x 10⁻¹² m²/s para concretos fabricados com cimento Portland e entre 0,3 a 5 x 10⁻¹² m²/s para concretos fabricados com cimentos com escórias de alto forno. Sem dúvidas, a determinação do coeficiente é bastante complexa, posto que os cloretos podem ser transportados por múltiplos mecanismos, tais como difusão e sucção capilar (SILVA, 1998).

Para estudar o fenômeno da difusão recorre-se a métodos de difusão e de migração. Em cada um destes métodos, os ensaios podem ser estacionários ou não estacionários, dependendo se for alcançado um regime estacionário de movimento de partículas em difusão através do corpo de prova, ou não.

3.5 Absorção capilar

A sucção capilar ou absorção é o processo no qual os líquidos, particularmente a água, podem ser transportados no concreto através dos poros capilares devido à tensão superficial. O transporte é influenciado em parte pela viscosidade, pela densidade e pela tensão superficial do líquido, em parte pela estrutura dos poros e pela energia superficial característica do sólido.

A absorção no estado estacionário pode ser determinada pela seguinte equação:

$$w = w_t \left(\frac{t}{t_1} \right)^n = M_w \cdot t^n \quad (3.8)$$

onde:

w = absorção da água por unidade de tempo t (m^3/m^2)

w_t = absorção de água para um dado tempo t_1

t = tempo de duração da absorção de água (s)

$n = 0,5$

M_w = coeficiente de absorção de água ($m/s^{0,5}$), determinado por w_t / t_1^n

O teor de umidade do concreto tem uma grande influência na sucção capilar. O aumento da umidade dos poros gera um aumento no gradiente de absorção de água, portanto, o coeficiente de absorção diminui. Para um determinado concreto com umidade nos poros de 65% pode-se estimar o coeficiente de absorção pela equação abaixo (SILVA, 1998).

$$\log \frac{M_w}{M_{w0}} = -0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \quad (3.9)$$

onde:

$M_{w0} = 10^{-4}$ ($m/s^{0,5}$)

$f_{ck0} = 10$ Mpa

Podem ser usadas várias montagens para simular as diversas situações em que a absorção pode ocorrer. Geralmente mede-se o aumento de massa por unidade de área em contato com a água, ao fim e em determinados intervalos de tempo. Por vezes mede-se a altura da ascensão capilar. Tal como a permeabilidade aos gases, o resultado do ensaio depende do estado de umidade do corpo de prova.

3.6 Migração

A migração é o transporte de íons no eletrólito devido a ação do campo elétrico que atua como força motriz. O campo elétrico é gerado por células de corrosão eletroquímica. Os íons, neste caso, se movem na direção das regiões anódicas, ou seja, onde ocorre a corrosão, com a qual esta se identifica.

O mecanismo de migração é simulado de forma acelerada para determinar o coeficiente de difusão de íons no concreto, principalmente os cloretos. Adota-se este procedimento porque o ensaio para determinação do coeficiente de difusão, em condições normais, requer um tempo excessivo. Deste resulta a necessidade de se acelerar a difusão de íons através do campo elétrico, de tal forma que o processo realmente se transforma em migração associada com difusão (SILVA, 1998).

3.7 Adsorção

A adsorção é a fixação de moléculas nas superfícies sólidas devido às forças de massa em capas mono ou multimoleculares. Os parâmetros mais influentes nestes mecanismos são a concentração de moléculas em fase líquida ou gasosa e a temperatura (SILVA, 1998).

4 MODELOS DE DURABILIDADE

4.1 Considerações sobre vida útil

Segundo a NBR 6118:2003, uma estrutura de concreto deve ser projetada e construída de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizada conforme preconizado, conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

A durabilidade de uma estrutura é, portanto, função de vários parâmetros, como as características das diversas etapas construtivas (projetos, especificações, materiais, manutenção), da agressividade do meio ambiente em que a estrutura está inserida, da forma de utilização da estrutura e do tempo, ou seja, da vida útil requerida (METTHA,1997).

Os estudos sobre a durabilidade das estruturas de concreto evoluíram muito em função de um maior conhecimento dos mecanismos de transporte dos fluidos em meios porosos, permitindo associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente estes mecanismos (ANDRADE, 2005).

Nos últimos anos tem ocorrido um interesse crescente pelo desenvolvimento de modelos para estimar o tempo de vida útil das estruturas de concreto. Para esta projeção é importante identificar-se um modelo matemático para cada mecanismo envolvido no processo de deterioração e poder descrever adequadamente as condições ambientais de exposição.

Os tipos de vida útil que uma estrutura pode apresentar são:

- a) Vida útil de projeto: também chamado de período de iniciação. Nesta etapa os agentes agressivos, como cloretos, CO₂, sulfatos, etc, ainda

estão penetrando através da rede de poros da camada de cobrimento das armaduras, sem causar danos efetivos à estrutura. O valor adotado usualmente para estruturas convencionais de concreto é de 50 anos, ou mais para o caso de pontes e barragens.

- b) Vida útil de serviço: nesta etapa, os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar com o surgimento de fissuração e manchas. Esta vida útil é variável de caso a caso, pois em certas estruturas não se admite determinadas manifestações, como manchas em concreto aparente, enquanto que em outras somente serão consideradas aquelas manifestações que possam comprometer a funcionalidade ou a segurança.
- c) Vida útil total: Corresponde à ruptura e ao colapso parcial ou total da estrutura.
- d) Vida útil residual: Corresponde ao período de tempo durante o qual a estrutura será capaz de desenvolver suas funções após uma vistoria ou intervenção (HELENE, 1993).

Deve-se salientar que a vida útil de uma estrutura depende de seus elementos estruturais e não estruturais, como juntas de dilatação, aparelhos de apoio, drenos, etc, que normalmente têm vida útil menor.

4.2 Tipos de modelos de durabilidade

Para se executar um projeto estrutural de durabilidade é preciso que o projetista disponha de modelos com previsão da durabilidade da estrutura e dos materiais, incluindo parâmetros de projeto como dimensões das peças, características dos materiais, agressividades ambientais, etc (SARJA, 1994).

Os modelos podem ser:

- a) Modelos de degradação: representações matemáticas que procuram reproduzir a evolução da degradação com o tempo, associado a um determinado parâmetro.
- b) Modelos de desempenho: a degradação pode ser também representada como uma redução do desempenho, através de cálculos matemáticos que procuram reproduzir a diminuição do desempenho com o tempo, associado a um determinado parâmetro.
- c) Modelos de vida útil em serviço: modelos matemáticos que procuram reproduzir a vida útil de serviço de uma estrutura, em função de diferentes parâmetros (FERREIRA, 2000).

Os modelos de durabilidade podem ser também divididos em modelos com abordagens determinísticas ou probabilísticas.

Os modelos de durabilidade determinísticos fornecem um valor sempre médio (degradação, desempenho ou vida útil). A abordagem determinística baseia-se nos mecanismos de transporte de gases, massa e íons através dos poros, sendo os principais mecanismos envolvidos a permeabilidade, absorção capilar, a difusão de íons e gases, e a migração de íons. Nesta abordagem considera-se tanto a qualidade do concreto, quanto o percurso que o agente agressivo deve percorrer até atingir a armadura, em concentrações e quantidades suficientes para deteriorar a estrutura (ANDRADE, 2005).

Os maiores esforços estão sendo direcionados para a modelagem dos fatores que influenciam na corrosão das armaduras, por ser a patologia mais comum e por apresentar uma evolução que compromete a segurança estrutural das obras.

A abordagem probabilística se baseia no fato de que muitas decisões da engenharia são tomadas sob condições de incerteza, onde se faz necessária uma adequada quantificação das aleatoriedades, bem como uma verificação de seus efeitos dentro de um todo. Assim as aplicações dos métodos de probabilidades são ferramentas úteis para a resolução de problemas desta natureza. No caso da previsão de vida útil, estão sendo empregadas as teorias da confiabilidade para predizer com uma maior margem de segurança como se comportará uma estrutura, considerando a aleatoriedade das características dos materiais, das ações dos esforços e dos fatores ambientais durante uma determinada vida útil.

Na abordagem probabilística os principais pontos considerados são a geometria da estrutura, os materiais utilizados, o ambiente, a variabilidade dos parâmetros envolvidos, a qualidade da mão-de-obra, os principais mecanismos de degradação, particularmente a corrosão, e o planejamento das atividades de inspeção (ANDRADE, 2005).

Os modelos de durabilidade são elaborados para vários fins, baseando-se em tipos e níveis de dados diferentes. Às vezes os modelos podem se basear em dados históricos, enquanto em outros é necessária a realização de ensaios.

Os modelos podem ser utilizados no planejamento dos trabalhos de recuperação de estruturas existentes. Conhecendo a idade e o estado da estrutura é possível fazer a previsão da vida útil através de modelos de extrapolação. Os modelos de durabilidade são também importantes no planejamento de obras novas, influenciando o estudo da dosagem do concreto, de forma a se avaliar a qualidade do concreto antes de ele ser executado.

Para desenvolver um modelo de durabilidade é necessária a análise dos processos e fatores de degradação que podem ser mecânicos, mecânicos-físicos, físicos, mecânicos-físicos-químicos, químicos e geométricos (FERREIRA, 2000).

O erro humano e as incertezas devem ser também levados em consideração nos modelos. O passo final no desenvolvimento de um modelo de durabilidade é a quantificação e a formulação, sendo os métodos estatísticos e o raciocínio teórico as ferramentas utilizadas.

Os modelos podem ser baseados em fundamentos empíricos ou analíticos. Os empíricos são baseados em experiências e nos resultados de ensaios, como ensaios acelerados de deterioração, como a carbonatação ou ataques de cloretos, enquanto os analíticos são baseados no ajuste de equações em função de dados sobre fenômenos obtidos em inspeções, em geral com poucas variáveis, como a relação a/c , ou a resistência à compressão do concreto (SILVA, 1998).

4.3 Análise dos modelos de previsão de vida útil

Existem basicamente dois grupos de modelos desenvolvidos para representar a degradação de uma estrutura. Um grupo é relativo à corrosão das armaduras e o outro à deterioração do concreto, sendo que os processos de degradação mais investigados são os relacionados com a corrosão das armaduras, devido à sua maior importância. Entre estes estão o ataque por cloretos, a carbonatação do concreto e o processo de corrosão.

4.3.1 Modelos de previsão relacionados com a deterioração do concreto

Os modelos matemáticos propostos para representar os fenômenos de deterioração relacionados com o concreto são escassos. As normas fornecem indicações sobre limites de concentração de substâncias que podem produzir danos ao concreto, como reação álcali-agregado, ataque por sulfatos e gelo-degelo.

Existem alguns modelos matemáticos desenvolvidos para cada um destes fenômenos. Para a reação álcali-agregado, BOURNAZEL e CAPRA (1995)

desenvolveram um modelo segundo o qual as tensões produzidas pela expansão são obtidas através da equação da energia potencial livre associada com a deformação, sendo um modelo muito complexo e de difícil aplicação. MONTEIRO et al. (1995) também propuseram um modelo para a expansão produzida por este fenômeno, baseado nos estudos de microscopia eletrônica dos produtos da reação álcali-agregado. Para o ataque de sulfatos, diversos pesquisadores propuseram modelos matemáticos como SOLACOLU et al. (1976) e CLIFTON (1991), enquanto R. SHUMAN (1991) e RILEM (1995) apresentaram modelos que estimam a degradação devido ao gelo-degelo (SILVA, 1998).

Pela própria natureza dos fenômenos, eles são raros quando comparados aos danos provocados pela corrosão das armaduras, e por não fazerem parte diretamente da linha de pesquisa deste trabalho, os modelos citados acima não são apresentados.

Quanto à deterioração superficial das estruturas de concreto, ela está ligada a diferentes ações ambientais, como temperatura, variação da umidade, lixiviação e desgaste físico por sais.

As variações diárias de temperatura das superfícies expostas ao sol provocam a fissuração gradual nas áreas da extremidade. Ciclos de secagem e molhagem também provocam fissuração e pequenas alterações na porosidade do concreto.

A água em contato com a superfície do concreto provoca a lixiviação de minerais. A perda de material é causada pelas reações químicas destes minerais com os gases e íons diluídos, como CO_2 , SO_2 e Mg.

A exposição ao sal provoca a cristalização dos sais nos poros do concreto enquanto a água se evapora, devido à sucção capilar da água salina. Este mecanismo causa a expansão e a retração dos cristais de sal, resultante da

hidratação e desidratação, levando à fissuração e desintegração do concreto. O conceito de perda de seção de concreto superficial é avaliado a partir da redução da seção do concreto e não à perda de resistência. A permeabilidade é muito influenciada, sendo que a penetração de água e agentes nocivos dependem deste parâmetro.

Para concretos com resistência moderada a alta, a velocidade de desintegração superficial do concreto é avaliada pela seguinte equação (FERREIRA, 2000):

$$r = c_{amb} \cdot c_{cur} \cdot f_{ck}^{-3.3} \quad (4.1)$$

onde,

r = velocidade de desintegração do concreto (mm/ano)

c_{amb} = coeficiente ambiental

c_{cur} = coeficiente de cura

f_{ck} = tensão característica de compressão do concreto

A vida de serviço de um concreto pode variar de 10 anos a milhares, dependendo das condições ambientais. O coeficiente ambiental é avaliado segundo a Tabela 4.1:

Tabela 4.1: Classificação das condições e coeficientes ambientais
(FERREIRA, 2000)

Classe	Condições	Valores de c_{amb}
1	Muito duras (estruturas marinhas ou assentes em solos com sais; variações de temperatura e umidade)	$1 \times 10^5 - 5 \times 10^5$
2	Duras (estruturas marinhas ou assentes em solos com sais; variações de temperatura e umidade)	$1 \times 10^4 - 1 \times 10^5$
3	Normal (condições exteriores normais e pequenas variações climáticas)	$1 \times 10^3 - 1 \times 10^4$
4	Favorável	$< 1 \times 10^3$

O coeficiente de cura é calculado a partir da expressão (FERREIRA, 2000):

$$c_{cur} = \frac{1}{0,85} + 0,17 \log_{10} d \quad (4.2)$$

onde:

d = tempo de cura (dias)

4.3.2 Modelos de previsão relacionados com a corrosão de armaduras

A corrosão das armaduras continua sendo a principal causa da degradação das estruturas de concreto. Existem numerosos modelos matemáticos formulados para determinar o avanço da frente de carbonatação em função do tempo, enquanto modelos para a penetração de cloretos poucos existem.

Um modelo de vida útil muito utilizado, devido a sua exaustiva experimentação, é o proposto por TUUTTI em 1982 (ANDRADE, 1992). A partir deste modelo, a vida útil é dividida em dois períodos: iniciação e propagação.

O período de iniciação é relativo à penetração de cloretos e do dióxido de carbono, ou seja, dos agentes agressivos, até despassar as armaduras. No período de iniciação se adota a relação na qual a profundidade de carbonatação é proporcional a raiz quadrada do tempo.

No período de propagação, o processo de corrosão é efetivo. Neste período as armaduras estão sujeitas a diminuição de seção e a debilitação. Para este período TUUTTI propõe empregar uma taxa de corrosão para estimar a perda de seção, sendo definido como um limite aceitável de corrosão (ANDRADE, 1992).

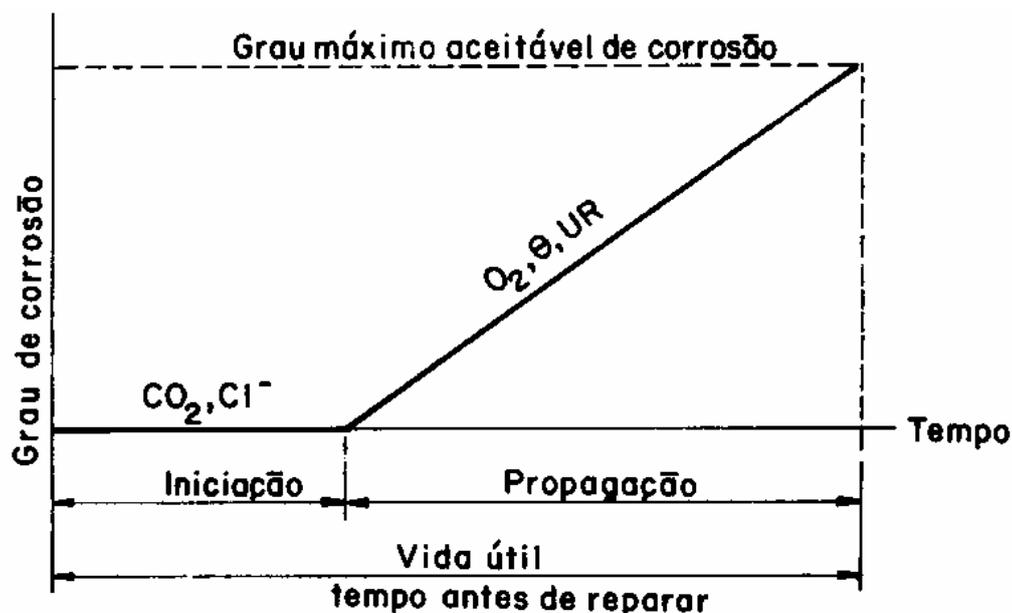


Figura 4.1: Modelo de vida útil de TUUTTI (ANDRADE, 1992)

Este modelo é puramente qualitativo, sendo muito citado pela sua simplicidade.

