

Monografia

"DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO – ESTUDO DE CASO"

Autor: Maurício Ruas Gouthier dos Santos

Orientador: Prof. Aldo Giuntini de Magalhães, D.Sc.

Janeiro/2012

Maurício Ruas Gouthier dos Santos

**“DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO –
ESTUDO DE CASO”**

Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Construção Civil
da Escola de Engenharia da UFMG

Ênfase: Gestão e Tecnologia na Construção Civil
Orientador: Prof. Aldo Giuntini de Magalhães, D.Sc.

Belo Horizonte / MG
Escola de Engenharia da UFMG

2012

“Todo aquele, pois, que escuta estas minhas palavras e as pratica, assemelhá-lo-ei ao homem prudente, que edificou a sua casa sobre a rocha; e desceu a chuva, e correram os rios, e assopraram ventos e combateram aquela casa, e não caiu, porque estava edificada sobre a rocha”.

Evangelho segundo Mateus, capítulo 7, versículos 24 e 25.

In: BÍBLIA SAGRADA – traduzida em português por João Ferreira de Almeida. Edição revista e corrigida na grafia simplificada. 2ª ed. São Paulo: Geográfica, 2001.

A Ti meu DEUS, meu SENHOR, minha ROCHA....

....a Ti dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, ao Mestre da Vida: Senhor Jesus, autor e consumidor da minha fé.

Aos meus amados pais, Maurício e Tânia, pelo amor, carinho, apoio e excelente educação a mim transmitidos ao longo de todas as etapas da minha vida. À minha irmã Érika, pela boa vontade em me auxiliar na revisão deste trabalho.

Ao meu caríssimo orientador, amigo e professor Aldo Giuntini, pela valiosa orientação, pelos conselhos e pelo grande incentivo na minha carreira profissional.

À professora Maria Teresa Paulino Aguiar, pelo incentivo na minha carreira acadêmica, e por me ensinar a enxergar a engenharia sob o olhar de um cientista.

Aos professores e engenheiros-patologistas de concreto: José Eduardo de Aguiar e Abdias Magalhães Gomes, pela preciosa colaboração neste trabalho. Obrigado por compartilharem a experiência e o conhecimento ao longo desta jornada, bem como por todo o material didático a mim disponibilizado neste período.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da UFMG: Antônio Júnior, Cícero Starling, Dalmo Lúcio, Eduardo Arantes e Paulo Andery, pelos ricos ensinamentos ministrados ao longo desta pós-graduação, os quais muito contribuíram para minha formação.

Aos colegas do CECC: João Bosco, Joselito Lima e Izabel Anghinetti, pelo empenho nos trabalhos em grupo, pela amizade e também pelos sonhos compartilhados.

Aos funcionários do DEMC: Ivonete, Marina, Edmílson e Gilmar, pela atenção, gentileza e disponibilidade em me atender em cada solicitação.

Ao ex-colega de graduação Filipe Fuscaldi, pela ajuda na formatação deste trabalho.

Aos meus queridos “irmãos” da Igreja Cristã Maranata, pelas orações e pelas palavras de ânimo e de encorajamento nos momentos difíceis.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E NOTAÇÕES.....	xii
RESUMO	xiii
1. INTRODUÇÃO.....	01
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO	01
1.2 OBJETIVO GERAL	02
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	02
1.4 LIMITAÇÕES DO TRABALHO	03
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	03
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	04
2.1 DURABILIDADE, VIDA ÚTIL E DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS.....	04
2.2 CONCEITOS BÁSICOS REFERENTES ÀS PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES.....	06
2.3 PRINCÍPIO FUNDAMENTAL DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO	07
2.4 CAUSAS, MECANISMOS E SINTOMAS DA DEGRADAÇÃO DO CONC. ARMADO	09
2.4.1 CAUSAS MECÂNICAS	11
2.4.2 CAUSAS FÍSICAS	13
2.4.2.1 DESGASTE SUPERFICIAL: ABRASÃO, EROSÃO E CAVITAÇÃO	13
2.4.2.2 CRISTALIZAÇÃO DE SAIS NOS POROS DO CONCRETO	19
2.4.2.3 RETRAÇÃO HIDRÁULICA DO CONCRETO FRESCO	20
2.4.2.4 GRADIENTE TÉRMICO DO CONCRETO	22
2.4.2.5 AÇÃO DO FOGO.....	27
2.4.3 CAUSAS QUÍMICAS	30
2.4.3.1 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO	31
2.4.3.2 HIDRATAÇÃO DO MgO E DO CaO.....	35

2.4.3.3 ATAQUE DE SULFATOS	35
2.4.3.4 ATAQUE POR ÁCIDOS	41
2.4.3.5 ATAQUE POR ÁGUA PURA	44
2.4.3.6 CARBONATAÇÃO	46
2.4.3.6.1 FATORES INFLUENTES	48
2.4.3.6.2 CÁLCULO DA PROFUNDIDADE ESTIMADA.....	55
2.4.3.6.3 MEDIDA DA PROFUNDIDADE	55
2.4.3.7 ATAQUE POR CLORETOS	57
2.4.3.7.1 TEORIAS PARA O ATAQUE DOS CLORETOS	60
2.4.3.7.2 MECANISMOS DE TRANSPORTE DOS CLORETOS.....	61
2.4.3.7.3 LIMITE CRÍTICO DE CLORETOS.....	65
2.4.3.7.4 FATORES INFLUENTES	66
2.4.3.7.5 MEDIDA DA PROFUNDIDADE	70
2.4.4 CAUSA ELETROQUÍMICA.....	71
2.4.4.1 FUNDAMENTOS DA CORROSÃO DO AÇO	71
2.4.4.2 PERÍODO DE INICIAÇÃO DA CORROSÃO	74
2.4.4.3 PERÍODO DE PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO	75
2.4.4.4 EFEITOS DA CORROSÃO E SINTOMATOLOGIA TÍPICA	80
2.4.4.5 MEDIDAS MINIMIZADORAS DOS EFEITOS DA CORROSÃO	83
2.5 ORIGEM DAS PATOLOGIAS POR FALHAS HUMANAS	87
2.5.1 ETAPA DE CONCEPÇÃO E ELABORAÇÃO DOS PROJETOS	87
2.5.2 ETAPA DE CONTROLE TECNOLÓGICO DOS MATERIAIS	88
2.5.3 ETAPA DE EXECUÇÃO DA ESTRUTURA	89
2.5.4 ETAPA DE USO E MANUTENÇÃO	90
3. ESTUDO DE CASO	92
4. CONCLUSÕES.....	104
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Dimensões dos poros.	08
Figura 2.2: Guarda-rodas rompido por batida de veículos.....	11
Figura 2.3: Pilares de estacionamento constantemente sujeitos a impactos.	12
Figura 2.4: Revestimento de borracha para proteger pilares de estacionamento.	12
Figura 2.5: Desgaste superficial por abrasão em pavimento de concreto.	14
Figura 2.6: Desgaste por abrasão em pavimento de estacionamento.....	14
Figura 2.7: Desgaste superficial por erosão em galeria pluvial em BH (MG).	16
Figura 2.8: Evolução do desgaste superficial por erosão	16
Figura 2.9: Rebaixo brusco responsável pela implosão de bolhas.	17
Figura 2.10: Implosão de minúsculas bolhas próximas à superfície de concreto.....	18
Figura 2.11: Efeitos da implosão das bolhas de cavitação em bacia de dissipação.	18
Figura 2.12: Fissuração por retração plástica do concreto fresco	21
Figura 2.13: Típicas fissuras por retração plástica do concreto fresco.....	21
Figura 2.14: Temperatura de lançamento do concreto.	23
Figura 2.15: Fissuração devido à retração térmica no concreto fresco.	23
Figura 2.16: Fissuração por restrição à dilatação térmica do concreto endurecido.....	25
Figura 2.17: Empenamento de lajes de concreto.	26
Figura 2.18: Influência da temperatura na resistência do aço.	29
Figura 2.19: Ação destruidora do fogo em edifício de concreto armado.	29
Figura 2.20: Incêndio ocorrido em viaduto em São Paulo	30
Figura 2.21: Desenvolvimento da reação álcali-agregado no concreto.	32
Figura 2.22: RAA em blocos de fundação de edifícios em Recife-PE.	33
Figura 2.23: Fatores preponderantes na reação álcali-agregado (RAA).	34
Figura 2.24: Pilar de concreto deteriorado pelo ataque de sulfatos.	39
Figura 2.25: Estrutura de concreto armado deteriorada pelo ataque de sulfatos.	39
Figura 2.26: Influência do cimento na resistência do concreto ao ataque de sulfatos.....	40
Figura 2.27: Ataque de ácido sulfúrico no interior de tubulação de esgoto.	43