Uma vez atingida as armaduras, os fatores que interferem para que o período de propagação seja mais ou menos rápido são o conteúdo de umidade e oxigênio que rodeiam as armaduras (ANDRADE, 1992).

4.3.2.1 Modelos para o período de iniciação

Modelar o avanço da frente de carbonatação ou a penetração de cloretos é uma tarefa difícil devido à complexidade dos mecanismos que envolvem estes processos. A frente de carbonatação é controlada pela difusão do dióxido de carbono através dos poros do concreto, que por sua vez depende da umidade, temperatura, concentração do dióxido de carbono e da composição do cimento, que entre outros fatores, determinarão a reserva alcalina.

Para os cloretos a tarefa é ainda mais complexa, uma vez que eles podem estar no concreto provenientes de várias fontes. Dependendo de como eles chegaram no concreto, podem ser gerados distintos processos (SILVA, 1998).

a) Corrosão induzida por cloretos

As formas mais comuns de cloretos são os do ambiente marinho e os de sais de degelo. O tempo que determinada concentração de cloretos atinge a armadura e dissolve a camada de passivação é considerado o tempo de iniciação.

O gradiente da concentração de cloretos é geralmente descrito através dos modelos da função erro, que verifica as condições da segunda lei de FICK para difusão (FERREIRA, 2000):

$$C_x = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2(Dt)^{0.5}} \right) \right) \quad (4.3)$$

onde:

C_x = concentração de cloretos à profundidade x (%)

C_s = concentração de cloretos à superfície (%)

x = profundidade a partir da superfície (mm)

t = tempo (anos)

O tempo de iniciação da corrosão é obtido pela expressão (FERREIRA, 2000):

$$C_{TH} = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{c}{2(Dt_0)^{0.5}} \right) \right) \quad (4.4)$$

onde:

C_{TH} = concentração de cloretos crítica (%)

C_s = concentração de cloretos à superfície (%)

c = cobrimento (mm)

t_0 = tempo de iniciação (anos)

A expressão pode ser simplificada, recorrendo à função parabólica:

$$t_0 = \frac{1}{12 \cdot D} \cdot \left(\frac{c}{1 - \left(\frac{C_{TH}}{C_s} \right)^{0.5}} \right)^2 \quad (4.5)$$

Muitas normas preconizam valores limites de 0,4% de cloretos por peso de cimento para concretos armados e 0,2% para protendidos.

Para o C_s , a quantidade depende do tempo, mas tende para um valor máximo após alguns anos. Para o cálculo, considera-se 0.3 a 0.4 por peso de cimento (FERREIRA, 2000).

b) Corrosão induzida por carbonatação

O tempo de iniciação da corrosão por carbonatação é considerado como sendo o período de tempo necessário para a carbonatação completa da camada de cobrimento, ou seja, quando a frente de carbonatação atingir a armadura.

No modelo proposto por TUUTTI (1982), a velocidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo.

$$d = k_c \sqrt{t} \quad (4.6)$$

onde:

d = profundidade de carbonatação (mm)

k_c = coeficiente de carbonatação

t = tempo (anos)

O tempo de iniciação da corrosão pode ser determinado por:

$$t_0 = \left(\frac{d}{K_c} \right)^2 \quad (4.7)$$

O coeficiente de carbonatação (K_c) depende da qualidade do concreto, sendo determinado por:

$$K_c = c_{amb} \cdot c_{ar} \cdot a(f_{cm})^b \quad (4.8)$$

onde:

c_{amb} = coeficiente ambiental

c_{ar} = teor de ar introduzido no concreto (%)

f_{cm} = resistência à compressão média do concreto (MPa)

a, b = parâmetros que dependem do tipo de cimento

As tabelas abaixo apresentam valores dos coeficientes de ambiente e de introdução de ar (FERREIRA, 2000).

Tabela 4.2: Valores de coeficientes de ambiente

Ambiente	C_{amb}
Estruturas protegidas de chuva	1.0
Estruturas expostas à chuva	0.5

Tabela 4.3: Valores de introdução de ar

Porosidade do ar	C_{ar}
Ar introduzido	0.7
Ar não introduzido	1.0

4.3.2.2 Modelos para o período de propagação

O período de propagação é definido normalmente em função da porcentagem da perda de seção ou pela fissuração produzida pela expansão dos produtos da corrosão. O grande problema de ambos os critérios é a estimativa da taxa de corrosão. Os modelos desenvolvidos têm como ponto comum a determinação desta taxa.

Para o caso da fissuração, deve ser levada em consideração a dificuldade de se definir o limite de volume que os produtos de corrosão podem alcançar. Quanto à perda de seção das barras, é praticamente impossível determiná-la em ensaios não destrutivos. Em função disto há um grande interesse na busca por equipamentos ou outras formas de estimar a perda de seção das barras. Em sua maioria os modelos são desenvolvidos a partir de dados experimentais ou provenientes de inspeções, mas produzem resultados de difícil interpretação e aplicação (SILVA, 1998).

O período de propagação devido ao valor crítico alcançado pela perda de seção da armadura provocada pela corrosão pode ser quantificado da seguinte forma (FERREIRA, 2000):

$$t_1 = \frac{\Delta R_{max}}{r} \quad (4.9)$$

onde:

t_1 = tempo de propagação (anos)

ΔR_{max} = perda máxima de raio de armadura (mm)

r = velocidade de corrosão ($\mu\text{m}/\text{ano}$)

No caso da corrosão generalizada, a perda crítica de seção de aço pode ser baseada na fissuração do concreto.

O tempo de propagação das fissuras pode determinada pela seguinte expressão (FERREIRA, 2000):

$$t_1 = \frac{80 C}{D \cdot r} \quad (4.10)$$

onde:

t_1 = tempo de propagação (anos)

C = espessura de cobrimento (mm)

D = diâmetro da barra (mm)

r = velocidade de corrosão ($\mu\text{m}/\text{ano}$)

Ao final de exaustivos experimentos, TUUTTI adota uma velocidade de corrosão para o aço imerso no concreto entre 20 a 200 $\mu\text{m}/\text{ano}$. Para a definição do melhor valor que se ajusta a cada caso ele desenvolveu inúmeros gráficos, em função das principais variáveis que afetam a velocidade de corrosão, como umidade relativa, tipo de cimento, relação a/c, etc (SILVA, 1998).

Relacionando a perda de seção com a fissuração, HELENE (1993) comenta que, apenas 0,2% da perda de seção é suficiente para produzir a fissuração do concreto de cobrimento (SILVA, 1998).

Os modelos de durabilidade apresentados neste item não são os únicos, pois existem diversos outros modelos, que não estão sendo apresentados. Não há um consenso geral relacionado com os modelos de durabilidade. Existe a necessidade do desenvolvimento de modelos mais aplicáveis na prática, que representem melhor os fenômenos envolvidos, de forma a fornecer aos engenheiros ferramentas mais confiáveis para estimar a vida útil de uma estrutura de concreto.

5 PRÁTICAS QUE INFLUENCIAM A DURABILIDADE

5.1 Generalidades

Muitas estruturas de concreto apresentam deterioração precoce, devido a muitos erros cometidos na fase de projeto e na execução obra. A falta de detalhes construtivos importantes, erro na especificação dos materiais, uso de dosagens inadequadas, deficiência de conhecimentos da mão-de-obra, incluindo os encarregados e engenheiros, cura insuficiente, etc, determinam a redução da vida útil do concreto, onde os maiores problemas referentes à durabilidade são a alta permeabilidade, baixa compactação e deficiência da camada de cobrimento das armaduras.

5.2 Diretrizes normativas no Brasil

A NBR 6118:2003 da Associação Brasileira de Normas Técnicas, pela primeira vez no Brasil, introduziu diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto.

A referida Norma apresenta um quadro com a classificação das agressividades ambientais, onde as estruturas deverão estar enquadradas. A partir deste quadro são feitas exigências quanto à classe do concreto, relação água/cimento e ao cobrimento nominal das armaduras.

A Norma cita também, de forma simplificada, outros procedimentos que se devem observar para a obtenção da durabilidade, como cuidados com a drenagem, formas arquitetônicas, detalhamento das armaduras, controle da fissuração, etc. O documento chama atenção ainda para a importância de se elaborar um manual de utilização, inspeção e manutenção preventiva.

Mas as exigências mais importantes a serem seguidas pelos projetistas e executores estão detalhadas nos quadros da classificação ambiental, qualidade do concreto e cobrimentos nominais, apresentados na Tabela 5.1.

5.2.1 Agressividade do ambiente

A agressividade do meio ambiente está relacionada com as ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura de concreto, independente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica e da retração hidráulica.

As obras devem ser classificadas de acordo com a exposição ambiental da estrutura ou suas partes, conforme quadro abaixo (NBR 6118, 2003):

Tabela 5.1: Classe de agressividade ambiental
(NBR 6118, 2003)

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

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

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

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

5.2.2 Qualidade do concreto

A durabilidade das estruturas é diretamente relacionada com a qualidade do concreto. Ensaio que comprovam o desempenho da durabilidade da estrutura, frente ao tipo e nível de agressividade ambiental, devem ser realizados para estabelecer os parâmetros mínimos que devem ser utilizados no projeto e execução das obras.

Na ausência destes ensaios, quase sempre constatada, e devido a uma forte correlação entre relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto, a citada Norma permite adotar-se os seguintes requisitos mínimos quanto à qualidade do concreto (NBR 6118, 2003):

Tabela 5.2: Correspondência entre classes de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118, 2003)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
NOTAS 1) O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655. 2) CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3) CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

A ausência, quase que total, dos ensaios que comprovam o desempenho da durabilidade do concreto frente aos diversos níveis de agressividade ambiental é o principal motivo gerador deste trabalho de pesquisa, que visa avaliar quais são os ensaios mais apropriados para controle da durabilidade do concreto, a partir de estruturas consideradas como duráveis.

5.2.3 Cobrimentos nominais

O cobrimento mínimo da armadura deve ser considerado como o menor valor obtido ao longo de todo o elemento estrutural. Para garantir o cobrimento mínimo (C_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (C_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc), que deve ser maior ou igual a 10mm para as obras correntes e 5mm para as obras com controle de qualidade rígido.

O quadro abaixo apresenta a correlação entre a classe de agressividade ambiental e os cobrimentos nominais previstos na Norma, para as obras correntes ($\Delta c = 10\text{mm}$) (NBR 6118, 2003).

Tabela 5.3: Correspondência entre classes de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$ (NBR 6118, 2003)

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

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

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

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

5.3 Detalhes a serem observados nos projetos

Os projetistas têm como objetivo elaborar um projeto econômico, dentro de todas as exigências das normas, de forma que a estrutura conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço, durante o período correspondente à sua vida útil.

O projeto estrutural passa por diversas etapas visando a segurança e a estabilidade da estrutura, mas é necessário que os projetistas se atentem à alguns detalhes para alcançar também a durabilidade da obra, o que muitas vezes não acontece.

A Norma Brasileira não define o estado limite de durabilidade que deve ser adotado, nem qual o período de vida útil a ser alcançado, ficando esta previsão a ser definida pelo autor do projeto estrutural e seu contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. A constatação que a durabilidade foi inferior ao previsto, normalmente é feita após o período de garantia do construtor e antes do término da vida útil de projeto.

As atenções normalmente se concentram na durabilidade dos materiais utilizados, desprezando-se o fato que a forma estrutural afeta a durabilidade do concreto no longo prazo.

Apresentamos alguns princípios básicos que devem ser seguidos pelos projetistas, pois eles influenciam a durabilidade das estruturas, que podem não alcançar a vida útil de projeto.

- Evitar que a água acumule ou escorra pela superfície do concreto, causando a penetração de agentes agressivos e a lixiviação pela passagem da água. As superfícies expostas devem ser convenientemente drenadas. Todas as juntas de movimentação devem ser seladas e estanques à percolação de água. Os topos das

platibandas e paredes devem ser protegidos por rufos. Todos os beirais devem ter pingadeiras e os encontros em diferentes níveis devem ter rufos de proteção. A Figura 5.1 mostra escoamento de água pela superfície de uma ponte por falta de pingadeira. As superfícies horizontais devem ser impermeabilizadas;



Figura 5.1: Ausência de pingadeira provoca escoamento de água

- Evitar condições que possam levar à criação de grandes fendas, particularmente nas mudanças súbitas de seção, nas reações dos suportes e nas forças concentradas devido à ancoragem de cabos protendidos;
- As formas arquitetônicas e estruturais devem ser feitas de forma a não reduzir a durabilidade, fornecendo proteção às superfícies lisas com pontas arredondadas e minimizando as áreas expostas ao ambiente. Deve ser previsto em projeto o acesso para inspeção e manutenção de

partes da estrutura com vida útil inferior, como aparelhos de apoio, insertos, impermeabilização, etc.;

As obras com caixões perdidos devem ser projetadas com janelas de inspeção, com dimensões e quantidades apropriadas para facilitar o acesso de vistoriadores. Quando isto não ocorre, conforme Figura 5.2, o custo para abertura das janelas é muito elevado, obrigando a utilização de técnicas de corte e demolição;



Figura 5.2: Dificuldade de abertura de uma janela para inspeção quando não foi prevista em projeto

- Fornecer proteção para as armaduras contra a corrosão, recorrendo a maiores cobrimentos, películas, etc. Em condições de exposição adversa, projetar barreiras adequadas, como argamassas, cerâmicas, e outros revestimentos;

Conforme mostrado na Figura 5.3, estruturas sujeitas à exposição de altas temperaturas devem ser protegidas com materiais adequados como argamassas refratárias, fibras cerâmicas etc.;



Figura 5.3: Aplicação de revestimento para proteção do concreto contra altas temperaturas

- Cuidados no detalhamento das armaduras evitando o congestionamento das barras de aço, o que pode dificultar o lançamento e adensamento do concreto, conforme mostrado na Figura 5.4. A dimensão máxima característica do agregado graúdo não deve superar 20% da espessura nominal do cobrimento. Para garantir um bom adensamento é preciso prever o espaço suficiente para a entrada da agulha do vibrador;



Figura 5.4: Congestionamento das armaduras, provocou deterioração precoce da estrutura

- Controle de fissuração para reduzir o risco e a evolução da corrosão nas armaduras;
- Elaborar manual de inspeção periódica de modo a identificar com antecedência problemas e introduzir rotinas de manutenção.

5.4 Detalhes a serem observados na construção

A análise de diversas estruturas que apresentaram deterioração precoce mostra que as causas mais constantes estão relacionadas com falhas na execução da obra. Na experiência deste autor, esta porcentagem chega a 50%, ficando a outra metade distribuída entre falhas do projeto, materiais, uso e planejamento.

A razão disto é a deficiência de conhecimento dos executores, atingindo a mão-de-obra, encarregados e engenheiros, infelizmente, despreparados para trabalhar com o concreto, este fantástico material de construção, que é o mais utilizado no nosso planeta.

Apresentamos abaixo as principais falhas de construção que interferem diretamente na vida útil das estruturas, reduzindo sua vida útil, e que devem ser rigorosamente evitadas.

- Utilização de dosagens inadequadas, particularmente com adição excessiva de água, no intuito de melhorar a trabalhabilidade do concreto, afetando o fator água/cimento, reduzindo a resistência e aumentando a permeabilidade do concreto;
- Utilização de agregado graúdo com dimensão máxima maior que o espaçamento das armaduras, causando segregação do concreto (CARNEIRO,2004);
- Deficiência de mistura dos materiais componentes do concreto, principalmente nas obras menores, onde se utilizam betoneiras, produzindo concretos sem uniformidade e com perda de resistência (TEIXEIRA,2003);
- Transporte inadequado do concreto no canteiro de obras, causando a segregação do concreto nos carrinhos de mão devido aos solavancos;
- Falhas nas fôrmas: deficiência de amarrações, escoramentos e contraventamentos causando deformação nas fôrmas, barrigas e sedimentação no concreto; falta de estanqueidade causando fuga de argamassa, conforme mostrado na Figura 5.5;



Figura 5.5: Falta de estanqueidade nas fôrmas causou fuga de argamassa

- Colocação das armaduras de fôrma inadequada, sem garantir a espessura mínima de cobrimento;
- Armação suja com óleos e graxas comprometendo a aderência do concreto; pontas de ferro utilizadas para travamento de fôrmas ou como separador de forma que ficam remanescentes na obra.

As Figuras 5.6 e 5.7 mostram as conseqüências de não se retirar as pontas de ferro usadas no travamento de fôrmas ou como espaçador para garantir a espessura de cobrimento das armaduras. Com o passar do tempo as pontas de ferro expostas entram em corrosão, expandem-se, causando destacamentos pontuais da camada superficial, deteriorando a estrutura;



Figura 5.6: Pontas de ferro utilizadas para travamento das fôrmas não são retiradas



Figura 5.7: Com passar do tempo as pontas de ferro se corroem, deteriorando o concreto

- Pastilhas de concreto para garantir a espessura de cobrimento sem controle tecnológico e com qualidade inferior ao do concreto estrutural, com espessuras inferiores ao recomendado, causando redução da durabilidade do concreto, conforme mostrado na Figura 5.8;



Figura 5.8: Pastilhas feitas com argamassa de baixa qualidade em contraste com pastilhas feitas com graute que atingem excelentes resultados

- Lançamento do concreto inadequado: excesso de altura do lançamento; colocação de camadas espessas, sem uniformidade e inclinadas; espessura das camadas incompatíveis com os equipamentos de vibração; velocidade de lançamento maior que a de compactação; lançamento de nova camada antes do término da compactação da anterior. A Figura 5.9 mostra que quando ocorre um lançamento inadequado, por excesso de altura, as partículas mais pesadas se deslocam para o fundo da fôrma, enquanto as partículas finas da argamassa sobem. A linha escura é uma evidência da maior concentração de cimento na argamassa, caracterizando a segregação do concreto;



Figura 5.9: Excesso de altura do lançamento de concreto provocou segregação

- Compactação do concreto inadequada: falta de um plano de concretagem e vibração, conforme mostrado na Figura 5.10; vibradores de imersão e tempo de vibração inadequados;
- Cura inadequada causa fissuras superficiais no concreto, conforme mostrado na Figura 5.11;
- Retirada de escoramento antes do tempo ideal causam deformações e fissuras no concreto.



Figura 5.10: Falta de um plano de concretagem provocou danos irreversíveis em uma viga protendida

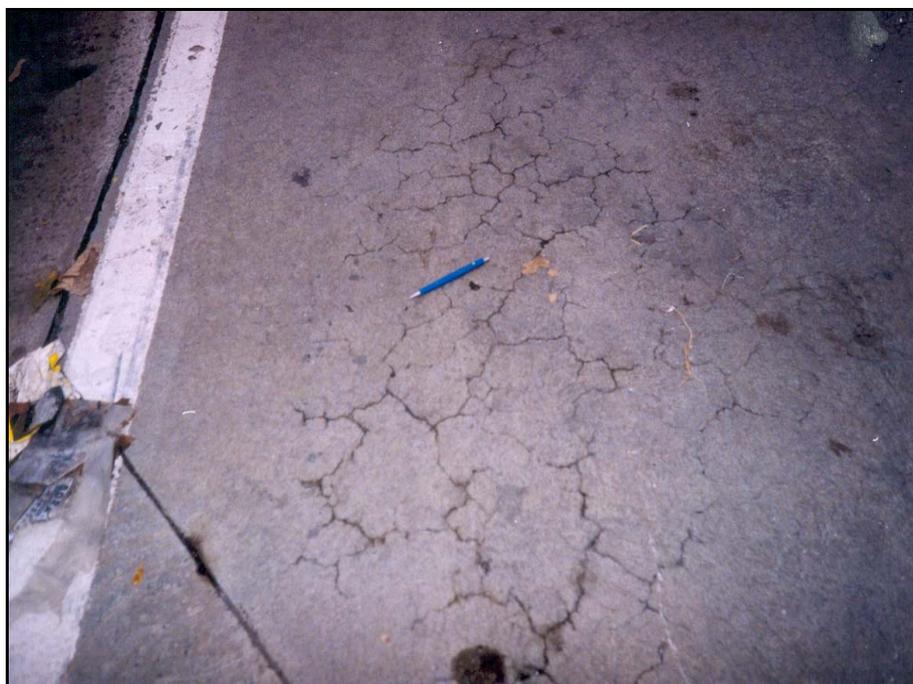


Figura 5.11: Fissuras em pavimento de concreto por deficiência de cura

6 PROCEDIMENTOS, ENSAIOS E RESULTADOS OBTIDOS

6.1 Definição de uma estrutura durável

A Norma Brasileira NBR 6118:2003 não define qual a idade que uma estrutura deve alcançar para ser considerada uma estrutura durável. A durabilidade, segundo a referida Norma, consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto (NBR 6118,2003). Portanto, cabem ao proprietário da obra e ao projetista a responsabilidade de definir a durabilidade de cada obra.

No período que antecedeu à publicação desta Norma, durante as audiências públicas realizadas em diversas partes do Brasil, havia uma idéia em se definir a durabilidade do concreto armado, fixando-a por um período mínimo de 50 anos. Mas este posicionamento foi muito criticado em função das inúmeras conseqüências legais que poderiam advir com o tempo, se este prazo fosse explicitado na Norma. Chegou-se então num consenso de não se fixar nenhum período, deixando isto a critério do proprietário e do projetista, procedimento que o autor deste trabalho não concorda, pois foi retirado uma referência muito importante no controle da qualidade das obras.

Para efeito deste trabalho de pesquisa, o autor define como durável as estruturas de concreto armado com o mínimo de 50 anos de vida útil de projeto, ou seja, a despassivação das armaduras só deve ocorrer após 50 anos de construção.

6.2 Seleção das estruturas investigadas

Para a realização dos ensaios, visando avaliar quais são os mais adequados para comprovar o desempenho da durabilidade frente aos diversos níveis de

agressividade ambiental, foram selecionadas nove estruturas de concreto armado, consideradas como duráveis pelo autor deste trabalho.

Foram escolhidas algumas estruturas antigas, com mais de 50 anos de construção, que ainda se apresentavam íntegras em grande parte de sua extensão, indicando que a frente de carbonatação ainda não tinha atingido o alinhamento principal das armaduras na data de realização dos ensaios.

Também foram selecionadas estruturas mais novas, com suas integridades preservadas, tendo no mínimo de 25 anos de idade, mas consideradas como duráveis em função dos estudos de previsão de vida útil, que indicaram que as despassivações só deverão ocorrer após 50 anos de construção.

Deve-se ressaltar que em quase todas as estruturas investigadas foram identificados pontos localizados com alguma patologia, seja uma fissura de pequena abertura ou uma exposição de armaduras, com ou sem processo de corrosão. Mas estas patologias estavam sempre restritas a pequenas áreas, denotando claramente tratar-se de falhas construtivas localizadas, principalmente deficiência na camada de cobrimento das armaduras, o que não tira o caráter geral da durabilidade daquelas obras.

Foram selecionadas estruturas dentro das quatro classes de agressividade ambiental previstas na NBR 6118:2003 (muito forte, forte, moderada e baixa) e os corpos de prova foram extraídos, preferencialmente, em peças estruturais sujeitas à carga de compressão, para padronizar os ensaios quanto ao tipo de solicitação dos elementos estruturais investigados.

A seguir são apresentadas as nove estruturas selecionadas para a investigação:

6.2.1 3ª Ponte

Ponte Castelo de Mendonza, conhecida como 3ª Ponte de Vitória. É um marco na engenharia nacional, pois trata-se da segunda maior ponte rodoviária do Brasil, construída sobre o mar, na entrada do canal de acesso ao Porto de Vitória, capital do Estado do Espírito Santo. Foram extraídos corpos de prova de um pilar localizado à aproximadamente 30 metros do mar, que foi construído em 1980. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe III, agressividade forte, ambiente marinho, com grande risco de deterioração.



Figura 6.1: 3ª Ponte de Vitória

6.2.2 Santa Tereza

Viaduto Santa Tereza, construído no centro de Belo Horizonte em 1927. Também é um marco na engenharia nacional, pois foi na época o maior vão livre da América do Sul, construído pelo engenheiro Emilio Baumgart, responsável pela construção das primeiras obras em concreto armado de grande porte no Brasil. Este viaduto rodoviário foi edificado por sobre o Ribeirão Arrudas e as linhas férreas da antiga Central do Brasil. Foram extraídos corpos de prova de um pilar localizado próximo da Avenida do Contorno. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe II, agressividade moderada, ambiente urbano, com pequeno risco de deterioração.



Figura 6.2: Viaduto Santa Tereza

FONTE: VASCONCELOS, 2005

6.2.3 Floresta

Viaduto da Floresta, também construído no centro de Belo Horizonte por Emilio Baumgart em 1936, faz a ligação do tráfego urbano entre os bairros Floresta e Centro. Foi edificado acima das linhas férreas da Central do Brasil. Foram extraídos corpos de prova de um pilar localizado próximo à linha do Metrô de Belo Horizonte (CBTU). O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe II, agressividade moderada, ambiente urbano, com pequeno risco de deterioração.



Figura 6.3: Viaduto da Floresta após recuperação em 2001

6.2.4 ETB

Unidade industrial da Siderúrgica Usiminas denominada Estação de Tratamento Biológico (ETB), localizada em Ipatinga, no Vale do Aço, Minas Gerais. A estrutura foi construída em 1960 e foram extraídos corpos de prova de uma das paredes de um dos reservatórios de líquidos utilizados para o tratamento biológico de efluentes da siderúrgica. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe IV, agressividade muito forte, ambiente industrial quimicamente agressivo, com elevado risco de deterioração.



Figura 6.4: Estação de tratamento biológico – ETB / Usiminas

6.2.5 RODMILL

Unidade industrial da Siderúrgica Usiminas denominada RODMILL, que é uma edificação onde ocorre a moagem de antracito e coque, que são queimados e transformados em sinter. A estrutura foi construída em 1960 e está localizada dentro da área industrial em Ipatinga, Minas Gerais. Foram extraídos corpos de prova de uma das paredes da estrutura. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe III, agressividade forte, ambiente industrial, com grande risco de deterioração.



Figura 6.5: Unidade de moagem – RODMILL / Usiminas

6.2.6 CRALLIN

Unidade industrial da Siderúrgica Usiminas denominada CRALLIN, que é uma edificação onde ocorre a recirculação para resfriamento da água industrial. A estrutura foi construída em 1960 e está localizada dentro da área industrial em Ipatinga, Minas Gerais. Foram extraídos corpos de prova de um dos pilares da estrutura. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe III, agressividade forte, ambiente industrial, com grande risco de deterioração.



Figura 6.6: Tratamento e recirculação de água – CRALLIN / Usiminas

6.2.7 Samarco

Rebocador de Barcos, localizado na região do Píer de atracação de navios da Samarco Mineração, em Ponta Ubu, na cidade de Meaípe, Espírito Santo. Trata-se de uma estrutura onde ficam atracados os rebocadores dos navios que chegam ao Píer para serem carregados com minério de ferro. A estrutura foi construída em 1976 e foram extraídos corpos de prova de uma parede que atua como batente da estrutura, protegendo-a contra impactos das embarcações. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe IV, agressividade muito forte, ambiente marinho com respingos de maré, com elevado risco de deterioração.



Figura 6.7: Rebocador de barcos do Pier da Samarco

6.2.8 Lagoa Santa

Viaduto de acesso à Lagoa Santa, localizado na MG-010 (Belo-Horizonte/Pedro Leopoldo), atual Linha Verde. Trata-se de um viaduto rodoviário, construído em 1977, localizado no trevo de acesso ao Aeroporto de Confins. Foram extraídos corpos de prova de um dos pilares. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe I, agressividade fraca, ambiente rural, com insignificante risco de deterioração.



Figura 6.8: Vista lateral do viaduto de acesso a Lagoa Santa na Linha Verde

6.2.9 São Benedito

Viaduto de acesso à São Benedito, localizado na MG-010 (Belo-Horizonte/Pedro Leopoldo), atual Linha Verde. Trata-se de um viaduto rodoviário, construído em 1977, localizado no trevo de acesso ao Distrito de São Benedito. Foram extraídos corpos de prova de um dos pilares laterais. O elemento estrutural investigado enquadra-se dentro da Classe I, agressividade fraca, ambiente rural, com insignificante risco de deterioração.



Figura 6.9: Vista lateral do viaduto de acesso a São Benedito na Linha Verde

As datas de construção citadas nas descrições anteriores foram obtidas junto aos responsáveis pela manutenção das estruturas, sendo normalmente o ano de conclusão da obra, e não especificamente o ano da construção do elemento

estrutural investigado. Como as datas não foram comprovadas por documentos confiáveis, pode haver uma pequena variação que interfere nos cálculos de previsão de vida útil, mas de forma pouco significativa.

Abaixo um quadro resumo das estruturas investigadas, com as denominações que foram adotadas no trabalho:

Tabela 6.1: Denominação das estruturas investigadas

Item	Denominação	Classe ambiental	Data de construção
1	3ª Ponte	III	1980
2	Santa Tereza	II	1927
3	Floresta	II	1936
4	ETB	IV	1960
5	RODMILL	III	1960
6	CRALLIN	III	1960
7	Samarco	IV	1976
8	Lagoa Santa	I	1977
9	São Benedito	I	1977

6.3 Extração das amostras

Foram extraídos dois corpos de prova de cada uma das estruturas, daqui para frente denominadas de amostras, utilizando-se uma perfuratriz elétrica com coroa diamantada, resfriada com água potável. O diâmetro das perfurações foi de 46 mm e o comprimento dos testemunhos foi de no mínimo 150 mm.

O diâmetro das perfurações foi definido em função da necessidade de se obter uma amostra com a maior largura possível, mas sem a presença de armaduras no seu interior, que iriam certamente interferir nos resultados dos ensaios. Como a maioria dos elementos estruturais investigados foi construída com concreto densamente armado, constatou-se que seria muito difícil extrair

amostras com diâmetro superior a 46 mm sem interceptar uma barra de aço. Isto ficou comprovado durante as extrações, quando diversos furos tiveram de ser repetidos por que a perfuratriz encontrava armaduras no seu caminho.

As duas amostras foram extraídas bem próximas uma da outra, de forma a caracterizar um concreto da mesma área. Não foi possível aumentar a amostragem em função do grau de dificuldade para extrair os corpos de prova e do aumento no custo operacional.

As amostras foram extraídas em locais íntegros, sem patologias nas proximidades, e imediatamente após a extração, foram devidamente identificadas por números. Em seguida foram encaminhadas para o laboratório do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.



Figura 6.10: Extração das amostras na Samarco

A Figura 6.10 mostra o processo, nem sempre simples, de extração dos corpos de prova de uma das estruturas.

Abaixo a relação das amostras com a numeração e denominação que foi adotada para a realização dos ensaios:

Tabela 6.2: Relação das amostras

Nº da amostra	Denominação
1	3ª Ponte
2	3ª Ponte
3	Floresta
4	Floresta
5	ETB
6	ETB
7	RODMILL
8	RODMILL
9	Samarco
10	Samarco
11	Lagoa Santa
12	Lagoa Santa
13	São Benedito
14	São Benedito
15	CRALLIN
16	CRALLIN
17	Santa Tereza
18	Santa Tereza

6.4 Preparação das amostras

6.4.1 Corte

As amostras foram enviadas para o Departamento de Engenharia de Minas para serem uniformizadas quanto ao tamanho, uma vez que foram extraídas com o mesmo diâmetro (46mm), mas com comprimentos diferentes.

Utilizando uma serra diamantada, todas as amostras foram seccionadas, ficando com 100 mm de comprimento. Preservou-se a face frontal das amostras, ou seja, a superfície do elemento estrutural investigado, procedendo-se os cortes somente na parte posterior das amostras.

Este procedimento, além de padronizar o tamanho, proporcionou que as amostras ficassem com as duas faces planas e paralelas.