Figura 2.28: Lixiviação da pasta de cimento.	45
Figura 2.29: Avanço do processo de carbonatação.....	48
Figura 2.30: Influência da umidade relativa no grau de carbonatação	49
Figura 2.31: Teor de umidade dos poros do concreto.	50
Figura 2.32: Poros secos, ou baixa UR do ambiente: não ocorre carbonatação.....	50
Figura 2.33: Poros saturados: avanço da frente de carbonatação é mínimo.	51
Figura 2.34: Poros parcialmente preenchidos com água.....	51
Figura 2.35: Influência do tipo e quantidade de cimento na carbonatação.....	52
Figura 2.36: Influência da relação a/c sobre a profundidade de carbonatação	53
Figura 2.37: Influência do período de cura inicial na carbonatação.....	54
Figura 2.38: Representação esquemática da carbonatação em uma fissura.....	54
Figura 2.39: Fenolftaleína aplicada em corpo de prova.....	56
Figura 2.40: Avanço da carbonatação, indicada por fenolftaleína.	57
Figura 2.41: Penetração de cloretos em concreto submetido à umidade.....	59
Figura 2.42: Formas de apresentação dos íons cloreto na estrutura do concreto.....	60
Figura 2.43: Transporte de íons cloretos via absorção capilar	62
Figura 2.44: Transporte de íons cloretos via difusão iônica.....	63
Figura 2.45: Transporte de íons cloretos via permeabilidade	64
Figura 2.46: Atuação simultânea de diversos mecanismos de transporte de cloretos.....	65
Figura 2.47: Efeito da relação a/c sobre a carga total passante de cloretos.	68
Figura 2.48: Corrosão das armaduras de concreto armado por ataque de cloretos.....	70
Figura 2.49: Pilar deteriorado por carbonatação e ataque de cloretos	71
Figura 2.50: Os 3 tipos de corrosão segundo a morfologia.	73
Figura 2.51: Pilha eletroquímica por corrosão galvânica.	74
Figura 2.52: Modelo de vida útil (iniciação e propagação da corrosão).....	75
Figura 2.53: Célula de corrosão eletroquímica em concreto armado.	76
Figura 2.54: Modelo de célula de corrosão eletroquímica em concreto armado.	76
Figura 2.55: Corrosão eletroquímica por carbonatação e por ataque de cloretos.....	79
Figura 2.56: Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão.	80

Figura 2.57: Esforços radiais que levam à fissuração e destacamento do concreto.....	80
Figura 2.58: Perda de seção na barra de aço da armadura, devido à corrosão.....	81
Figura 2.59: Lascamento e destacamento do concreto na região anódica da pilha.....	81
Figura 2.60: Fases da instalação da corrosão em uma barra de armadura.	82
Figura 2.61: Fissuração e lascamento paralelo às barras e estribos metálicos.	82
Figura 2.62: Deslocamento da camada de cobertura	86
Figura 2.63: Corrosão em diferentes pilares de um edifício	86
Figura 2.64: Mancha de corrosão e fissuração em viga de concreto armado.	86
Figura 2.65: Origens dos problemas patológicos no ciclo de vida da estrutura.....	87
Figura 3.1: Deterioração em uma das vigas no estacionamento de edifício	94
Figura 3.2: Localização das áreas afetadas através de teste à percussão.	97
Figura 3.3: Escarificação mecânica usando martelo elétrico.....	97
Figura 3.4: Layouts recomendados para superfícies de reparo.....	98
Figura 3.5: Delimitação da área de reparo usando makita elétrica.....	98
Figura 3.6: Limpeza da armadura e do substrato por jateamento de alta pressão.....	99
Figura 3.7: Limpeza do aço corroído através de escova com cerdas de aço.....	99
Figura 3.8: Aplicação de argamassa inibidora de corrosão nas armaduras.	100
Figura 3.9: Fixação de armadura complementar	100
Figura 3.10: Preparo do substrato por molhagem até a saturação.....	101
Figura 3.11: Mistura da argamassa polimérica para preenchimento.	101
Figura 3.12: Aplicação da argamassa polimérica para preenchimento.	101
Figura 3.13: Acabamento da argamassa polimérica.....	102
Figura 3.14: Cura úmida e química da superfície recuperada.	102
Figura 3.15: Superfície reparada sem trincas em seu aspecto final.	102
Figura 3.16: Retração na argamassa de reparo.	103
Figura 3.17: Aplicação de pintura com inibidor orgânico sobre a superfície.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Causas, mecanismos e sintomas da deterioração do concreto armado.	10
Tabela 2.2: Efeito da elevação da temperatura na resistência do concreto	29
Tabela 2.3: Alguns compostos cimentícios após a hidratação.	37
Tabela 2.4: Sais de cálcio que degradam o concreto	41
Tabela 2.5: Principais fatores que condicionam a velocidade de carbonatação	48
Tabela 2.6: Classificação da agressividade do ambiente.	49
Tabela 2.7: Mudança de cor do concreto mediante teste químico	56
Tabela 2.8: Mudança de cor e intervalos de pH dos principais indicadores	56
Tabela 2.9: Teor limite de cloretos para algumas normas estrangeiras	65
Tabela 2.10: Quantidade de cloretos livres em relação aos teores de C_3A	67
Tabela 2.11: Coeficiente de difusão de cloretos em pastas de cimento.	68
Tabela 2.12: Espessuras de revestimento em relação à agressividade ambiental	83
Tabela 2.13: Principais aspectos a serem controlados nos insumos do concreto	89

LISTA DE ABREVIATURAS E NOTAÇÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
ACI	American Concrete Institute
a/c	Relação água/cimento ou Fator água/cimento
CEB	Comité Euro-international du Béton
CP	Cimento Portland
CP I	Cimento Portland Comum
CP II	Cimento Portland Composto
CP III	Cimento Portland de Alto-forno
CP IV	Cimento Portland Pozolânico
CP V-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
C ₃ S	Silicato tricálcico
C ₂ S	Silicato dicálcico
C ₃ A	Aluminato tricálcico
C ₄ AF	Ferro aluminato tetracálcico
D _{máx}	Diâmetro máximo do agregado graúdo
UR	Umidade relativa
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira da ABNT
pH	Potencial hidrogeniônico
RAA	Reação álcali-agregado

RESUMO

O concreto de cimento Portland é considerado, atualmente, o segundo material mais consumido pela humanidade – o primeiro é a água – e o material de construção civil mais utilizado no Brasil e em muitos países afora. Todavia, um fato específico tem chamado a atenção dos projetistas, construtores e especialmente da comunidade acadêmica que estuda com afinco o concreto armado: a rápida deterioração às quais as estruturas executadas a partir deste material têm se submetido, minando a durabilidade e reduzindo a vida útil para a qual as edificações foram projetadas, situação que, além de afetar os parâmetros de segurança da construção, também demanda recursos monetários consideráveis para recuperar tais estruturas enfermas. Sabe-se que as estruturas de concreto sofrem degradação não só por falhas humanas cometidas nas etapas de concepção dos projetos e execução das obras, mas também por causas naturais intrínsecas ao concreto, bem como pela agressividade ambiental, isto é, pela interação estrutura/meio ambiente. Assim, o presente trabalho pretende fazer uma exposição, através de revisão da literatura, acerca das principais causas, mecanismos e sintomas de uma estrutura de concreto degradada, sugerindo algumas medidas preventivas contra tais processos deteriorantes. Ao final, será apresentado um estudo de caso no qual é proposto uma metodologia de reparo de uma estrutura de concreto armado deteriorada.

Palavras-chave: concreto armado; mecanismos de deterioração; manifestações patológicas; durabilidade; recuperação das estruturas

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais e justificativa do trabalho

Durante muito tempo, o concreto chegou a ser considerado um material praticamente eterno, de durabilidade “ilimitada”. Tanto é que, até o final de década de 1990, muitas normas e regulamentos referentes ao projeto e execução de estruturas de concreto, nas mais diferentes regiões do mundo, haviam sido concebidas com a preocupação dominante de garantir a obtenção da mais adequada resistência mecânica para as diversas peças estruturais (SOUZA e RIPPER, 1998). A questão da “durabilidade”, até então, era pouco enfatizada no setor da construção civil.