Figura 6.11 (a): Amostras extraídas das estruturas objeto da avaliação



Figura 6.11 (b): Amostras extraídas das estruturas objeto da avaliação



Figura 6.11 (c): Amostras extraídas das estruturas objeto da avaliação

6.4.2 Secagem

As amostras, já cortadas com o mesmo comprimento, precisavam ser uniformizadas também quanto à umidade. Para isto retornaram ao laboratório para serem secadas em estufa por 24 horas, encerrando os procedimentos de preparação.

A tabela com os resultados das pesagens, após 24 horas, é apresentada na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Resultados das pesagens após 24 horas em estufa

Amostras	Peso inicial (g)	Peso final (g)	Perda (g)
1	336,3	327,4	8,9
2	357,7	348,2	9,5
3	325,1	320,2	4,9
4	314,3	308,8	5,5
5	339,0	327,9	11,1
6	329,6	317,2	12,4
7	339,5	329,8	9,7
8	335,7	326,5	9,2
9	348,3	338,6	9,7
10	346,4	336,5	5,4
11	336,1	329,8	6,3
12	330,0	322,6	7,4
13	329,6	321,5	8,1
14	330,1	321,7	8,4
15	337,4	324,1	13,3
16	346,2	339,9	6,3
17	338,8	331,9	6,9
18	341,4	333,7	7,7

6.5 Descrição dos ensaios e resultados obtidos

A fim de atingir os objetivos desta investigação, foram realizados os seguintes ensaios:

Ensaio não destrutivo:

- Ultra-sonografia
- Absorção capilar
- Resistividade elétrica
- Módulo de elasticidade dinâmico

Ensaio destrutivo:

- Resistência à compressão simples
- Medição da profundidade de carbonatação
- MEV (Microscopia Eletrônica de Varredura)
- Análise química semi-quantitativa por sonda EDS
- Determinação do teor de cloretos
- Determinação do teor de sulfatos

Como não poderia ser de outra forma, foram realizados inicialmente os ensaios não destrutivos em todas as amostras. Somente após a conclusão destes ensaios foram realizados os destrutivos.

Os ensaios de ultra-sonografia, absorção capilar, resistividade elétrica, módulo de elasticidade dinâmico e resistência à compressão, visaram verificar as qualidades e características mais importantes relacionadas com a durabilidade. Foram considerados neste trabalho como ensaios principais, pois somente estes ensaios foram correlacionados para se avaliar quais eram os mais adequados para comprovar desempenho e durabilidade.

Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV), análise química semi-quantitativa por sonda EDS, determinação do teor de cloretos e sulfatos são importantes também, mas foram considerados neste trabalho como ensaios complementares, pois visaram conhecer somente a microestrutura das amostras, as composições químicas e a presença de contaminantes nos concretos.

O ensaio para medição da profundidade de carbonatação foi utilizado com objetivo principal de se elaborar um estudo de previsão de vida útil para cada uma das estruturas investigadas, possibilitando uma ordem de durabilidade, que foi utilizada para correlacionar os resultados dos ensaios principais.

6.5.1 Ultra-sonografia

Os ensaios foram feitos segundo os procedimentos descritos na NBR 8802:1994 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica.

Este ensaio determina a velocidade de propagação de ondas longitudinais, obtidas por pulsos ultra-sônicos através das amostras de concreto, tendo como principal objetivo verificar a compacidade do material.

Foi utilizado o aparelho PUNDIT- (Portable Ultrasonic Non Destructive Digital Indicating Test), que mede o tempo decorrido desde a emissão da onda até sua recepção. O tempo gasto no percurso é lido em um mostrador digital do aparelho.

Após a calibragem do equipamento, usando uma barra de referência, os transdutores foram posicionados nas faces opostas das amostras que estavam sobre uma bancada de pedra, fazendo uma transmissão direta, conforme mostrado na Figura 6.12.

As leituras dos tempos dos pulsos longitudinais foram obtidas diretamente no visor do aparelho e apresentadas em micro-segundos (μs). A velocidade de propagação V foi obtida através da seguinte equação:

$$V = \frac{L}{t} \quad (6.1)$$

onde:

V = Velocidade de propagação (km/s)

L = comprimento da amostra (mm)

t = tempo (μs 10^{-6} s)

Foram feitos dois ensaios, utilizados dois tipos de transdutores: 54 kHz e 82 kHz.



Figura 6.12: Ensaio de ultra-som utilizando o transdutor de 54 kHz

A opção pela escolha de um outro transdutor, no caso o de 82 kHz, deveu-se ao fato de que ele possui um diâmetro de 25 mm, inferior aos 50 mm do tradicional 54 kHz, ajustando melhor a medição.

Vide na Tabela 6.4 os resultados apresentados.

Tabela 6.4: Resultados dos ensaios de ultra-sonografia

Amostras	Tempo de propagação (μ s)		Velocidade de propagação (Km/s)	
	54 KHz	82 KHz	54 KHz	82 KHz
1	19,9	39,4	5,03	2,54
2	21,7	41,2	4,61	2,43
3	21,8	38,4	4,59	2,60
4	21,5	34,6	4,65	2,89
5	25	38,7	4,00	2,58
6	23,6	38,5	4,24	2,60
7	22,6	38,6	4,42	2,59
8	22,3	38,3	4,48	2,61
9	21,7	38,4	4,61	2,60
10	21,1	38,5	4,74	2,60
11	20,3	38,6	4,93	2,59
12	20,8	39,1	4,81	2,56
13	19,7	38,7	5,08	2,58
14	21,4	39,2	4,67	2,55
15	24,1	38,5	4,15	2,60
16	24,2	39	4,13	2,56
17	22,5	39,2	4,44	2,55
18	23,3	38,5	4,29	2,60

6.5.2 Absorção capilar

Os ensaios foram realizados a partir da especificação LNEC E 393:1993, tendo como objetivo verificar aspectos ligados à permeabilidade do concreto das amostras.

As amostras secas foram colocadas sobre uma bandeja e submetidas a uma lâmina de água de 10 mm, dentro de um recipiente de vidro estanque.

Foram efetuadas pesagens das amostras em 30 minutos, 1 hora, 3 horas e 24 horas após a imersão, utilizando uma balança de precisão de 0,1 gramas, objetivando avaliar o coeficiente de capilaridade.



Figura 6.13: Amostra submetida a uma lâmina de água de 10 mm dentro de uma câmara de vidro estanque

Pode-se observar na Tabela 6.5 os resultados apresentados.

Tabela 6.5: Tabela das pesagens após imersão em lâmina de água

Amostras	Peso (gramas)				
	Tempo (minutos)				
	Inicial	30'	60'	180'	1440'
1	327,4	333,3	334,9	339,9	344,9
2	348,2	352,4	353,7	355,9	360,9
3	320,2	326,7	328,8	332,9	335,2
4	308,8	316,2	317,5	318,4	325,6
5	327,9	331,6	333,6	337,5	341,3
6	317,2	320,9	322,3	323,5	326,3
7	329,8	334,7	336,6	336,8	344,5
8	326,5	332,4	334	337,8	340,3
9	338,6	345,1	347,5	348,6	353,4
10	336,5	343	345,7	347	352,1
11	329,8	335	337,1	342,2	344,1
12	322,6	327,4	330,2	335	338,9
13	321,5	325,9	328,2	330,1	336,4
14	321,7	328,2	330,7	336,3	338,4
15	324,1	327,7	329,7	333,2	336,5
16	339,9	345,6	346,7	347,5	350,4
17	331,9	338,6	339,8	341,8	346,4
18	333,7	339	341,6	343,1	348,2

O coeficiente de capilaridade foi determinado pela seguinte fórmula:

$$C = \frac{m_{30} - m}{S\sqrt{t}} \text{ (g / dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}) \quad (6.2)$$

onde,

C = coeficiente de capilaridade ($\text{g/dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$)

m_{30} = massa da amostra após 30 minutos de imersão (g)

m_{60} = massa da amostra após 60 minutos de imersão (g)

m_{180} = massa da amostra após 180 minutos de imersão (g)

m_{1440} = massa da amostra após 24 horas de imersão (g)

t = tempo (minutos)

S = área do corpo de prova em contato com a água ($\approx 0,1662 \text{ dm}^2$)

Os coeficientes são apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6: Tabela dos coeficientes de capilaridade em função do tempo

Amostras	Coeficiente de capilaridade (g/dm ² .min ^{0,5})			
	Tempo (minutos)			
	30'	60'	180'	1440'
1	6,48	5,83	5,61	2,77
2	4,61	4,27	3,45	2,01
3	7,14	6,68	5,7	2,38
4	8,13	6,76	4,31	2,66
5	4,06	4,43	4,31	2,12
6	4,06	3,96	2,83	1,44
7	5,38	5,28	3,14	2,33
8	6,48	5,83	5,07	2,19
9	7,14	6,91	4,48	2,35
10	7,14	7,15	4,71	2,47
11	5,71	5,67	5,56	2,27
12	5,27	5,9	5,56	2,58
13	4,83	5,2	3,86	2,36
14	7,14	6,99	6,55	2,65
15	3,95	4,35	4,08	1,97
16	6,26	5,28	3,41	1,66
17	7,36	6,14	4,44	2,3
18	5,82	6,14	4,22	2,3

6.5.3 Resistividade elétrica

O ensaio consiste em submeter as amostras à uma corrente alternada, aplicando uma diferença de potencial (d.d.p.) de 127 Volts, utilizando o sistema mostrado na Figura 6.14, cujo d.d.p. resultante, expresso em mV, foi obtido a partir de um multímetro (UniVolt DT64).

O objetivo do ensaio foi verificar a capacidade do concreto das amostras em resistir à passagem de uma corrente elétrica.

Foram realizadas três leituras seqüenciais, cujos resultados podem ser observados na Tabela 6.7.



Figura 6.14: Ensaio de resistividade elétrica usando multímetro

Tabela 6.7: Tabela das leituras do ensaio de resistividade elétrica

Amostras	1ª Leitura (mV)	2ª Leitura (mV)	3ª Leitura (mV)
1	0,321	0,065	0,283
2	0,219	0,078	0,138
3	0,323	0,033	0,170
4	0,284	0,068	0,213
5	0,213	0,094	0,312
6	0,236	0,044	0,304
7	0,379	0,034	0,165
8	0,355	0,022	0,178
9	0,557	0,044	0,342
10	0,505	0,076	0,562
11	0,265	0,064	0,274
12	0,284	0,078	0,174
13	0,297	0,018	0,326
14	0,297	0,064	0,174
15	0,315	0,054	0,170
16	0,318	0,064	0,231
17	0,212	0,040	0,262
18	0,224	0,066	0,244

6.5.4 Módulo de elasticidade dinâmico

O objetivo deste ensaio foi avaliar a resistência mecânica do concreto, através da capacidade de deformação das amostras. O módulo de elasticidade dinâmico é determinado nas amostras submetendo-as a uma vibração longitudinal na frequência natural, que é o módulo dinâmico. A amostra é fixada pelo centro, conforme Figura 6.15, com um excitador eletro-magnético colocado em um dos topos e um captador no outro. O excitador é alimentado por um oscilador de frequência variável entre 100 a 10.000 Hz. As vibrações que se propagam através do prisma são recebidas pelo captador, amplificadas e a amplitude é medida por um aparelho adequado. Varia-se a frequência até se atingir a ressonância na frequência fundamental, isto é, a mais baixa do prisma; esta é indicada pela deflexão máxima do medidor.

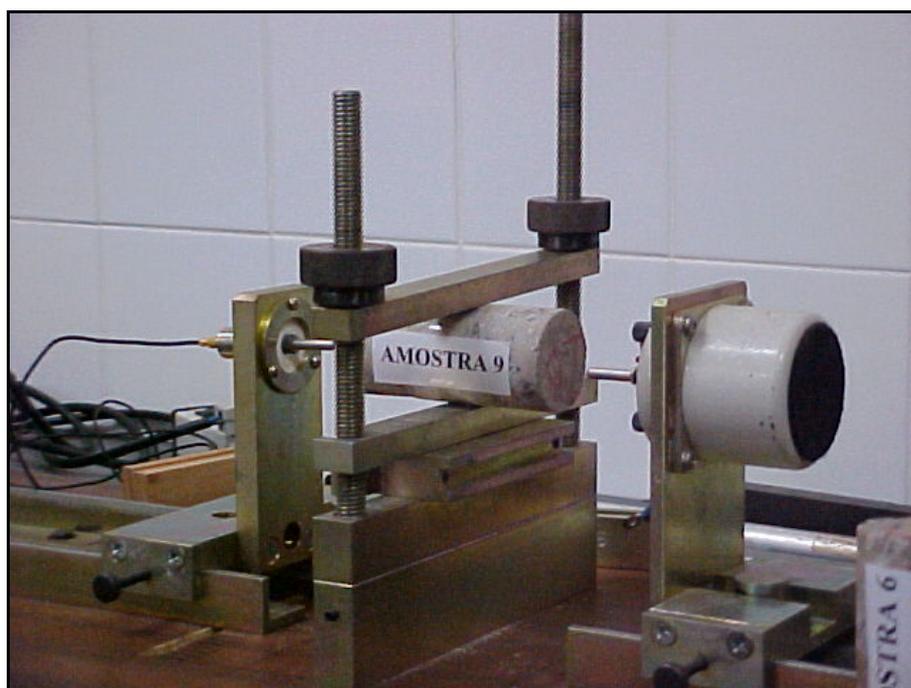


Figura 6.15: Detalhes do ensaio de determinação do módulo de elasticidade dinâmico

Sendo n essa frequência em Hz, L o comprimento da amostra e p a sua massa específica, o módulo de elasticidade dinâmico, em GPa, é dado por:

$$E = k n^2 L^2 \rho \quad (6.3)$$

onde,

k é uma constante

n = frequência (Hz)

l = comprimento do prisma

ρ = massa específica (kg/m³)

Tabela 6.8: Tabela dos resultados dos módulos de elasticidade dinâmico

Amostras	Módulo de Elasticidade (GPa)
1	24.788
2	23.523
3	23.284
4	28.304
5	18.766
6	17.091
7	20.788
8	23.248
9	29.410
10	22.366
11	19.183
12	28.956
13	24.545
14	24.185
15	24.570
16	22.159
17	20.242
18	21.816

6.5.5 Avaliação da resistência à compressão

As amostras, depois de receberem capeamento e faceamento com enxofre, foram levadas até uma prensa EMIC PC200, com capacidade aproximada de 20tf e sensibilidade de 10N, para serem submetidas à compressão simples, de forma a se obter a carga de ruptura (kgf) e a tensão de ruptura (MPa), conforme mostrado na Figura 6.16.

O objetivo deste ensaio foi avaliar a resistência mecânica do concreto, através do rompimento das amostras por compressão.



Figura 6.16: Rompimento à compressão das amostras na prensa Emic

Os resultados são apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9: Resultados dos ensaios de resistência à compressão

Amostras	Carga de ruptura (kgf)	Tensão de ruptura (MPa)
1	5892	40,6
2	5774	39,8
3	3762	23,2
4	3686	22,7
5	3348	23,1
6	3281	22,7
7	4821	33,2
8	4724	32,5
9	3932	27,1
10	4718	32,5
11	3000	20,6
12	3060	21,0
13	4590	31,7
14	4544	31,4
15	5223	36,0
16	5228	36,3
17	3000	20,6
18	2940	20,3

6.5.6 Medição da profundidade de carbonatação

Após a ruptura das amostras por compressão simples, foi aspergido nas faces internas das amostras um jato de fenolftaleína, diluída em 1% de álcool etílico, para medir a profundidade de carbonatação.

Quando do uso da fenolftaleína, as regiões mais alcalinas apresentam-se com cor de violeta, enquanto as menos alcalinas ficam incolores.



Figura 6.17: Medição da profundidade de carbonatação da amostra 12

A medição da profundidade da frente de carbonatação é realizada em milímetros, verificando-se a espessura da camada incolor, a partir da face externa da amostra, conforme mostrado na Figura 6.17, e cujos resultados são apresentados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10: Tabela das medições das profundidades de carbonatação

Amostras	Carbonatação (mm)
1	18
2	20
3	10
4	10
5	15
6	16
7	9
8	10
9	6
10	5
11	15
12	15
13	18
14	20
15	6
16	6
17	10
18	10

6.5.7 Inspeção via MEV (microscopia eletrônica de varredura)

Foram retiradas partículas de algumas amostras e enviadas para o Laboratório do Departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais para terem a micro-estrutura observada através de microscopia eletrônica de varredura (MEV), e simultaneamente, realizar uma análise química semi-quantitativa através de micro-sonda EDS.

Foram selecionadas para inspeção uma amostra representativa de cada uma das classes e riscos de agressividade, cuja opção se direcionou para as amostras 7 (RODMILL), 9 (Samarco), 11 (Lagoa Santa) e 17 (Santa Tereza).

Nas Figuras 6.18 e 6.19 a visualização da microestrutura das amostras RODMILL.

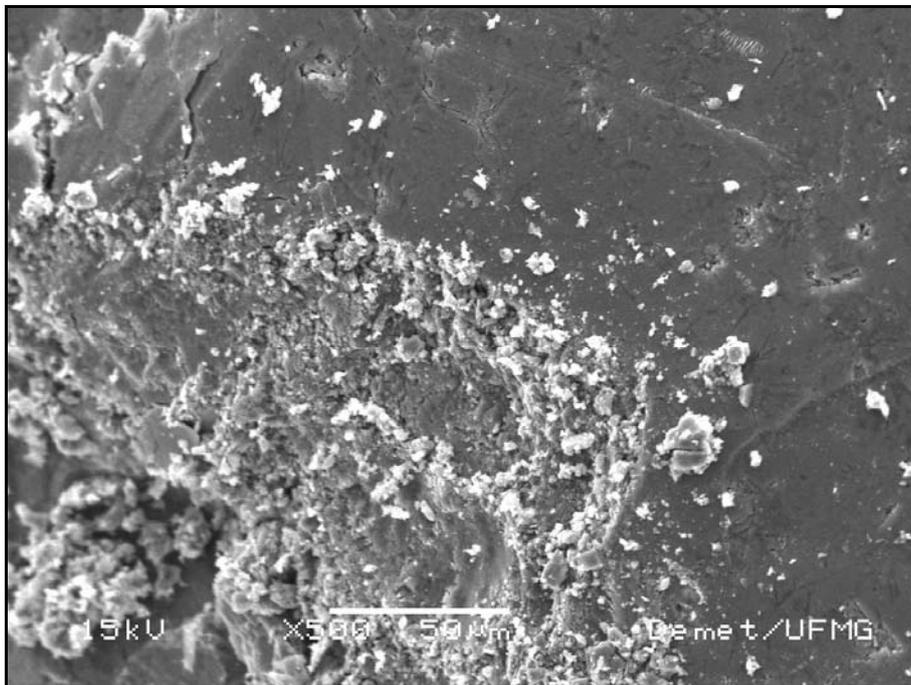


Figura 6.18: Amostra 7 (RODMILL). Aumento x500

FONTE: UFMG

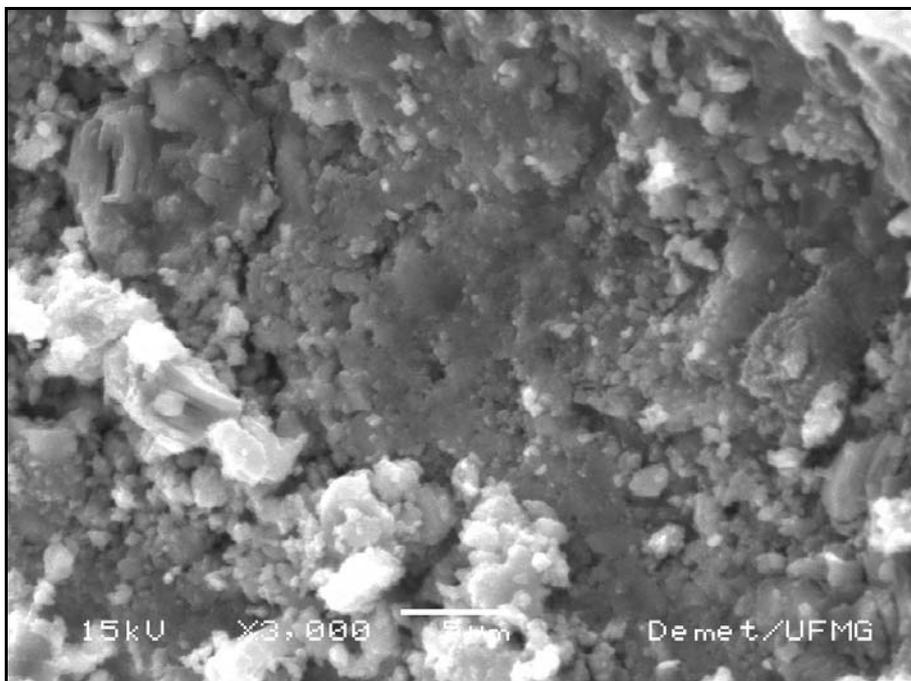


Figura 6.19: Amostra 7 (RODMILL). Aumento x3000

FONTE: UFMG

Nas Figuras 6.20 e 6.21 a visualização da microestrutura das amostras da Samarco.

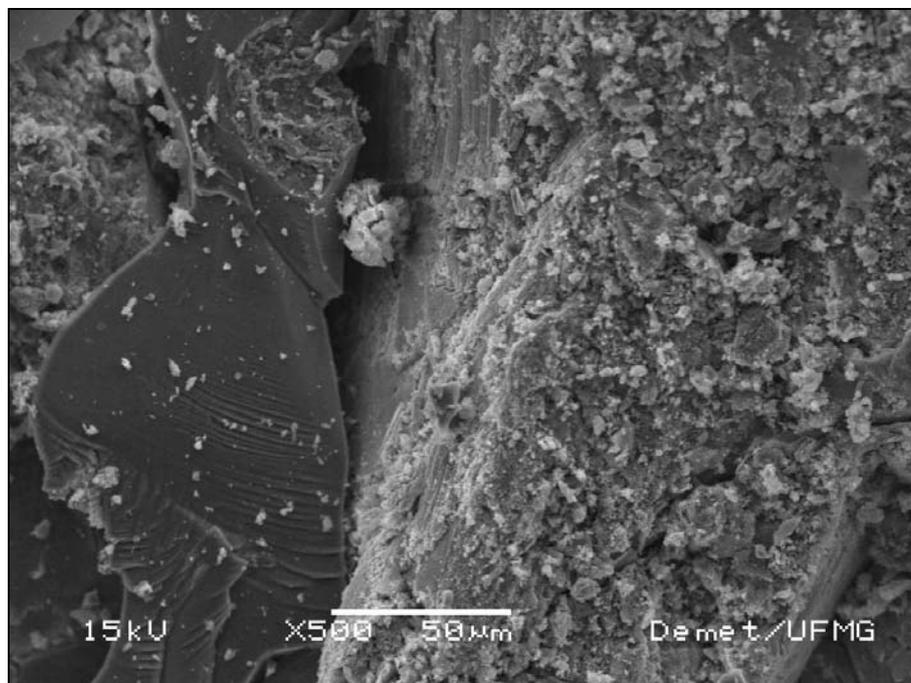


Figura 6.20: Amostra 9 (Samarco). Aumento x500

FONTE: UFMG

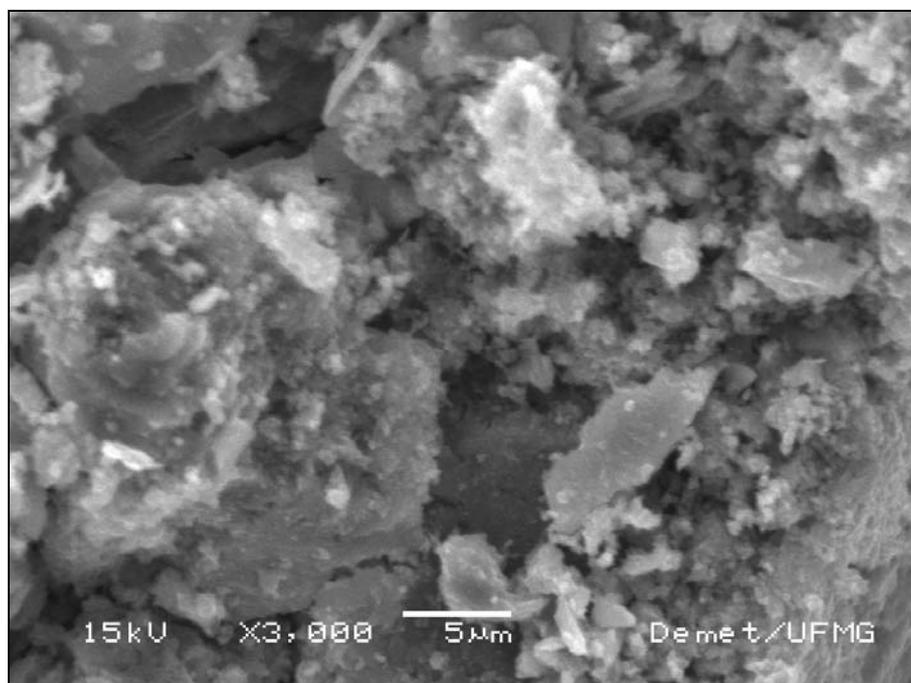


Figura 6.21: Amostra 9 (Samarco). Aumento x3000

FONTE: UFMG

Nas Figuras 6.22 e 6.23 a visualização da microestrutura das amostras da Lagoa Santa.

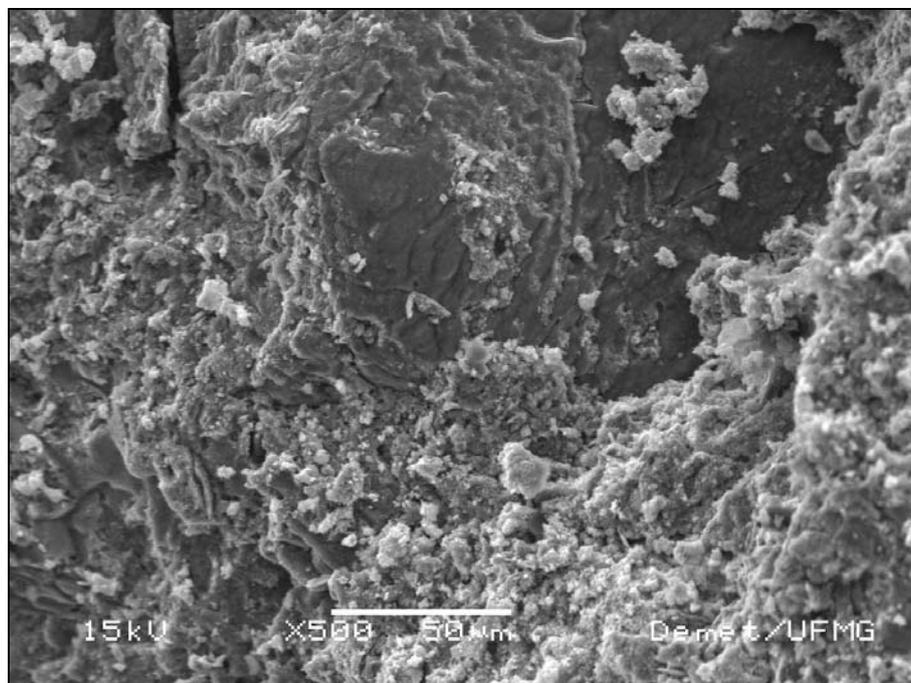


Figura 6.22: Amostra 11 (Lagoa Santa). Aumento x500

FONTE: UFMG

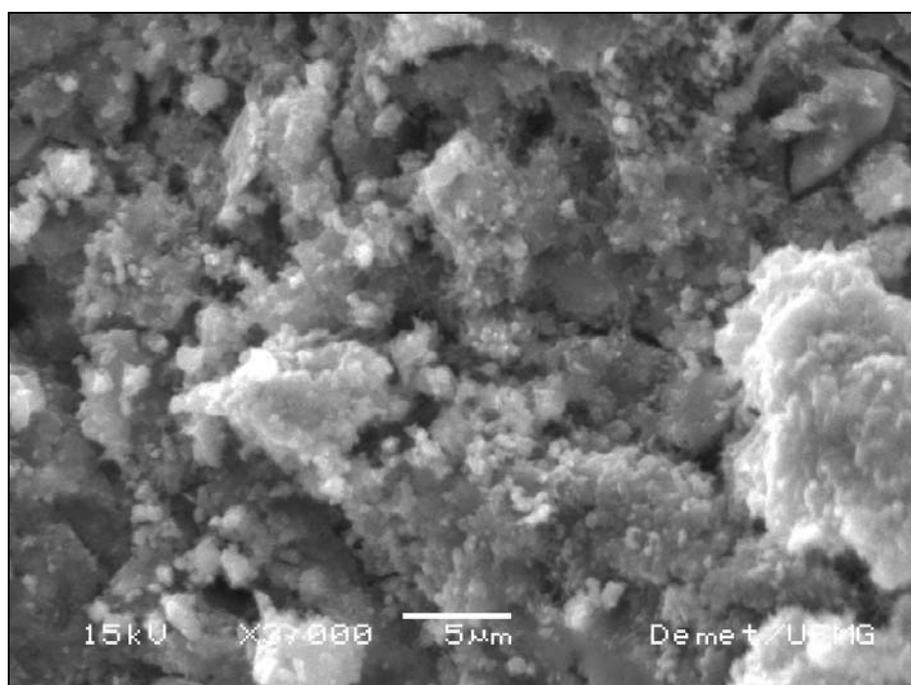


Figura 6.23: Amostra 11 (Lagoa Santa). Aumento x3000

FONTE: UFMG

Nas Figuras 6.24 e 6.25 a visualização da microestrutura das amostras da Santa Tereza.

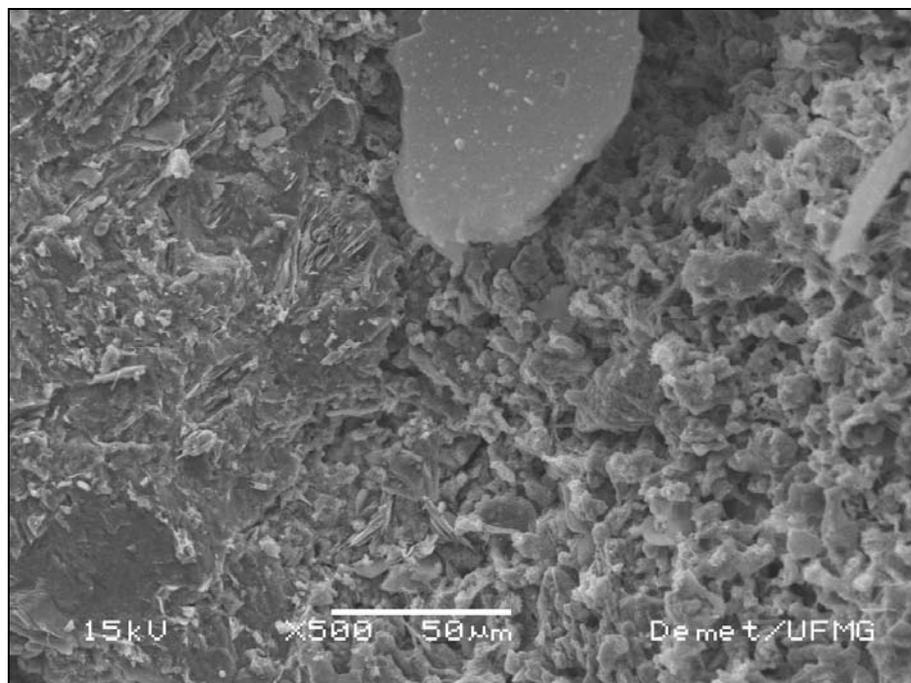


Figura 6.24: Amostra 17 (Santa Tereza). Aumento x500

FONTE: UFMG

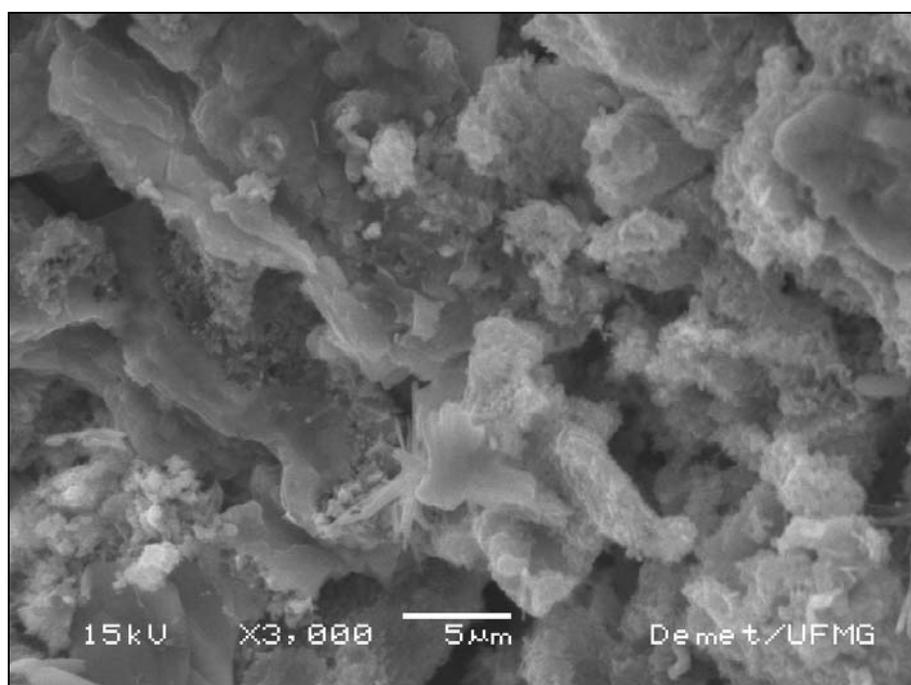


Figura 6.25: Amostra 17 (Santa Tereza). Aumento x3000

FONTE: UFMG

Nas Figuras 6.26 a 6.29 são apresentadas as análises químicas semi-quantitativa feitas pela microsonda EDS.