Esse entendimento, todavia, mudou, visto que muitas estruturas começaram a apresentar degradações com pouco tempo de uso. Segundo Andrade (2005), os consumidores da construção civil, públicos e privados, têm sofrido com a falta de durabilidade das estruturas de concreto armado. Edifícios comerciais e residenciais, de pequeno e grande porte, pontes, viadutos, túneis, obras hidráulicas, no Brasil e em todo mundo, com alguns anos de vida, podem apresentar manifestações patológicas relacionadas com uma ou mais formas de deterioração do concreto armado. O maior problema não está relacionado às patologias em si – pois elas são inevitáveis com o envelhecimento das estruturas – e sim à idade em que estão surgindo. Muitas vezes, com menos de 20 anos as estruturas já necessitam de manutenções corretivas generalizadas para prolongar sua vida útil (ANDRADE, 2005).

Sabe-se que as estruturas de concreto armado – material de construção civil mais utilizado no Brasil – sofrem patologias diversas ao longo do tempo, não só devido às falhas humanas cometidas durante o ciclo de vida da estrutura (etapas de concepção e elaboração do projeto, execução, uso e manutenção), mas também devido a outros fatores muitas vezes não levados em consideração pelos projetistas e construtores, tais como o teor de álcalis presentes no cimento (que pode resultar na reação álcali-agregado), ou mesmo a agressividade do ambiente no qual a estrutura será executada. Tais situações impedem que as estruturas de concreto atendam aos requisitos básicos de desempenho, durabilidade e vida útil desejados.

Isto porque, além de comprometer o aspecto estético da edificação, as manifestações patológicas também comprometem a capacidade resistente da mesma, podendo levar ao colapso parcial ou total da construção, fato que pode demandar alto custo monetário para reparar, recuperar e até mesmo reforçar a estrutura afetada.

Com este trabalho, espera-se contribuir para um melhor entendimento dos fenômenos patológicos que se manifestam nas estruturas de concreto armado de cimento Portland. É importante que engenheiros civis e arquitetos conheçam as causas, os mecanismos e os sintomas da degradação dessas estruturas, bem como os respectivos meios de prevenção de patologias, para que as edificações possam ser concebidas, projetadas e executadas de tal forma que se tornem mais duráveis, seguras e confiáveis, com custos de manutenção aceitáveis e com a máxima vida útil possível.

1.2 Objetivo geral

O presente trabalho objetiva fazer uma exposição, através da revisão da literatura, sobre as causas, principais processos e consequências da degradação das estruturas de concreto armado, bem como a recomendação de medidas preventivas. Ao final, será apresentado um estudo de caso envolvendo uma estrutura de concreto armado deteriorada, na qual se procurou identificar a patologia, entender as causas e propor uma metodologia de reparo e recuperação da peça estrutural afetada.

1.3 Objetivos específicos

- Descrever os principais mecanismos de deterioração do concreto armado (relacionados às causas de natureza mecânica, física, química e eletroquímica), juntamente com os respectivos sintomas que se manifestam na estrutura, recomendando a adoção de medidas preventivas ou minimizadoras dos efeitos patológicos resultantes da deterioração do concreto armado;
- Descrever as origens das patologias devido às falhas humanas cometidas ao longo do ciclo de vida da estrutura;
- Apresentar um estudo de caso sobre uma estrutura de concreto armado degradada e propor uma metodologia de reparo e recuperação da peça.

1.4 Limitações do trabalho

O estudo de caso (exposto no capítulo 3) foi desenvolvido apenas teoricamente, o que significa que não foram realizados quaisquer ensaios experimentais para verificação da integridade da estrutura, tais como os ensaios destrutivos (ex: análise de carbonatação em corpos-de-prova extraídos da peça) e os não destrutivos (ex: ultrassonografia e esclerometria). Outra observação a ser feita é que não faz parte do escopo do já mencionado estudo de caso apresentar uma planilha de custos e quantitativos estimados de materiais, mão de obra e equipamentos necessários para o reparo e recuperação da estrutura de concreto enferma.

1.5 Estrutura do trabalho

Este trabalho foi estruturado em cinco capítulos. O Capítulo 1 é constituído pela introdução e justificativa do trabalho, definição dos objetivos (geral e específicos), exposição das limitações do trabalho e estruturação do mesmo.

No Capítulo 2, através de revisão bibliográfica, são apresentados alguns conceitos fundamentais, tais como vida útil, durabilidade, desempenho das estruturas, patologias das construções, sintomas, reparo e recuperação estrutural, etc. Também são descritos, com maior nível de detalhamento, os principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado (relacionados às causas de natureza mecânica, física, química e eletroquímica), além da recomendação de medidas preventivas diante dos fenômenos patológicos apresentados.

O Capítulo 3 consiste em um estudo de caso teórico sobre uma estrutura de concreto armado deteriorada, analisada sob o enfoque da tríade *inspeção-diagnóstico-intervenção*. Portanto, no presente capítulo, é proposto não apenas a análise das causas, mecanismos e sintomas da degradação da peça, mas também a aplicação de uma metodologia para reparo e recuperação da estrutura degradada, seguindo as orientações de especialistas em patologias e recuperação das estruturas de concreto.

No Capítulo 4 são apresentadas as conclusões do trabalho. Finalmente, no Capítulo 5, são descritas as referências bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Durabilidade, vida útil e desempenho das estruturas de concreto armado

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), **durabilidade** é a capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. A supracitada norma técnica também menciona que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Para o comitê 201.2R do *American Concrete Institute*, a durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como sua capacidade de resistir ao intemperismo, ataque químico, desgaste por abrasão ou qualquer outro processo de deterioração, retendo a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização, quando exposto ao ambiente de trabalho (ACI, 2001). Gaspar (1988), por sua vez, define durabilidade como a capacidade de manter em serviço e com segurança uma estrutura, durante um tempo especificado ou período de vida útil em um determinado meio ou entorno, mesmo que este meio seja desfavorável ao concreto. O autor acrescenta que a durabilidade de uma estrutura de concreto armado é função de uma série de fatores relacionados com a qualidade do concreto e sua interação com o ambiente externo.

Nota-se, nesta última definição de durabilidade, a expressão “vida útil”. Trata-se de outro importante conceito, intimamente relacionado ao de durabilidade. Monteiro (2002) define **vida útil** como o período no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para as quais foi projetada. Para Oliveira Andrade (2005), vida útil de projeto é a etapa em que os agentes agressivos ainda estão penetrando através da rede de poros do cobrimento, sem causar danos efetivos à estrutura. O autor menciona que o valor usualmente adotado para a vida útil nas estruturas de concreto armado convencionais é de 50 anos, enquanto que para pontes tal período pode se estender para 100 anos, podendo chegar a 200 anos no caso das barragens. Outra definição é a da NBR 6118 (ABNT, 2003) – “por vida útil de projeto, entende-se o

período de tempo durante o qual se mantém as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais”. Percebe-se, no entanto, que nem mesmo a NBR 6118 especifica qual deveria ser esta vida útil. Para Andrade (2005), a dificuldade de especificar e quantificar a vida útil, isto é, de se introduzir o fator “tempo” na abordagem da durabilidade das estruturas de concreto é função da complexidade dos mecanismos de deterioração envolvidos.

Tão importante quanto à durabilidade e à vida útil das estruturas é a questão do **desempenho** da estrutura. Souza e Ripper (1998) o definem como o comportamento em serviço (isto é, relacionado ao uso) de cada produto, ao longo de sua vida útil. Isto significa que, para que um material tenha um desempenho satisfatório, suas propriedades devem permanecer acima dos limites mínimos específicos, durante o período de vida útil. Por exemplo, apesar de a carbonatação não influenciar no seu desempenho mecânico, o concreto só será considerado satisfatório se, num tempo estipulado em projeto, sob a ação agressiva do CO₂ (gás carbônico) no ambiente onde está localizada a estrutura, sua alcalinidade ainda for capaz de proteger a armadura (ANDRADE, 2005).

Acontece, no entanto, que as estruturas e seus materiais deterioram-se mesmo quando existe um programa de manutenção bem definido, sendo esta deterioração, no limite, irreversível. O ponto em que cada estrutura, em função da deterioração, atinge níveis de desempenho insatisfatórios, varia de acordo com o tipo de estrutura. Algumas delas, por falhas de projeto ou de execução, já iniciam as suas vidas úteis de forma insatisfatória, enquanto outras chegam ao final de suas vidas úteis ainda mostrando um bom desempenho. Por outro lado, o fato de uma estrutura, em determinado momento, apresentar-se com desempenho insatisfatório não significa que ela esteja necessariamente condenada. A avaliação desta situação é, talvez, o objetivo maior da Patologia das Estruturas, posto que esta seja a ocasião que requer imediata intervenção técnica, de forma que ainda seja possível reabilitar a estrutura (SOUZA e RIPPER, 1998).