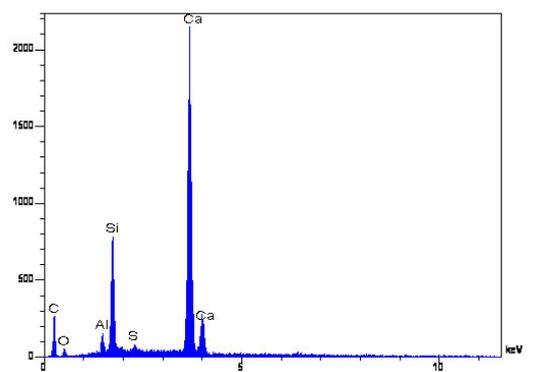


Figura 6.26: Amostra 7

RODMILL

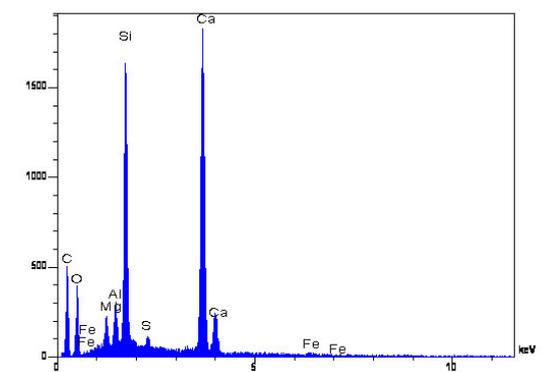


Figura 6.27: Amostra 9

Samarco

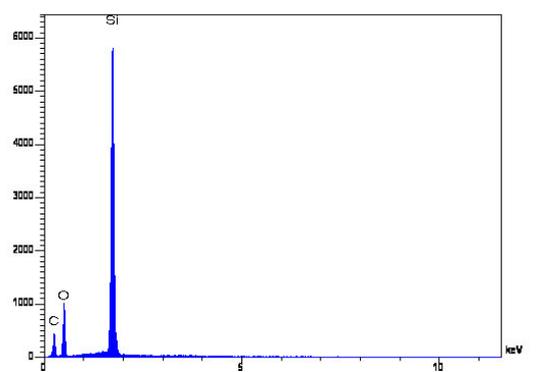


Figura 6.28: Amostra 11

Lagoa Santa

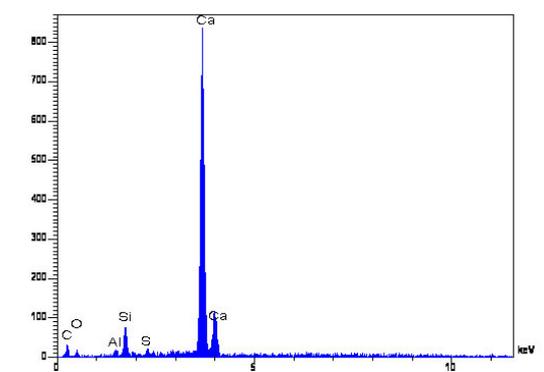


Figura 6.29: Amostra 17

Santa Tereza

Em relação aos teores dos elementos químicos presentes nas amostras, eles são apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11: Composição química das amostras

Amostra	(%) Elementos químicos							
	Ca	Si	Al	O	S	Mg	Fe	Total
7	77,27	12,53	1,3	8,14	0,76			100
9	42,45	18,36	2,82	32,15	1,38	2,14	0,7	100
11		60,11		39,89				100
17	86,99	3,1	0,29	8,97	0,65			100

6.5.8 Teor de sulfatos e cloretos

A determinação do teor de sulfatos e cloretos foi feita segundo as Normas ASTM C114-97 – Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement e ASTM C1218/C1218M-97 - Standard Test Methods for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete, respectivamente, sendo os ensaios realizados no laboratório de Análise Químicas do Departamento de Engenharia Química da Escola de Engenharia da UFMG.

De cada estrutura investigada foi selecionada uma amostra, e dela foram retirados fragmentos moídos numa profundidade entre 2 a 3 centímetros, contados a partir da face externa.



Figura 6.30: Ensaio de determinação do teor de cloretos

Na Tabela 6.12 pode-se observar os resultados.

Tabela 6.12: Resultado da determinação dos teores de sulfatos e cloretos

Amostra	Teores (%)		
	(SO ₃)	Cloretos solúveis (Cl ⁻)	Cloretos totais (Cl ⁻)
1	0,59 ± 0,02	< 0,02 %	< 0,02 %
3	0,32 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
5	0,39 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
7	0,36 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
10	0,40 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
11	0,40 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
13	0,42 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
15	0,33 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %
17	0,35 ± 0,01	< 0,02 %	< 0,02 %

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

7.1 Previsão de vida útil das estruturas analisadas

Visando comparar os resultados dos ensaios principais realizados, procurando uma melhor compreensão das informações, foi elaborado um estudo de previsão de vida útil das estruturas investigadas, para ordenar os resultados dos ensaios segundo esta referência.

Para este estudo adotou-se o modelo de previsão de vida útil proposto por TUUTI em 1982, conforme descrito anteriormente no item 4.3.2.1. Trata-se de um modelo muito conhecido devido à sua exaustiva experimentação, e que utiliza o tempo de iniciação da corrosão por carbonatação, considerando o período de tempo necessário para a carbonatação completa da camada de cobrimento, com a frente de carbonatação atingindo a armadura.

No modelo proposto por TUUTI, a velocidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo.

$$d = k_c \sqrt{t} \quad (7.1)$$

onde,

d = profundidade de carbonatação (mm)

k_c = coeficiente de carbonatação

t = tempo (anos)

Na Tabela 7.1 é apresentado um quadro com a determinação do coeficiente de carbonatação (k_c) para cada uma das estruturas investigadas, considerando como tempo (t) a idade de construção das estruturas, e como profundidade de carbonatação (d) a média dos resultados obtidos na Tabela 6.10.

Tabela 7.1: Determinação dos coeficientes de carbonatação das estruturas

Item	Denominação	Classe ambiental	Data de construção	Idade de construção (anos)	Carb. d (mm)	Coef. (k_c)
1	3ª Ponte	III	1980	26	19	3,72
2	Santa Tereza	II	1927	82	10	1,1
3	Floresta	II	1936	70	10	1,19
4	ETB	IV	1960	46	15,5	2,28
5	RODMILL	III	1960	46	9,5	1,4
6	CRALLIN	III	1960	46	6	0,88
7	Samarco	IV	1976	30	5,5	1
8	Lagoa Santa	I	1977	29	15	2,78
9	São Benedito	I	1977	29	19	3,52

A partir da determinação do coeficiente de carbonatação (k_c), que passa a ser considerado como o “coeficiente de durabilidade” das estruturas analisadas, foi possível montar um quadro por ordem decrescente de durabilidade, a partir da estrutura mais durável, lembrando que, quanto menor for o valor de k_c , mais durável é a estrutura.

Além da ordem decrescente de durabilidade, é possível estimar a vida útil de cada uma das estruturas analisadas, se elas fossem construídas com as espessuras de cobrimento das armaduras previstas na NBR 6118:2003. Deve-se ressaltar que esta é somente uma situação hipotética, uma vez que a referida Norma é recente, e na prática, as espessuras encontradas são bem menores do que as recomendadas, normalmente a metade das espessuras

previstas. Esta é uma das razões que justifica a reduzida durabilidade de inúmeras obras.

Na Tabela 7.2 é apresentado um quadro com a seqüência das estruturas analisadas, ordenada pelos coeficientes de durabilidade, que será utilizada na correlação dos resultados obtidos nos ensaios realizados neste trabalho. A previsão de vida útil de cada estrutura é apresentada somente a título de ilustração.

Tabela 7.2: Ordem decrescente de durabilidade das estruturas analisadas

Ordem	Denominação	Coeficiente de carbonatação (k_c)	Classe ambiental	Cobrimento previsto pela NBR 6118 (mm)	Previsão de vida útil (anos)
1	CRALLIN	0,88	III	40	2065
2	Samarco	1,00	IV	50	2500
3	Santa Tereza	1,10	II	30	743
4	Floresta	1,19	II	30	635
5	RODMILL	1,40	III	40	816
6	ETB	2,28	IV	50	480
7	Lagoa Santa	2,78	I	25	80
8	São Benedito	3,52	I	25	50
9	3ª Ponte	3,72	III	40	115

7.2 Correlação e comentários dos resultados dos ensaios principais

7.2.1 Metodologia adotada

Os resultados obtidos em todos os ensaios principais são apresentados neste item, sempre obedecendo a ordem decrescente de durabilidade mostrada no

Tabela 7.2, visando correlacionar os resultados com a seqüência de durabilidade das estruturas.

Para a análise dos resultados não foram utilizadas técnicas estatísticas, uma vez que o número de exemplares e resultados é muito reduzido, inviabilizando desta forma qualquer análise estatística confiável e segura.

Neste trabalho a média aritmética foi sempre a tendência central utilizada, por ser a de mais fácil interpretação. A média aritmética é a soma de todos os valores obtidos dividida pelo número de ensaios realizados.

Como as amostras utilizadas tiveram 46 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, estas passam a ser as dimensões de uma amostra-padrão, denominação que será adotada nos comentários dos ensaios adiante.

7.2.2 Ultra-sonografia

Os ensaios de ultra-sonografia foram realizados de acordo com os procedimentos descritos no item 6.5.1.

Na Tabela 7.3 é apresentada a média aritmética dos resultados dos tempos de propagação obtidos na Tabela 6.4, utilizando os transdutores de 54 kHz e 82 kHz.

Tabela 7.3: Resultados dos ensaios de ultra-sonografia por estrutura

Ordem decrescente de durabilidade	Denominação	Tempo de propagação	
		(μ s) 54 KHz	(μ s) 82 KHz
1	CRALLIN	24,2	38,8
2	Samarco	21,4	38,5
3	Santa Tereza	22,9	38,9
4	Floresta	21,6	36,5
5	RODMILL	22,4	38,4
6	ETB	24,3	38,6
7	Lagoa Santa	20,5	38,9
8	São Benedito	20,6	38,9
9	3ª Ponte	20,8	40,3

Na Figura 7.1 é mostrado o gráfico de correlação dos resultados obtidos utilizando transdutores de 54 kHz e 82 kHz, apresentado de acordo com a ordem decrescente da durabilidade das estruturas analisadas, a partir da Tabela 7.2.

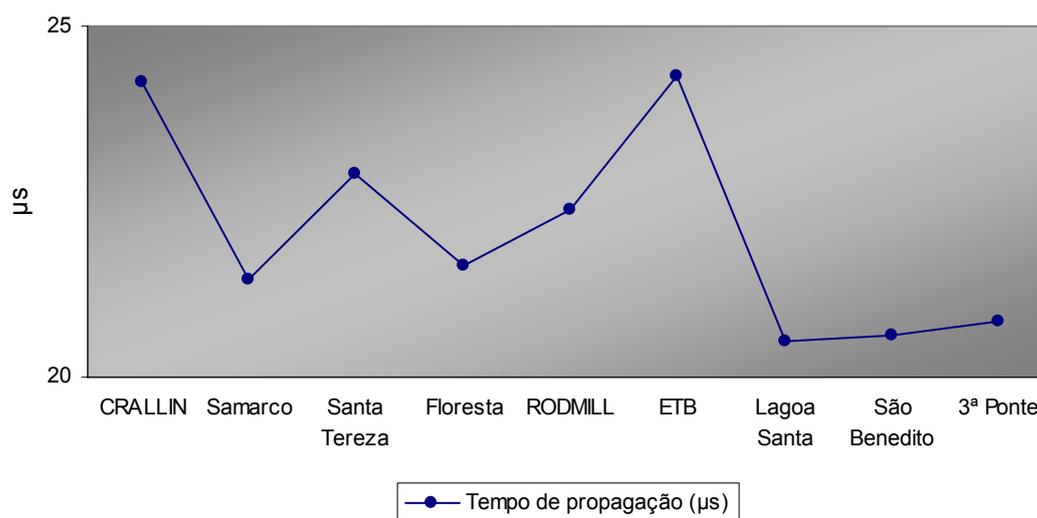


Figura 7.1: Correlação de resultados de ultra-sonografia pela ordem de durabilidade utilizando transdutor de 54 kHz

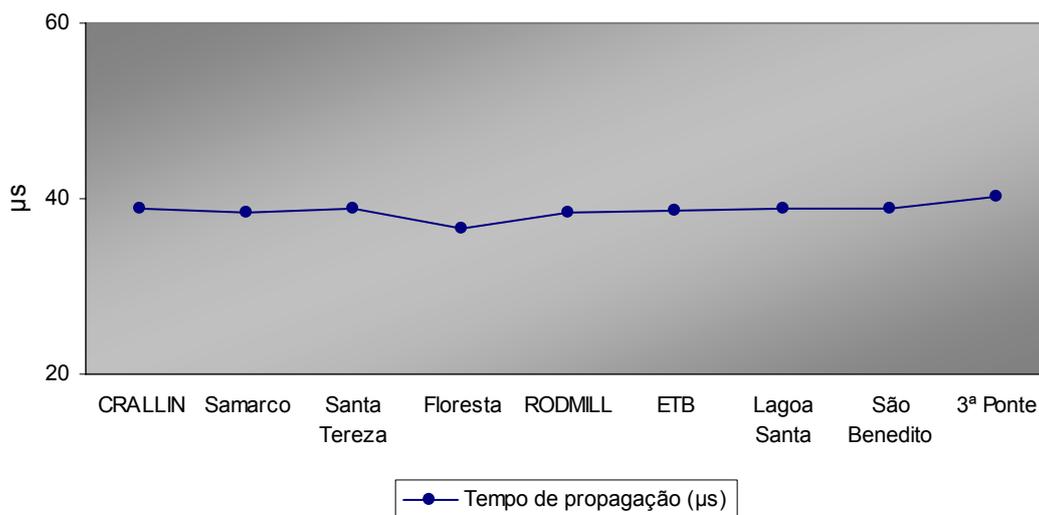


Figura 7.2: Correlação de resultados de ultra-sonografia pela ordem de durabilidade utilizando transdutor de 82 kHz

A técnica de ultra-som é muito interessante para avaliar a qualidade do concreto, particularmente a compacidade, sendo a mais adequada para identificar qualquer tipo de vazio. Também pode ser utilizada para detectar a presença de fissuras bem como estudar a sua profundidade, trata-se portanto de uma tecnologia cada vez mais usada para diagnosticar patologias de origem estrutural.

Em relação à escolha da frequência das ondas ultra-sônicas, é conhecido que quanto maior for a frequência, menor é abertura do feixe em relação à direção de propagação. Em função deste fato o ensaio utilizando o transdutor de 54 kHz é mais representativo que o de 82 kHz, pois as ondas propiciam uma melhor varredura das amostras, pois possuem maiores comprimentos de onda.

Portanto, considera-se como mais adequado e confiável se utilizar os transdutores de 54 kHz, tal como referenciado na literatura técnica mundial, na medida que o de 82 kHz é mais susceptível a defeitos (trincas, poros, vazios, etc.) existentes, tendo como padrão de referência a amostra com 46 mm de diâmetro e comprimento de 100 mm.