2.2 Conceitos básicos referentes às patologias das construções

O termo patologia é empregado na engenharia civil quando ocorre perda ou queda de desempenho de um produto ou componente da estrutura. Esse termo foi extraído da área da saúde e identifica o estudo das doenças, seus sintomas e natureza das modificações que elas provocam no organismo (ANDRADE e SILVA, 2005).

Paralelamente, designa-se por Patologia das Estruturas o campo da engenharia civil que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrências das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas (SOUZA e RIPPER, 1998).

Numa estrutura, um sintoma, para ser considerado patológico, deve comprometer algumas das exigências de construção, seja de capacidade mecânica, funcional ou estética. Como a patologia pode ser influenciada pelo comportamento da estrutura em uso, pelo tempo e pelas condições de exposição, percebe-se, portanto, que há uma forte relação entre a patologia e desempenho, vida útil e durabilidade da edificação (ANDRADE e SILVA, 2005).

Andrade e Silva (2005), citando outros autores, procuram definir alguns conceitos fundamentais usados para expressar as patologias encontradas, tais como:

- Anomalia ou sintoma: é a indicação sintomática da ocorrência de um defeito;
- Defeito: não conformidade de qualquer característica do material, em desacordo com sua especificação, indicando um desvio no seu comportamento previsto, que pode não necessariamente resultar numa falha;
- Falha: qualquer tipo de irregularidade que possa impedir o normal funcionamento da estrutura;
- Reparo: é a ação que busca devolver a um elemento ou estrutura a condição de estabilidade prevista no projeto original, reduzida ao longo da sua utilização.
- Causa da deterioração: refere-se à natureza da degradação, podendo ser mecânica, física, química, eletroquímica e biológica (adaptado de ANDRADE, 2005; AGUIAR, 2006).
- Origem da deterioração: está relacionada com as fases ou etapas do ciclo de vida da estrutura em que surgiu a patologia (fase de projeto, execução, etc.).

2.3 Princípio fundamental da deterioração das estruturas de concreto armado

O concreto é um material obrigatoriamente poroso. Os vazios presentes são de origens diversas, tais como o excesso de água de mistura (necessária à obtenção da trabalhabilidade conveniente), diminuição de volume que acompanha a hidratação do cimento, ar incorporado durante a operação de mistura, erro na dosagem dos insumos, etc. Como esses vazios são geralmente interligados, o concreto é normalmente permeável aos líquidos e gases (BAUER, 2008).

Nepomuceno (2005) afirma que a degradação das estruturas de concreto armado se dá pela penetração de substâncias na forma de gases, vapores e líquidos, através dos poros e fissuras. A umidade relativa, periodicidade das chuvas, orientação dos ventos, temperatura e concentrações de substâncias agressivas presentes no meio, etc., além das características dos materiais constituintes do concreto e de seus poros, são fatores importantes na interação entre o meio ambiente e o concreto. Para Lima (2005), ainda que o concreto tenha sido devidamente especificado e executado, faz-se necessário conhecer o meio ambiente e sua interação (do ponto de vista físico e químico) com a estrutura, cuja vida útil pode ser significativamente reduzida devido à influência ambiental.

A deterioração do concreto raramente ocorre devido a uma causa isolada. Um concreto pode, muitas vezes, ser satisfatório, mas um único fator adverso suplementar pode provocar a sua deterioração. A permeabilidade é o principal determinante da vulnerabilidade aos agentes externos. Logo, para ser durável, o concreto deve ser impermeável (RIBEIRO, PINTO e STARLING, 2002).

A permeabilidade do concreto, por sua vez, não é uma função simples da porosidade, mas depende também das dimensões, distribuição, forma, tortuosidade (do caminho a ser percorrido pelos fluidos) e continuidade dos poros (NEVILLE, 1997), além de depender da interconectividade da rede capilar. Portanto, pode-se ter dois concretos distintos, com a mesma porosidade, mas com valores típicos de coeficientes de permeabilidade bem diferentes (CAVALCANTI FILHO, 2010). Logo, a impermeabilidade do concreto deve ser a primeira linha do sistema de defesa contra qualquer processo físico-químico de deterioração (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Não é difícil entender que quanto mais permissivo um concreto for ao transporte interno de água, gases e outros agentes agressivos, maior será a probabilidade da sua degradação, bem como da do aço que deveria proteger. Também não deve ser difícil concluir que, nestes casos, a degradação dependerá, diretamente, de dois fatores: permeabilidade do concreto e condições ambientais da superfície. Como, em geral, não se poderá lidar com a melhoria das condições ambientais, a única saída, neste sentido, para se evitar a degradação dos concretos, é a redução, ao menor nível possível, da sua permeabilidade (SOUZA e RIPPER, 1998).

Cascudo (1997) também afirma que o transporte de líquidos, gases e demais agentes agressivos é influenciado pela estrutura porosa da pasta de cimento endurecida. Souza e Ripper (1998), por sua vez, afirmam que a estrutura porosa deve ser entendida tanto pela distribuição gradual (dimensões) dos poros quanto pela porosidade aberta (interconexão ou interligação entre os poros, por meio de canais). Cascudo (1997) entende que a porosidade aberta possibilita o transporte das substâncias e caracteriza a permeabilidade da pasta, ao passo que a distribuição gradual interfere na velocidade de transporte.

Os poros na pasta de cimento podem ser classificados, conforme Figura 2.1, em: *poros de ar aprisionado* (decorrentes do processo de adensamento), *poros de ar incorporado* (decorrentes do uso de aditivos incorporadores de ar), *poros capilares* (oriundos da saída de água livre do concreto) e *poros de gel* (devido à água de gel), tendo os três primeiros tipos maior relevância para a durabilidade do concreto (CASCUDO, 1997).

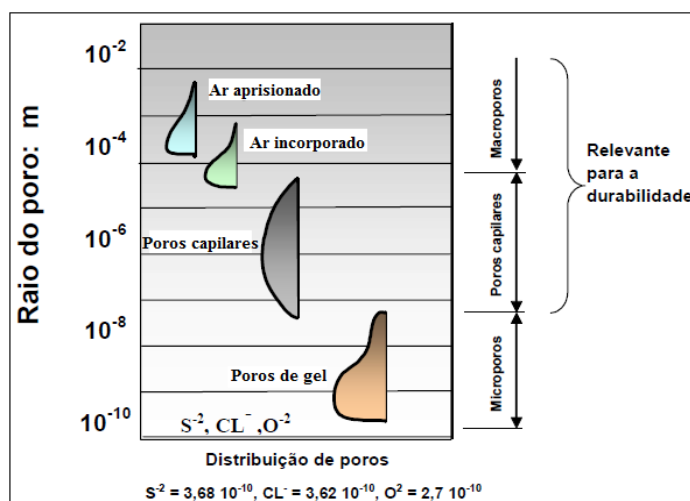


Figura 2.1: Dimensões dos poros. Fonte: adaptado de Cascudo (1997) *apud* POLITO (2006).

2.4 Causas, mecanismos e sintomas da degradação do concreto armado

É indispensável o conhecimento das causas da deterioração do concreto, não apenas para que se possa proceder aos reparos exigidos, mas também para se garantir que, depois de reparada, a estrutura não volte a se deteriorar (SOUZA e RIPPER, 1998).

Este trabalho foi desenvolvido a partir das quatro principais causas responsáveis pela redução da durabilidade do concreto armado, as quais podem ser classificadas, de acordo com sua natureza, em:

- ✚ Causas mecânicas;
- ✚ Causas físicas;
- ✚ Causas químicas;
- ✚ Causa eletroquímica (referente à corrosão eletroquímica).

Para toda a causa da deterioração existe um ou mais agentes atuantes que, por meio de mecanismos de degradação, interagem com o concreto e o aço, reduzindo, gradativamente, o seu desempenho (ANDRADE, 2005).

A água participa como agente da deterioração em quase todos os mecanismos de degradação do concreto. Evitar o contato da estrutura com a água, desde que possível, é uma forma eficiente de evitar sua deterioração (ANDRADE, 2005).

A seguir serão apresentadas, de forma resumida, na Tabela 2.1, as quatro principais causas de degradação do concreto armado, os mecanismos de deterioração, os respectivos sintomas e os locais diretamente afetados.

Tabela 2.1: Causas, mecanismos e sintomas da deterioração do concreto armado.
Fonte: adaptado de Andrade (2005) e Andrade e Silva (2005).

CAUSA DA DETERIORAÇÃO	MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO		SINTOMAS	AFETA DIRETAMENTE
MECÂNICA	CHOQUES E IMPACTOS		Fissuração e lascamento do concreto; possível perda de armadura	Peça estrutural (concreto + armadura)
	RECALQUE DIFERENCIAL DAS FUNDAÇÕES			
	ACIDENTES IMPREVISÍVEIS			
FÍSICA	DESGASTE SUPERFICIAL	ATRITO	Desgaste superficial do concreto	Concreto
		ABRASÃO EROSÃO		
	CAVITAÇÃO		Fissuração e escamamento do concreto	Concreto
	CRISTALIZAÇÃO DE SAIS NOS POROS DO CONCRETO			
	RETRAÇÃO HIDRÁULICA DO CONCRETO FRESCO	ASSENTAMENTO PLÁSTICO	Fissuração do concreto	Concreto
GRADIENTE TÉRMICO	RETRAÇÃO PLÁSTICA	Fissuração do concreto	Concreto	
	RETRAÇÃO TÉRMICA			
DILATAÇÃO TÉRMICA		Fissuração do concreto	Concreto	
AÇÃO DO FOGO (INCÊNDIO)		Fissuração; desidratação da pasta de cimento; expansão dos agregados; e desagregação do concreto; ruptura e colapso da armadura	Peça estrutural (concreto + armadura)	
QUÍMICA	REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO		Expansão e fissuração do concreto	Concreto
	HIDRATAÇÃO DOS ÓXIDOS DO CIMENTO MgO e CaO			
	ATAQUE POR SULFATOS		Decomposição química da pasta; despassivação do aço; expansão, fissuração, desintegração, perda de resistência e de massa do concreto	Concreto
	ATAQUE POR ÁCIDOS		Decomposição química, dissolução e lixiviação; ou decomposição química, expansão, fissuração e desagregação do concreto	Concreto (o HCl, por sua vez, ataca ambos - concreto e aço)
	ÁGUA PURA		Decomposição química, dissolução e lixiviação da pasta de cimento; eflorescência, estalactite e estalagmite	Concreto
	CARBONATAÇÃO		Redução progressiva do pH do concreto e despassivação do aço, abrindo caminho para a corrosão do aço	Inicialmente o concreto; posteriormente o aço
ATAQUE POR CLORETOS		Despassivação do aço; posteriormente, corrosão das armaduras (processo eletroquímico)	Inicialmente o aço; posteriormente o concreto	
ELETROQUÍMICA	CORROSÃO DAS ARMADURAS		Deterioração e perda de seção do aço; perda da aderência aço-concreto; expansão, fissuração e lascamento do concreto	Inicialmente o aço; posteriormente o concreto

2.4.1 Causas mecânicas

Para Souza e Ripper (1998), tais causas referem-se às solicitações mecânicas às quais as estruturas de concreto estão sujeitas, devido a:

- Choques e impactos (por veículos automotores, por exemplo);
- Recalque diferencial das fundações;
- Acidentes imprevisíveis (inundações, grandes tempestades, explosões e abalos sísmicos).

Além de comprometer a capacidade resistente da estrutura (ANDRADE, 2005), facilitam a entrada de agentes agressivos na estrutura danificada, principalmente quando o concreto e a armadura ficam expostos devido ao impacto das solicitações.

As estruturas usualmente afetadas são: guarda-corpos, guarda-rodas de viadutos (Figura 2.2), pilares de garagem (Figura 2.3), fundações, etc. Dentre os principais sintomas, citam-se a fissuração e o lascamento do concreto (ANDRADE, 2005).



Figura 2.2: Guarda-rodas rompido por batida de veículos em viaduto de Belo Horizonte (MG).

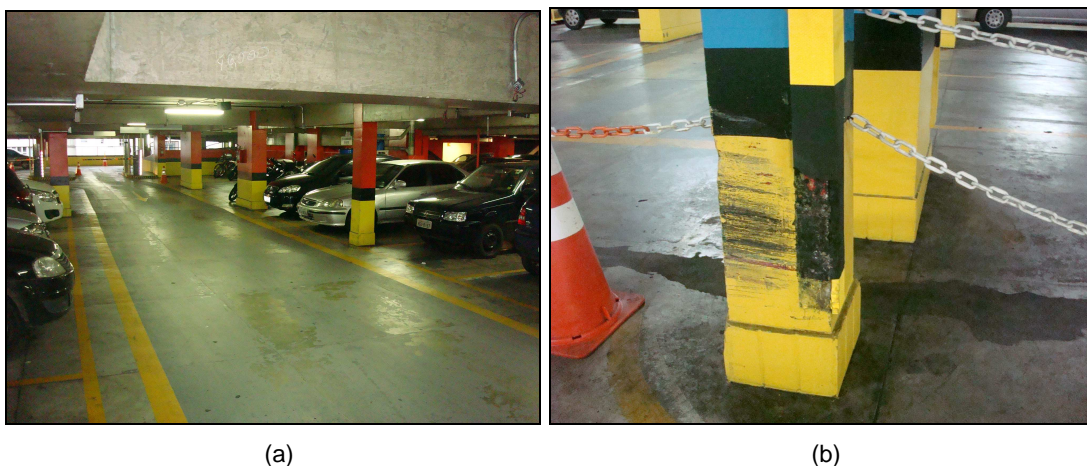


Figura 2.3: Pilares de estacionamento, em (a) e (b), constantemente sujeitos a impactos por veículos.

Quanto às ações preventivas para causas mecânicas da deterioração, seria inviável técnica e economicamente projetar e executar estruturas de concreto que suportem explosões, furacões, inundações, batidas de automóveis, etc. Todavia, pode-se adotar medidas preventivas específicas para algumas situações particulares. Por exemplo, quanto aos pilares de garagem, pode-se adotar revestimento de borracha (até determinada altura) para protegê-los contra os choques de veículos (SOUZA e RIPPER, 1998), conforme Figura 2.4.

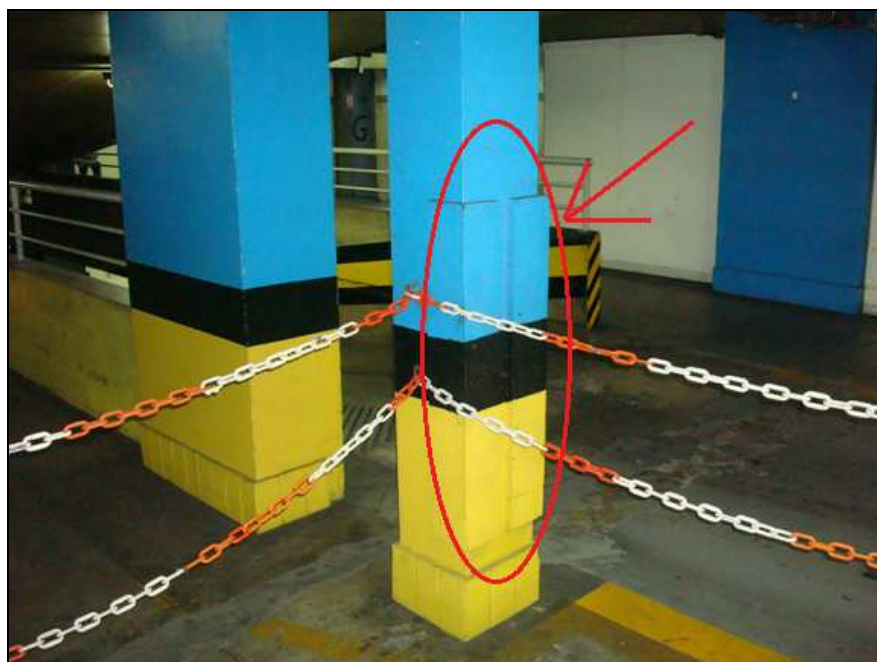


Figura 2.4: Revestimento de borracha para proteger pilares de estacionamento.

2.4.2 Causas físicas

Souza e Ripper (1998) entendem que as causas físicas intrínsecas ao processo de deterioração da estrutura são resultantes da variação extrema da temperatura, da ação do vento, da água (sob a forma de chuva, gelo e umidade) e do fogo.

2.4.2.1 Desgaste superficial por abrasão, erosão e cavitação

A abrasão é o processo que causa desgaste superficial no concreto por esfregamento, enrolamento, escorregamento ou fricção constante (BAUER, 2002 *apud* AGUIAR, 2006), em ambiente seco, resultando no rompimento ou arrancamento dos grãos dos agregados. Logo, a resistência à abrasão é uma característica importante nas superfícies sujeitas à movimentação de cargas (BAUER, 2008).