A faixa referente aos tempos de propagação, em μs , que identifica uma estrutura durável utilizando um transdutor de 54 kHz em uma amostra padrão varia entre 20,5 μs e 24,3 μs .

Tabela 7.4: Faixa de ultra-sonografia que identifica uma estrutura durável

Ultra-sonografia	Faixa que identifica uma estrutura durável
Transdutor de 54 kHz	20,5 μs a 24,3 μs

7.2.3 Absorção capilar

Os ensaios de absorção capilar foram realizados de acordo com os procedimentos descritos no item 6.5.2.

Na Tabela 7.5 é apresentada a média aritmética dos resultados dos coeficientes de capilaridade para os tempos de 30, 60, 180 e 1440 minutos utilizando os dados da Tabela 6.6, por estrutura.

Tabela 7.5: Coeficientes de capilaridade por estrutura ($\text{g}/\text{dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$)

Ordem decrescente de durabilidade	Denominação	Coef. de cap. 30'	Coef. de cap. 60'	Coef. de cap. 180'	Coef. de cap. 1440'
1	CRALLIN	5,10	4,82	3,74	1,82
2	Samarco	7,14	7,03	4,60	2,41
3	Santa Tereza	6,59	6,14	4,33	2,30
4	Floresta	7,63	6,72	5,00	2,52
5	RODMILL	5,93	5,55	4,11	2,26
6	ETB	4,06	4,19	3,57	1,78
7	Lagoa Santa	5,49	5,78	5,56	2,42
8	São Benedito	5,99	6,10	5,21	2,51
9	3ª Ponte	5,55	5,05	4,53	2,39

Na Figura 7.3 é mostrado o gráfico de correlação dos resultados obtidos nos ensaios de absorção capilar, utilizando os diversos coeficientes de capilaridade, seguindo a ordem decrescente da durabilidade das estruturas analisadas.

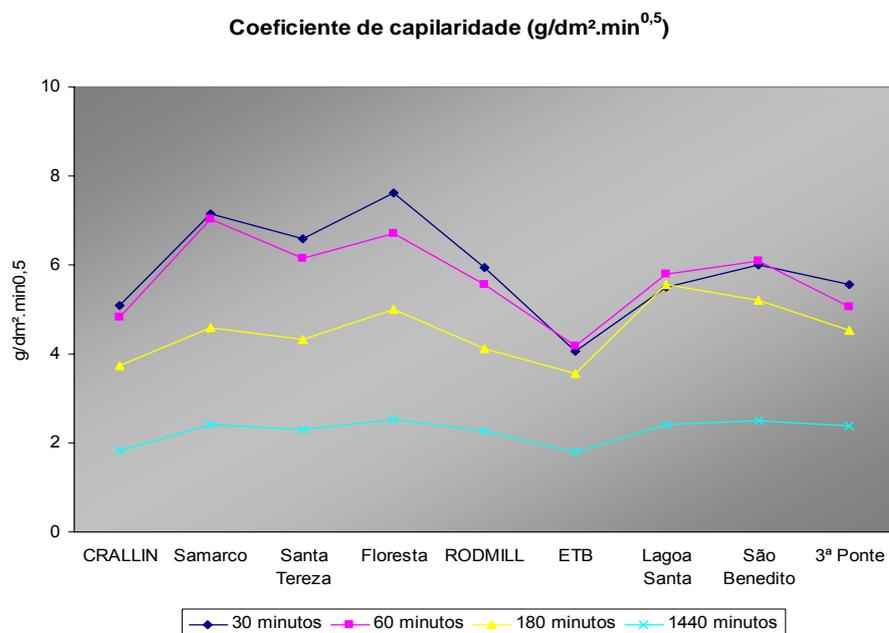


Figura 7.3: Coeficientes de capilaridade apresentados pela ordem de durabilidade

A permeabilidade e absorção são dois dos mais importantes mecanismos de transporte dos agentes agressivos, sendo determinantes na vulnerabilidade do concreto aos agentes externos. A permeabilidade determina a relativa facilidade com que o concreto se satura com água e depende da porosidade capilar. O volume ocupado pelos poros do concreto, que não deve ser confundido com a permeabilidade, é medido pela absorção, secando-se as amostras até a constância de massa, e imergindo-as em água para determinar o acréscimo de massa. Portanto são duas grandezas diferentes, mas inter-relacionadas.

Para realizar o ensaio de permeabilidade à água sob pressão a Escola de Engenharia da UFMG dispõe de um permeabilímetro, um aparelho da marca German Instrument, mas sua utilização está condicionada à dimensão da amostra, sendo incompatível com a nossa amostra-padrão, que só possui 46mm de diâmetro, muito pequena para o aparelho. Em função deste fato realizou-se somente os ensaios de absorção capilar, de forma a avaliar o comportamento das amostras frente à entrada de água, e que por analogia estima o potencial da durabilidade.

Os coeficientes de capilaridade para os tempos de 30 minutos, 60 minutos, 180 minutos e 1440 minutos procuram retratar as condições de umidade a que estão sujeitas as estruturas de concreto nas quatro estações do ano, desde a estação mais seca, no caso o inverno da região sudeste do Brasil, até a estação mais chuvosa, o verão.

Os ensaios realizados apresentaram quatro faixas de resultados. Observa-se que à medida que aumenta o tempo de saturação das amostras, a dispersão dos resultados diminui, reduzindo a largura das faixas. As medições do coeficiente de capilaridade com 1440 minutos apresentaram resultados praticamente em linha, mostrando não ser adequado a sua adoção como parâmetro de análise e avaliação.

Em resumo, considerou-se que somente os coeficientes de capilaridade referentes aos tempos de 30 minutos, 60 minutos e 180 minutos são adequados para avaliação da durabilidade.

As faixas que podem ser usadas como parâmetros confiáveis para identificar estruturas duráveis, quando se utiliza uma amostra-padrão, estão indicadas na Tabela 7.6.

Tabela 7.6: Faixas dos coeficientes de capilaridade que identificam uma estrutura durável utilizando uma amostra-padrão

Coeficiente de capilaridade	Faixa que identifica uma estrutura durável
30 minutos	4,06 a 7,63 $\text{g/dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$
60 minutos	4,19 a 7,03 $\text{g/dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$
1800 minutos	3,57 a 5,56 $\text{g/dm}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$

7.2.4 Resistividade elétrica

Os ensaios de resistividade elétrica foram realizados de acordo com os procedimentos descritos no item 6.5.3.

Na Tabela 7.7 é apresentada a média aritmética dos resultados das leituras de resistividade elétrica, por estrutura, utilizando os dados da Tabela 6.7.

Tabela 7.7: Ensaio de resistividade elétrica por estrutura

Ordem decrescente de durabilidade	Denominação	1ª Leitura (mV)	2ª Leitura (mV)	3ª Leitura (mV)
1	CRALLIN	0,317	0,059	0,2
2	Samarco	0,531	0,06	0,452
3	Santa Tereza	0,218	0,053	0,253
4	Floresta	0,3	0,051	0,192
5	RODMILL	0,367	0,028	0,171
6	ETB	0,224	0,069	0,308
7	Lagoa Santa	0,275	0,071	0,224
8	São Benedito	0,297	0,041	0,25
9	3ª Ponte	0,27	0,072	0,215

Na Figura 7.4 pode-se observar o gráfico de correlação dos resultados obtidos nos ensaios de resistividade elétrica, seguindo a ordem decrescente da durabilidade.

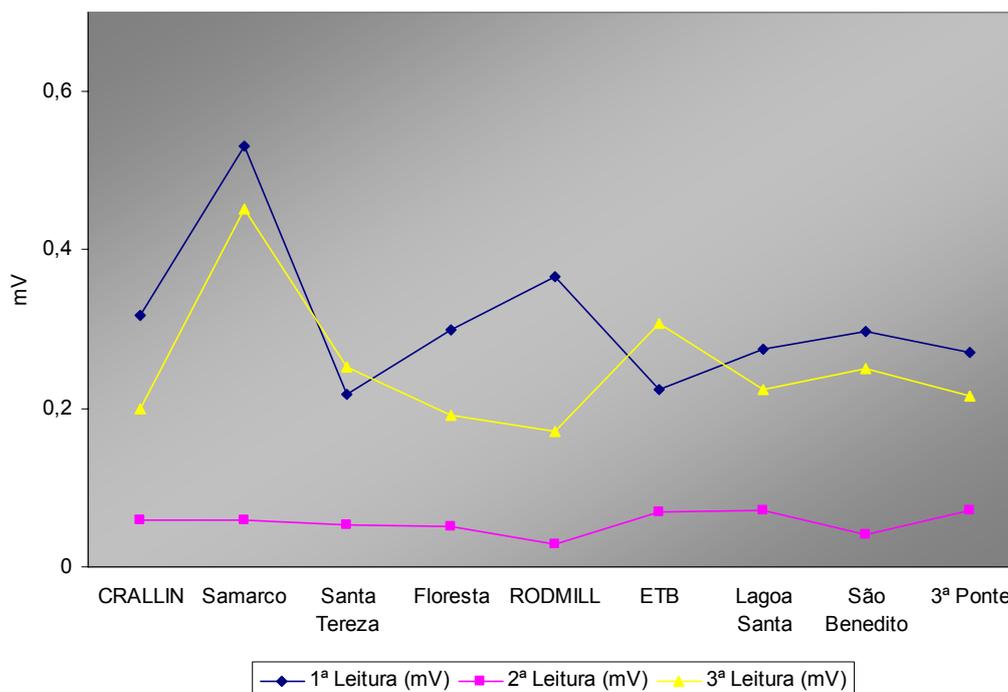


Figura 7.4: Resistividade elétrica por estrutura pela ordem de durabilidade

A resistividade, a rigor, não é uma propriedade ligada à durabilidade, mas apresenta interesse em relação ao comportamento em serviço, uma vez que o concreto oferece uma resistência elevada à passagem de corrente elétrica para o aço da armadura ou proveniente dele. Isto é, em grande parte, devido ao efeito eletroquímico que o concreto exerce sobre o aço com o qual está em contato, por causa da alcalinidade do eletrólito contido no concreto.

O concreto quando úmido se comporta como um eletrólito, enquanto seco em estufa é um bom isolador, ou seja, a umidade tem grande influência na redução da resistividade.

Neste trabalho de pesquisa interessou-se em verificar o comportamento do concreto seco, uma vez que todas as amostras foram investigadas desta forma, e foi utilizada corrente alternada para a realização dos ensaios. Devemos comentar que algumas pesquisas (HAMMOND, 1955) mostraram não haver diferença significativa entre a resistividade com corrente alternada ou contínua.

Foram realizadas três leituras seqüências, com o mesmo aparelho, mas por operadores diferentes. Observamos que houve uma discrepância grande nas leituras, mostrando que os resultados não são confiáveis como parâmetro de avaliação da durabilidade, na medida em que o ensaio é muito sensível.

Sugere-se, em trabalhos futuros, que este ensaio seja realizado com as amostras saturadas e utilizando-se corrente contínua. Por falta de tempo e disponibilidade de equipamento adequado, não foi possível realizá-los nesta investigação.

7.2.5 Módulo de elasticidade dinâmico

Os ensaios para determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos foram realizados de acordo com os procedimentos descritos no item 6.5.4.

A Tabela 7.8 é apresentada a média aritmética dos resultados obtidos nas amostras, por estrutura, utilizando os dados da Tabela 6.8.

Tabela 7.8: Resultados dos módulos de elasticidade por estrutura

Ordem decrecente de durabilidade	Denominação	Módulo de elasticidade (GPa)
1	CRALLIN	23.364
2	Samarco	25.888
3	Santa Tereza	21.029
4	Floresta	25.776
5	RODMILL	20.788
6	ETB	17.928
7	Lagoa Santa	24.071
8	São Benedito	24.365
9	3ª Ponte	24.155

Na Figura 7.5 é mostrado o gráfico de correlação dos resultados obtidos nos ensaios dos módulos de elasticidade, seguindo a ordem decrescente da durabilidade das estruturas analisadas.

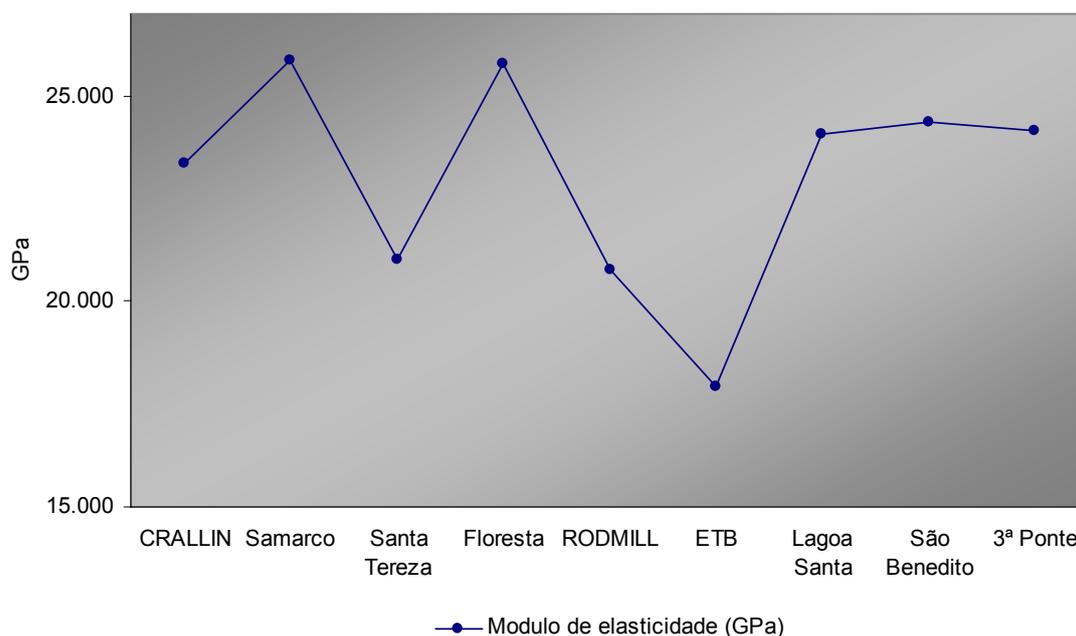


Figura 7.5: Módulo de elasticidade dinâmico por estrutura pela ordem de durabilidade

A determinação do módulo de elasticidade dinâmico é um ensaio interessante, pois avalia a capacidade de deformação do concreto em função da solicitação de forma não destrutiva. É de suma importância conhecer-se o módulo de elasticidade do concreto, pois com ele são determinados os esforços solicitantes nas estruturas e são verificados os estados limites de serviço.

As resistências mecânicas são fundamentais para a estabilidade das estruturas, mas de uma maneira geral, não estão diretamente relacionadas com a durabilidade, uma vez que é possível constatar inúmeras estruturas dotadas de altas resistências e baixa durabilidade, e vice-versa.

Neste trabalho de pesquisa interessou-se em verificar a correlação entre os ensaios para determinação dos módulos de elasticidade e a ordem de durabilidade das estruturas investigadas. Observa-se que não há correlação entre estas grandezas, confirmando que resistência mecânica e durabilidade, necessariamente, não andam juntas.

Portanto, os resultados dos ensaios para determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos não são confiáveis como parâmetro de avaliação da durabilidade em função da elevada dispersão e amplitude dos resultados. É possível prever que a dimensão dos testemunhos tenha influenciado negativamente nos resultados de forma a conduzir à uma não confiabilidade.

7.2.6 Resistência à compressão

Os ensaios de rompimento à compressão das amostras foram realizados de acordo com os procedimentos descritos no item 6.5.6.

Na Tabela 7.9 é apresentada a média aritmética das tensões de ruptura (MPa) das amostras, por estrutura, utilizando os dados da Tabela 6.9.

Tabela 7.9: Resultados das resistências à compressão por estrutura

Ordem decrescente de durabilidade	Denominação	Tensão de ruptura (MPa)
1	CRALLIN	36,2
2	Samarco	29,2
3	Santa Tereza	20,6
4	Floresta	22,9
5	RODMILL	32,8
6	ETB	22,9
7	Lagoa Santa	20,8
8	São Benedito	31,6
9	3ª Ponte	40,2

Na Figura 7.6 é mostrado o gráfico de correlação dos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão, seguindo a ordem decrescente da durabilidade das estruturas analisadas.