A origem do desgaste por abrasão se dá pelo mecanismo de fricção ou atrito, a seco, que tem como agente qualquer material abrasivo, proveniente do tráfego de pessoas, veículos, ou até mesmo pela ação do vento, provocando perda de material e geração de pó. Esse tipo de desgaste pode ser severo em pisos industriais, onde a ação de rodas de aço ou de borracha rígida de veículos é extremamente crítica, ou em pavimentos rodoviários e calçadas (ANDRADE, 2005).

A resistência do concreto ao desgaste por abrasão está integralmente relacionada à sua resistência superficial, dureza e resistência à compressão, propriedades que, por sua vez, dependem da qualidade da pasta de cimento e das características dos agregados.

Portanto, quanto maior a dureza e menor a porosidade da pasta de cimento, maior será a resistência do concreto à abrasão (ANDRADE, 2005). A utilização de agregados mais duros e de maior tamanho do grão diminui o desgaste à abrasão (BAUER, 2008).

Ressalta-se que o desgaste por abrasão não está associado à perda de desempenho mecânico da estrutura ou do elemento de concreto, mas sim à perda de desempenho quanto à funcionalidade (ANDRADE, 2005).

As estruturas usualmente sujeitas ao desgaste por abrasão são: pisos industriais, pavimentos rodoviários e de estacionamento (Figuras 2.5 e 2.6), pontes, calçadas, etc. O sintoma característico, por sua vez, é o desgaste superficial propriamente dito.



Figura 2.5: Desgaste superficial por abrasão em pavimento de concreto. Fonte: AGUIAR (2006).



Figura 2.6: Desgaste por abrasão em pavimento de estacionamento de supermercado. Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 30/12/2011).

Para melhorar a resistência à abrasão das superfícies de concreto, aconselha-se evitar, ao máximo, a segregação e a exsudação do concreto, através das seguintes medidas (adaptado de ANDRADE, 2005):

- Cuidado no lançamento do concreto, para evitar segregação;
- Garantir a qualidade, coesão e maior envolvimento dos agregados pela pasta de cimento;
- Empregar dosagem bem proporcionada e utilizando o abatimento o mais baixo possível (desde que não prejudique o lançamento e acabamento do concreto);
- Evitar excesso de vibração, que também resulta em segregação e exsudação;
- Respeitar o tempo de cura do concreto para garantir a máxima hidratação do cimento na superfície, potencializando a dureza e a resistência superficial do concreto.

Já o desgaste por erosão também ocorre por atrito (assim como o desgaste por abrasão), só que em ambiente molhado (ao passo que, por abrasão, ocorre em ambiente seco).

Este mecanismo de degradação (desgaste por erosão) se origina na ação da água em movimento, que arrasta partículas sólidas em suspensão, como: areia, cascalho, pedras e outros objetos, os quais se chocam contra a superfície do concreto, provocando o desgaste por colisão, escorregamento ou rolagem (ANDRADE, 2005).

Numa definição semelhante, Andrade (1992) *apud* Aguiar (2006) afirma que o desgaste por erosão é aquele causado pela passagem abrasiva dos fluidos contendo partículas finas suspensas (conforme Figura 2.8), sendo influenciado pela velocidade da água, pela qualidade do concreto e pelas características das partículas transportadas (massa específica, quantidade, forma, dureza, etc.).

As estruturas de concreto usualmente sujeitas ao desgaste por erosão são: galerias de águas pluviais (Figura 2.7), barragens, calhas de vertedouros, canais de irrigação, pilares de pontes, etc. (ANDRADE, 2005). O sintoma típico é a degradação superficial propriamente dita da estrutura.



Figura 2.7: Desgaste superficial por erosão em galeria pluvial em Belo Horizonte (MG).
Fonte: AGUIAR (2011).

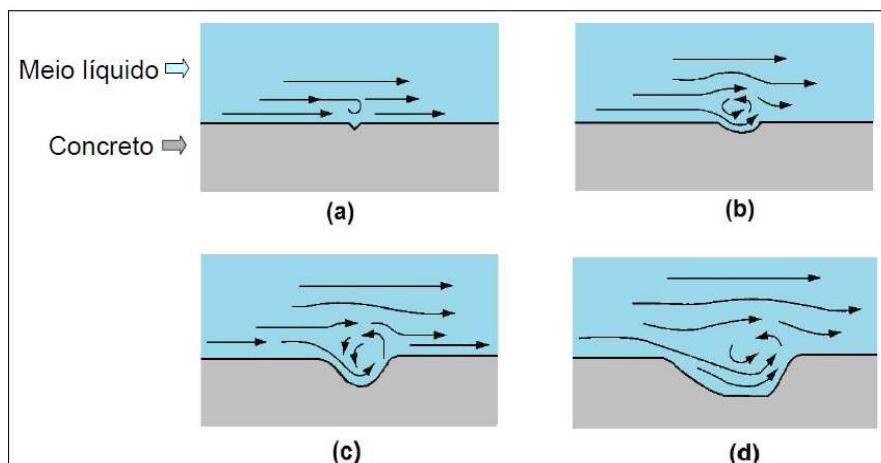


Figura 2.8: Evolução do desgaste superficial por erosão: movimento relativo do líquido e/ou atrito de partículas suspensas neste contra a superfície de concreto.
Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 30/12/2011).

O comitê ACI 210R (ACI, 1993 *apud* ANDRADE, 2005) recomenda que, para se obter um concreto resistente à erosão, deve-se empregar agregados de diâmetros máximos maiores e de elevada dureza, além de utilizar pasta de cimento de baixo fator a/c.

Outra forma conhecida de desgaste superficial, segundo Andrade (1992) *apud* Aguiar (2006), é aquela que ocorre por cavitação. Trata-se da 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, tal como no rebaixo brusco da Figura 2.9.

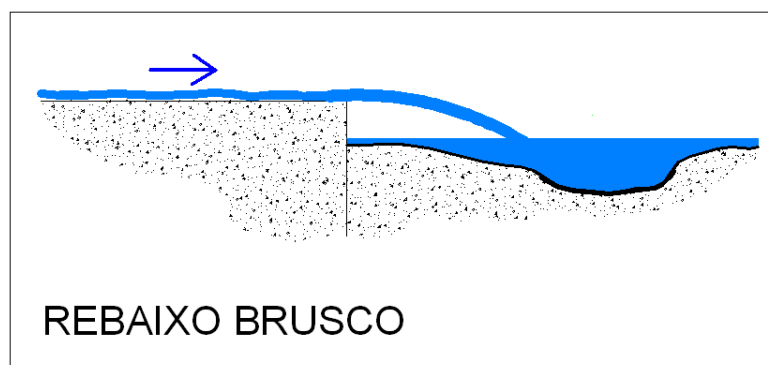


Figura 2.9: Rebaixo brusco responsável pela implosão de bolhas de vapor na cavitação. Fonte: AGUIAR (2011).

A implosão ou colapso das bolhas de vapor ocorre quando as mesmas (formadas em região de baixa pressão do fluxo de água) se deslocam para regiões de alta pressão no interior do fluxo, conforme Figura 2.10. Quando as bolhas implodem ou colapsam, perto ou contra a superfície do concreto, é gerada uma pressão bem elevada em uma pequena área. A sucessão dos impactos de alta energia tem a capacidade de danificar quase qualquer material sólido (ANDRADE, 2005), de acordo com Figura 2.11.

Segundo Metha e Monteiro (1994), a cavitação só ocorre em fluxos d'água com velocidade acima de 12 m/s, podendo ocorrer em condutos fechados, com velocidade de 7 m/s.

As estruturas de concreto sujeitas à cavitação são aquelas que estão em contato com fluxos de água com velocidade elevada, nas quais há mudança brusca de direção do escoamento (com ou sem a presença de degraus), tais como vertedouros, bacias de dissipação, condutos forçados, etc.

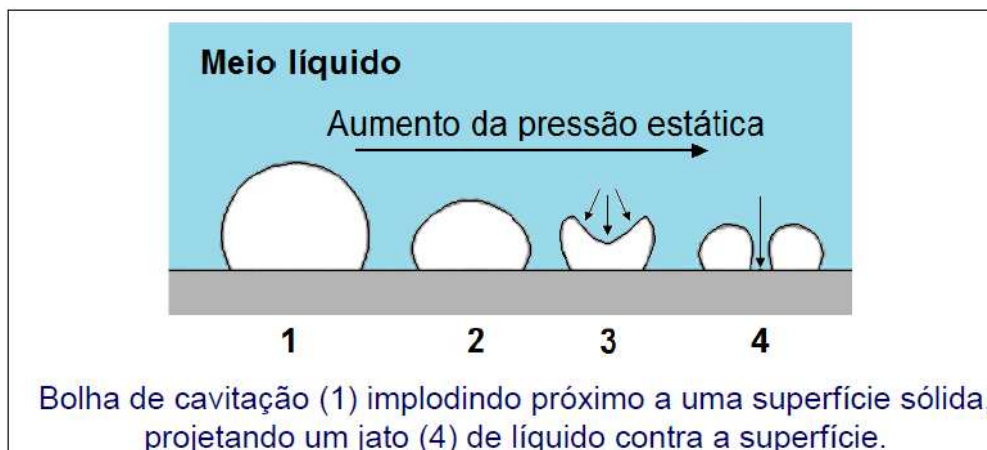


Figura 2.10: Implosão de minúsculas bolhas de cavitação próximas à superfície de concreto.
 Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 30/12/2011).



Figura 2.11: Efeitos da implosão das bolhas de cavitação em bacia de dissipação.
 Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 30/12/2011).

O desgaste por cavitação pode ser minimizado mediante o uso de concretos dosados para tal solicitação. Entretanto, as medidas mais eficientes seriam aquelas que visam eliminar ou reduzir – desde que possível – as causas que geram a cavitação, tais como as irregularidades na superfície e mudanças bruscas de declividade (ANDRADE, 2005).

2.4.2.2 Cristalização de sais nos poros do concreto

Ocorre devido ao contato das estruturas de concreto (tais como tanques industriais ou estruturas marítimas) com soluções super-saturadas. No caso das estruturas em contato com a água do mar, o mecanismo de degradação via cristalização de sais nos poros do concreto ocorre através dos choques das ondas e dos ciclos alternados de molhagem e secagem, por causa do fenômeno das marés, segundo Souza e Ripper (1998).

Neste caso, ocorre, no interior dos poros capilares interconectados do concreto, a cristalização dos sais (remanescentes da contínua evaporação e posterior reidratação com água salina pela estrutura). Esse fenômeno gera tensões internas suficientemente grandes para que ocorra fissuração da estrutura.

Os concretos sujeitos à ação física da cristalização dos sais são aqueles com elevada relação água/cimento (isto é, concretos porosos e permeáveis) e que estejam em contato com soluções de alta concentração salina. A condição crítica ocorre quando são expostos a períodos de secagem e umedecimento, favorecendo a cristalização, ou quando possuem superfícies com condições diferenciadas de saturação e aeração. Essas condições geram o fluxo da solução, com a percolação em uma das faces e a evaporação na face oposta, fazendo com que haja um aumento contínuo da concentração salina (ANDRADE, 2005).

Além da fissuração, outra manifestação patológica derivada da cristalização de sais nos poros do concreto é o escamamento / descamamento por sal, sintoma típico de um concreto poroso exposto a sais hidratáveis, como o sulfato de sódio ou o carbonato de sódio (MAGALHÃES, 2011).

A cristalização de sais nos poros pode ser minimizada se forem tomados cuidados na confecção do concreto, de modo a produzi-lo menos poroso e permeável, diminuindo a relação água/cimento (ANDRADE, 2005).

2.4.2.3 Retração hidráulica do concreto no estado fresco

O fenômeno que causa a fissuração do concreto no estado fresco (antes do fim da pega do cimento) é conhecido como retração plástica, a qual ocorre por meio da rápida evaporação da água da superfície exposta do concreto não endurecido. Essa perda de água, por sua vez, se dá pela exposição às intempéries (vento, baixa umidade relativa e aumento da temperatura ambiente), originando tensões que tracionam a peça de concreto, gerando variação volumétrica e fissuração. (HASPARYK *et al.*, 2005). A retração plástica também é conhecida como “retração hidráulica do concreto fresco”.

Durante o lançamento e adensamento do concreto, pode ocorrer a sedimentação das partículas sólidas (por gravidade) e a exsudação (ascensão) do ar aprisionado e da água para a superfície do concreto fresco, fenômeno que por si só já produz fissuração por assentamento plástico. Se a evaporação da água da superfície for mais rápida do que a exsudação, podem ocorrer fissuras por retração plástica.

Na verdade, segundo Hasparyk *et al.* (2005), o nome apropriado para a retração plástica seria “*contração Le Chatelier*”, visto que, durante as reações de hidratação do cimento, antes da pega, a peça de concreto sofre uma ligeira redução de volume.

As fissuras por retração plástica são superficiais, de pequena profundidade e normalmente espaçadas entre si de 30 cm a 1,0 m, relativamente paralelas entre si, de acordo com as Figuras 2.12 e 2.13.

Pode-se dizer que todas as estruturas de concreto armado, independente do porte e das dimensões, estão sujeitas à retração hidráulica.

Medidas para prevenir a retração plástica (adaptado de MEHTA e MONTEIRO, 1994):

- Umedecer as fôrmas;
- Umedecer os agregados quando secos;
- Construir quebra-vento temporário (para reduzir velocidade do vento sobre superfície do concreto) e proteção contra o sol;
- Evitar a exsudação da água do concreto ao se tomar cuidados apropriados durante o lançamento e o adensamento do concreto;

- Manter baixa a temperatura do concreto fresco pelo resfriamento dos agregados e da água de amassamento;
- Iniciar a cura imediatamente após o término da pega (concreto já endurecido);
- Prazo sugerido para cura do concreto (adaptado de SOUZA e RIPPER, 1998):
 - Clima seco / quente / ventoso e agressividade ambiental normal: 1 a 3 dias;
 - Clima úmido e elevada agressividade ambiental: 5 a 7 dias;
 - Clima seco / quente / ventoso e elevada agressividade ambiental: 10 a 14 dias

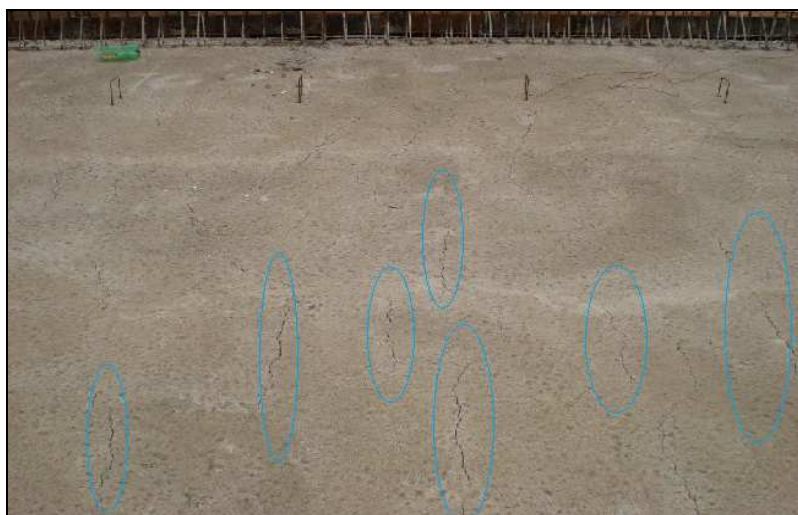


Figura 2.12: Fissuração por retração plástica do concreto fresco. Fonte: AGUIAR (2011).



Figura 2.13: Típicas fissuras por retração plástica do concreto no estado fresco. Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 31/01/2012).

2.4.2.4 Gradiente térmico

Nesse item serão tratados os dois principais mecanismos de deterioração do concreto armado devido aos gradientes térmicos: a *retração térmica* (afeta o concreto no estado fresco) e a *dilatação térmica* (afeta o concreto no estado endurecido):

a) Retração de origem térmica

Segundo os autores Hasparyk *et al.* (2005) e Emmons (1993), após o lançamento do concreto fresco, iniciam-se as reações de hidratação do cimento, as quais são exotérmicas, isto é, liberam grande quantidade de calor. Esse calor gerado, por sua vez, eleva de forma considerável a temperatura do concreto fresco durante as primeiras horas. Entretanto, devido à interação com as condições climáticas do ambiente, a temperatura do concreto fresco sofre grande redução, e seu volume diminui, isto é, a peça se contrai, originando tensões térmicas que irão tracioná-la, gerando fissuração de origem térmica (já que o movimento da estrutura está restringido pela base), conforme Figura 2.15.

Sabendo que a temperatura interna do concreto fresco é alta (por causa das reações de hidratação do cimento), ressalta-se que, se a temperatura externa também for elevada, maior será a degradação à qual a estrutura estará sujeita. Tal peculiaridade deve-se à seguinte lógica: quanto maior for o gradiente térmico (ou seja, a variação da temperatura do concreto), maiores serão as trações térmicas que irão tracionar a peça. Por conseguinte, maior será o esforço exercido pela base para restringir a expansão da peça e, naturalmente, maior será a fissuração no concreto armado.