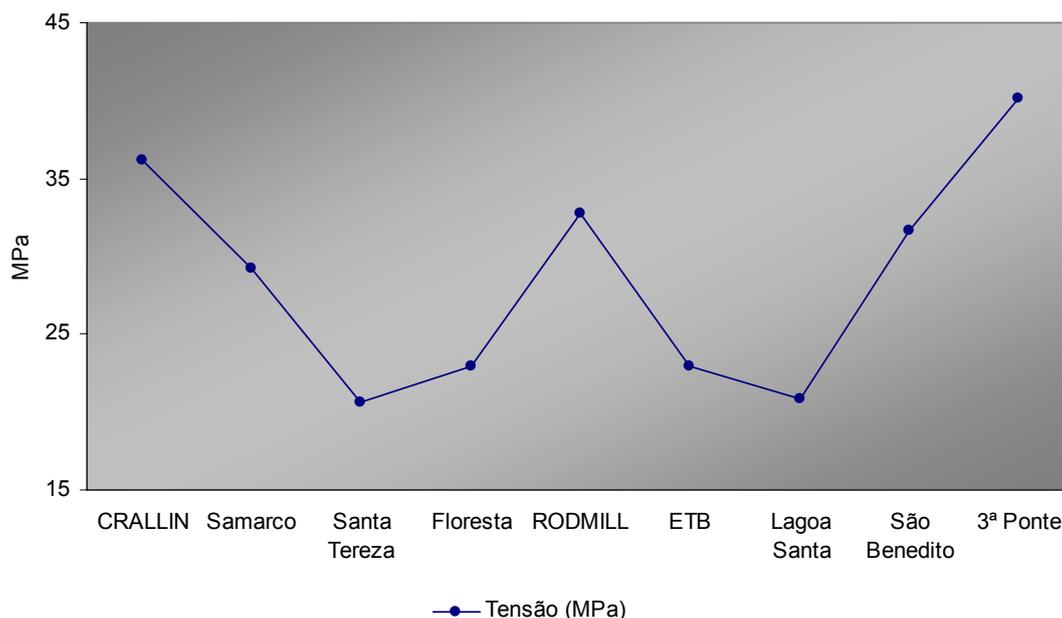


Figura 7.6: Resistência a compressão por estrutura pela ordem de durabilidade

Avaliar a qualidade do concreto através do rompimento à compressão dos corpos de prova extraídos das estruturas é a tecnologia mais adotada e conhecida no meio da construção civil, e, lamentavelmente, para muitos, a única conhecida.

Conforme dito anteriormente, as resistências mecânicas, entre elas a resistência à compressão, são fundamentais para a estabilidade das estruturas, mas verifica-se na prática que não estão diretamente relacionadas com a durabilidade, a não ser que, por deficiência na capacidade de suporte, ocorra o aparecimento de patologias que comprometam a durabilidade.

Neste trabalho de pesquisa interessou-se verificar a correlação entre os ensaios de resistência à compressão e a ordem de durabilidade das estruturas investigadas. Observa-se que não há correlação entre estas grandezas, confirmando as constatações práticas, referenciadas por muitos autores.

Observa-se nos gráficos das Tabelas 7.8 e 7.9, que também não há sintonia entre os resultados dos ensaios referentes à resistência mecânica, módulo de elasticidade e compressão.

Portanto, os resultados dos ensaios para determinação da resistência à compressão não são confiáveis para serem adotados como parâmetro de avaliação da durabilidade em função da dispersão e amplitude dos mesmos.

8 CONCLUSÕES

8.1 Considerações gerais

Todos os resultados dos ensaios, considerados neste trabalho como principais, medem parâmetros relacionados com a durabilidade do concreto armado, principalmente a compacidade e resistência, e pretendem avaliar a interação entre a camada superficial do concreto com o meio ambiente, fornecendo informações sobre o transporte dos agentes agressivos da atmosfera no interior do concreto, processo essencial para o início dos diversos processos de degradação.

O objetivo deste trabalho investigativo foi verificar a correlação entre os diversos resultados, observando as faixas obtidas para cada ensaio, de forma que este estudo possa fornecer uma contribuição, verificando quais os ensaios são os mais adequados para avaliar o desempenho da durabilidade do concreto armado frente aos diversos níveis de agressividade ambiental, a partir de amostras extraídas de estruturas duráveis.

As conclusões deste trabalho são resumidamente apresentadas a seguir:

- Não há de fato uma linha limítrofe entre um concreto durável e um não durável. Alguns ensaios apresentados neste trabalho mostram uma faixa de valores, dentro os quais nos permite diferenciar um concreto durável de um concreto que tenha possibilidade de perda de vida útil, desempenho e solidez, fatores básicos para a análise da durabilidade das estruturas de concreto armado;
- A determinação do coeficiente de carbonatação de cada estrutura, considerado como “coeficiente de durabilidade”, a partir do qual foi possível elaborar a ordem decrescente de durabilidade, constituiu-se em um parâmetro confiável e de fundamental importância nos estudos de durabilidade. A

apresentação dos resultados, seguindo a ordem decrescente de durabilidade facilitou a visualização e compreensão dos resultados;

- A amostragem utilizada foi considerada suficiente, mas pequena, uma vez que, devido a fatores operacionais como grau de dificuldade e custos, foram extraídas somente duas amostras de cada estrutura, fato que representou um forte viés a uma possível análise estatística.

- O diâmetro de 46 mm das amostras também mostrou não ser o mais adequado e acredita-se ter interferido na sensibilidade de alguns ensaios. Ressalta-se que este diâmetro foi adotado para possibilitar que as extrações das amostras fossem feitas sem seccionar as armaduras das estruturas, uma vez que os elementos investigados são densamente armados e a presença de pontas de aço nas amostras iriam interferir significativamente nos ensaios;

- O ensaio mais expedito foi a absorção capilar, enquanto os ensaios de ultra-sonografia, resistividade elétrica e módulo de deformação dinâmico necessitam de equipamentos especiais que não são de aplicação corrente bem como possuem elevados custos de aquisição;

- Uma avaliação global dos ensaios, tendo em conta a tendência, a dispersão e a sensibilidade dos resultados, além da natural correlação com a ordem de durabilidade das estruturas analisadas, indica que o ensaio de ultra-sonografia utilizando transdutor de 54 KHz e a absorção capilar são os mais adequados para avaliar e comprovar o desempenho da durabilidade do concreto entre os ensaios realizados, apresentando os resultados dentro de faixas mais bem definidas que os demais;

- O módulo de deformação dinâmico e a resistência à compressão foram os ensaios que mostraram as maiores dispersões nos resultados, indicando serem menos indicados na avaliação do desempenho da durabilidade do concreto;

- A resistividade elétrica mostrou ser o mais sensível dos ensaios realizados, sendo susceptível às condições dos testemunhos;
- Os resultados dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura e as análises químicas semi-quantitativa feitas através da micro-sonda EDS complementaram e ilustraram a pesquisa, mostrando a microestrutura de algumas amostras, que não apresentaram contaminantes;
- As determinações dos teores de cloretos e sulfatos indicaram que as amostras analisadas não contêm nenhum elemento deletério e reativo à presença destes elementos que possa interferir na durabilidade do concreto dos elementos estruturais investigados, bem como são compatível com estruturas consideradas duráveis;
- A revisão bibliográfica apresentou uma resenha fotográfica obtida de trabalhos que o autor esteve diretamente envolvido como consultor, projetista, perito e especialista, fato que, auxilia ao leitor na identificação de patologias nas estruturas de concreto armado, de forma a facilitar e subsidiar metodologias de recuperação e reparo a serem adotadas.

8.2 Sugestões para trabalhos futuros

Os resultados deste estudo de investigação indicaram que os ensaios de ultrasonografia e absorção capilar são os mais apropriados para serem utilizados na avaliação da durabilidade do concreto armado. Mas há necessidade de um maior número de resultados para validar as conclusões deste trabalho, uma vez que a amostragem utilizada foi reduzida.

Seria interessante que os ensaios de resistividade elétrica fossem refeitos com as amostras saturadas e utilizando-se corrente contínua.

Sugere-se que os próximos trabalhos, dentro desta linha de pesquisa, realizem ensaios utilizando corpos de prova moldados em laboratório, dosados com diferentes fatores água/cimento e quantidades de cimentos, caracterizando durabilidades diferentes. Os resultados devem ser alinhados dentro de uma escala de durabilidade utilizando um dos modelos de previsão de vida útil existentes.

Devido à dificuldade de se trabalhar com amostras com 46mm de diâmetro, amostra-padrão, devem ser incluídas nas futuras pesquisas uma correlação de resultados entre amostras de 46mm com amostras no mínimo 75mm. Esta correlação é importante para que os resultados desta investigação, de cunho acadêmico, venham a ser utilizados com mais facilidade na construção civil, adotando-se nas obras ensaios que controlem o desempenho da durabilidade, melhorando a qualidade do concreto e evitando a degradação precoce das estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMS, M. S. *Compressive Strength of concrete at temperature to 16000 F . American Concrete Institute SP 25 Temperature and Concrete*. Detroit, Michigan, 1971

ALMEIDA, I. R. *Influência da resistência à abrasão do agregado na resistência à abrasão de concretos de alto desempenho*. In: Congresso Brasileiro do Concreto – REIBRAC, 42, 2000, Fortaleza. Anais. São Paulo: IBRACON, 2000 (CD Rom)

ANDRADE, J.J.O. et al. *Avaliação das características do concreto quando submetido à degradação de origem química*. In: Congresso Brasileiro do Concreto– REIBRAC, 45, 2003, Vitória - ES. Anais. São Paulo: IBRACON, 2003 (CD Rom)

ANDRADE, Jairo José de Oliveira. *Vida Útil das Estruturas de Concreto*. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. 2. v, cap. 31, p. 923-951. ISBN 85-98576-05-0

ANDRADE, Maria del Carmem. *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras*. Tradução e adaptação de Antônio Carmona e Paulo Helene. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992. 104 p. ISBN 85-7266-011-9

ANDRADE, T. Tópicos sobre Durabilidade do Concreto In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, cap. 25, p. 752-792. ISBN 85-98576-04-2

ANDRADE, W. P. *Abrasão do concreto de superfícies hidráulicas*. In: *Congresso Brasileiro do Concreto*. REIBRAC, 34, 1992, Curitiba - PR. Anais. São Paulo: IBRACON, 1992 (CD Rom)

ARANHA, P. M. F. *Contribuição ao estudo das manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado da região da Amazônia*. Porto Alegre: UFRGS, 1994. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994, 144p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos*. Rio de Janeiro, 2003. 170 p.

ASTM C114-97 – Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement. 1997.

ASTM C1218/C1218M-97 - Standard Test Methods for Water- Soluble Chloride in Mortar and Concrete. 1997.

BAUER, R. J. F. et al *Influência dos endurecedores de superfícies sobre a resistência ao desgaste por abrasão* In: Congresso Brasileiro do Concreto– REIBRAC, 44, 2002, Belo Horizonte - MG. Anais. São Paulo: IBRACON, 2002 (CD Rom)

CÁNOVAS, Manuel Fernández. *Patologia e terapia do concreto armado*. Tradução de Maria Celeste Marcondes, Carlos W. F. dos Santos, Beatriz Cannabrava. 1. ed. São Paulo: Pini, 1988. 522 p.

CARNEIRO, A. *Inspeção nas pontes da cidade do Recife*. Relatório Técnico – Prefeitura da cidade do Recife. Recife- PE, 2004. 228p

CODY, R. D. et al *Experimental deterioration of highway concrete by chloride deicing salts*. Environment & Engineering Geoscience. V. 2, n. 4, Winter , 1996. p. 575-588

COSTA, C. N. et al *O fenômeno do lascamento (spalling) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica*. In: Congresso

Brasileiro do Concreto– REIBRAC, 44, 2002, Belo Horizonte - MG. Anais. São Paulo: IBRACON, 2002 (CD Rom)

COSTA, C. C. & SILVA, V. P. *Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situações de incêndio* In: NUTAU 2004 – Seminário Internacional – Demandas Sociais, Inovações tecnológicas e a Cidade. Anais. NUTAU/FAU/USP. São Paulo, 2004 (Cd Rom).

EMMONS, Peter H. *Concrete Repair and Maintenance*. Kingston: R. S. Means Company, 1993. 295 p. ISBN 0-87629-286-4

FERREIRA, Rui Miguel. *Avaliação dos ensaios de durabilidade do betão*. 2000. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2000.

FIGUEIREDO, Enio Pazini. Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2, cap. 27, p. 828-855. ISBN 85-98576-04-2

GRAÇA, Newton G.; BITTENCOURT, Rubens M.; SANTOS, Sérgio B. dos. Efeitos da Temperatura sobre o Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, cap. 23, p. 687-711. ISBN 85-98576-04-2

HAMMOND, E. & ROBSON, T.D. *Comparison of electrical properties of various cements and concretes*, The Engineer, 199, pp. 78-90, Jan. 21, 1955

HASPARYK, Nicole Pagan; LOPES, Anne N. M.; ANDRADE, Moacir A. S.; SANTOS, Sérgio B. dos. Deformações por Retração e Fluência. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1 cap. 22, p. 655-685. ISBN 85-98576-04-2

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

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL. *LNEC E 393:1993: Betões. Determinação da absorção de água por capilaridade*. Lisboa, 1993. 2 p.

LIMA, Maryangela Geimba. *Ação do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto*. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, cap. 24, p. 713-751. ISBN 85-98576-04-2

LIMA, R. C. A. et al *O concreto de alto desempenho em temperaturas elevadas* In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5, 2003, São Paulo -SP. Anais. São Paulo, 2003 (CD Rom)

LIU, T. C. & MCDONALD, J. E. *Abrasion-erosion resistance of fiber-reinforced concrete*. *Cement, Concrete and Aggregates*. v. 3, n. 2, p. 93-100. 1981

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J.M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. Tradução de Paulo Helene et al. 1. ed. São Paulo, PINI, 1994. 580p. ISBN 85-7266-040-2

METHA, P. K. *Point of view durability – critical issues for the future*. *Concrete International*. American Concrete Institute. Detroit. v.19, n.7, p. 27-33, 1997

NEPOMUCENO, Antônio Alberto. *Mecanismos de Transporte de Fluidos no Concreto*. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. 2. v, cap. 26, p. 793-827. ISBN 85-98576-05-0

NEPOMUCENO, Adam Matthew. *Propriedades do concreto*. Tradução Salvador E. Giammusso. 1. ed. São Paulo: Pini, 1982. 738 p.

PEREIRA, Alexandre da Costa. *Estudio de métodos probabilísticos para la predicción de la vida útil de estructuras de hormigón: influencia del factor variabilidad espacial en el caso de plataformas offshore en Brasil*. 2003. 527 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2003.

SARJA, A. & VERSIKARI, E. *Durability design of concrete structures*. Report of RILEM Technical Committee 130 – CLS, RILEM Report !4. London ; E & FN SPON., 1994

SILVA, Moema Ribas; PINHEIRO, Sayonara Maria de Moraes. Biodeterioração do concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2, cap. 28, p. 857-878. ISBN 85-98576-04-2

SILVA, Paulo Fernando A. *Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana*. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995. 152 p. ISBN 85-7266-043-7

SILVA, Turíbio José da. *Predicción de la vida útil de forjados unidireccionales de hormigón mediante modelos matemáticos de deterioro*. 1998. 290 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola técnica superior d'enginyers de Camins, Universidade Politècnica da Catalunya, Barcelona, 1998.

SITTER, W. R. *Cost for service optimization the "Law of Fives"*. Comitè Euro International du Beton – CEB. Copenhagen, Denmark, n. 152, p.131 -134, 1983

SOUZA, A. A. A & MORENO Jr., A. L. *Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do*

concreto In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5, 2003, São Paulo -SP. Anais. São Paulo, 2003 (CD Rom)

TEIXEIRA, P. W. G. N. & GONÇALVES, F. D. R. *Avaliação geral do estado de conservação de pontes existentes nas rodovias do Piauí* In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5, 2003, São Paulo -SP. Anais. São Paulo, 2003 (CD Rom)

VASCONCELOS, Augusto Carlos de; CARRIERI JÚNIOR, Renato. *A escola brasileira do concreto armado*. 1. ed. São Paulo: Axis Mundi, 2005. 207 p. ISBN 85-85554-34-7

VELASCO, R. V. et al *Comportamento tensão- deformação do concreto de alto desempenho submetido a altas temperaturas* In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5, 2003, São Paulo -SP. Anais. São Paulo, 2003 (CD Rom)