Graça *et al.* (2005) mostram, através da Figura 2.14, que é melhor executar a concretagem à noite do que de dia, visto que a variação da temperatura no concreto, no período noturno, é inferior à variação diurna, o que implicaria em menor possibilidade de haver fissuração caso o lançamento do concreto fosse feito à noite.

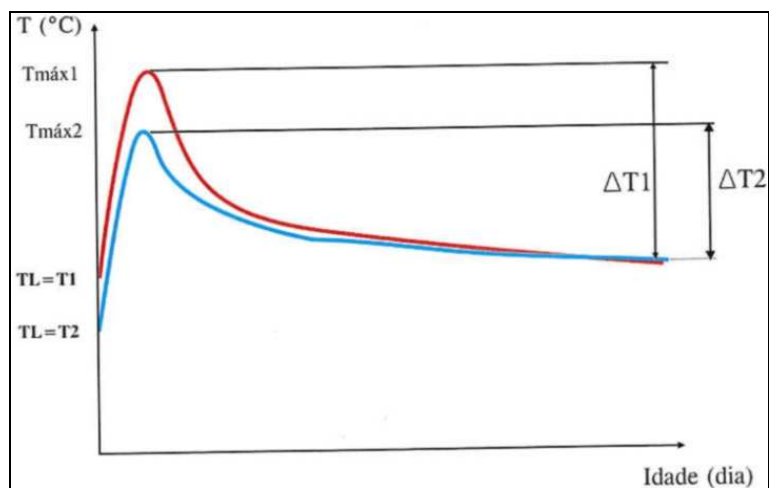


Figura 2.14: Temperatura de lançamento (TL) do concreto durante o dia (T1) e à noite (T2).
Fonte: GRAÇA *et al.* (2005).

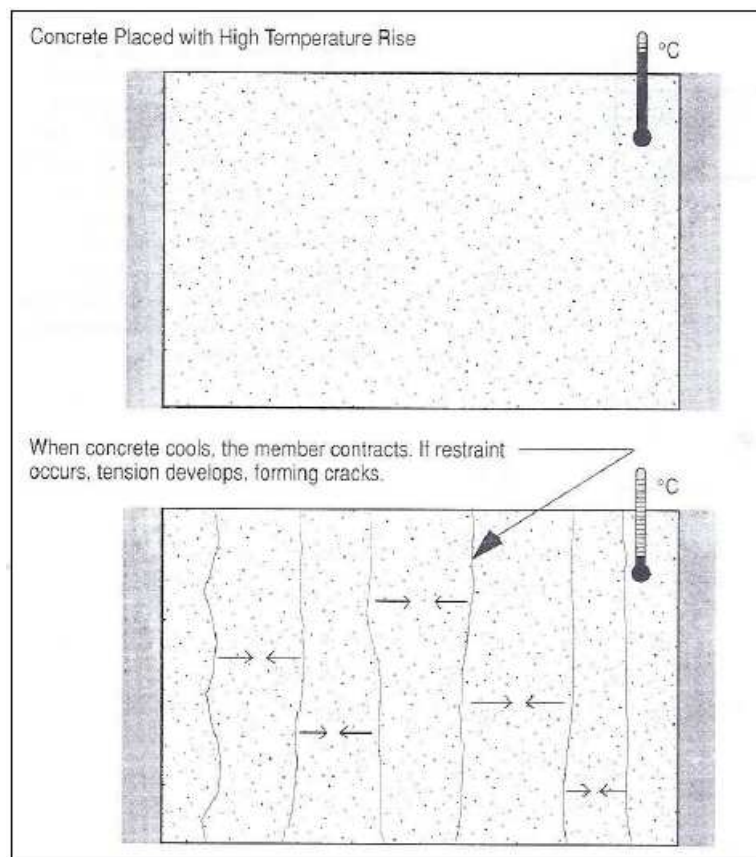


Figura 2.15: Fissuração devido à retração térmica no concreto fresco. Fonte: Emmons (1993).

Estão sujeitas à fissuração por retração térmica principalmente as estruturas de grandes dimensões, tais como barragens, pavimentos, blocos de fundação de grande volume, etc.

Segundo Graça *et al.* (2005), para minimizar os efeitos da retração térmica, algumas medidas preventivas podem ser adotadas, tais como:

- ✓ Uso de cimento com baixo calor de hidratação, com menor teor de C_3A (Aluminato tricálcico), ou ainda cimento CP-IV (cimento Portland pozolânico), visto que a adição de pozolana também reduz o calor de hidratação do cimento;
- ✓ Uso de concreto CCR (concreto compactado a rolo) em substituição ao concreto massa convencional, o que pode resultar em uma redução média da tensão de tração de origem térmica (para estruturas do mesmo tipo) de 2,5 MPa para 1,5 MPa;
- ✓ Uso de agregados graúdos com maiores dimensões ($D_{\text{máx}}$: 50 mm, 76 mm ou 100 mm) para minimizar o consumo de cimento;
- ✓ Uso de aditivos redutores de água para reduzir o consumo de cimento e, conseqüentemente, reduzir o calor liberado na sua hidratação;
- ✓ Adição de sílica ativa no concreto (ou microssílica), material pozolânico oriundo das indústrias de ferro-ligas e silício metálico, com alto teor de SiO_2 (> 85%). Além de reduzir o calor de hidratação do cimento, este material diminui a porosidade e permeabilidade, além de melhorar a aderência pasta/agregado, aumentando, conseqüentemente, a durabilidade, a resistência mecânica e também a resistência à abrasão, além de diminuir a lixiviação.

B) Dilatação térmica

O concreto endurecido, assim como a maioria dos materiais, sofre variação volumétrica quando submetido à variação da temperatura ambiental. Um aumento na temperatura faz estrutura de concreto sofrer expansão. Paralelamente, a estrutura sofre contração (diminuição de volume) quando a temperatura cai (EMMONS, 1993).

Se as contrações e expansões forem restringidas, poderão ocorrer fissuras (AGUIAR, 2006), conforme Figura 2.16.

Emmons (1993) afirma que o coeficiente de dilatação linear térmica do concreto é de $9 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$. Supondo que uma laje específica tenha um vão de 30,5 m, sujeita a uma variação de temperatura de 38°C , então pode-se calcular a dilatação térmica da laje de concreto da seguinte forma:

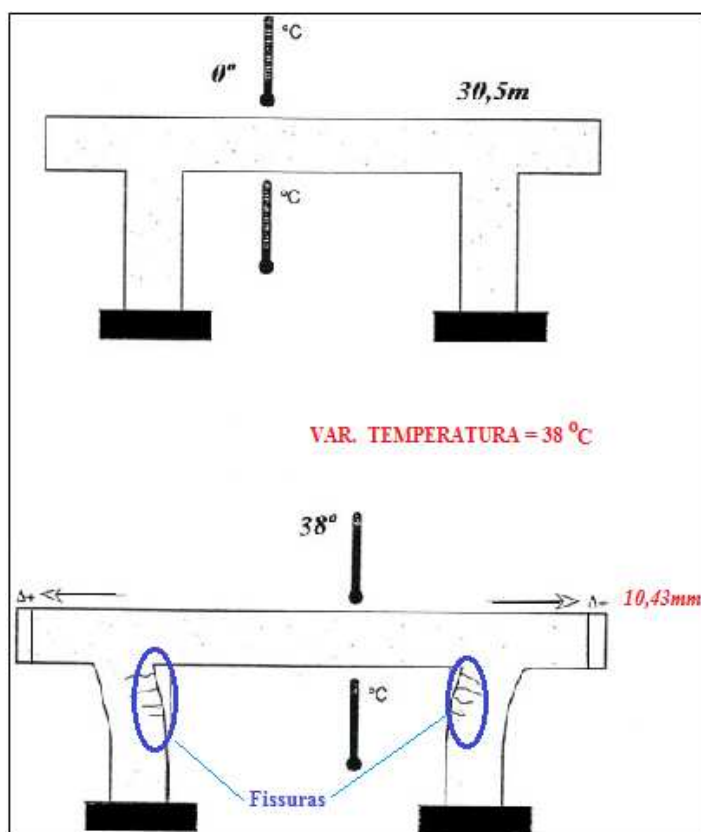


Figura 2.16: Fissuração por restrição à dilatação térmica do concreto endurecido. Fonte: adaptado de Emmons (1993).

$$\Delta L_{\text{TÉRMICO}} = L_0 \times \alpha_{\text{conc}} \times \Delta t$$

Onde:

$$\begin{cases} L_0 = \text{comprimento inicial} = 30,5 \text{ m} = 30500 \text{ mm} \\ \alpha_{\text{conc}} = \text{coeficiente de dilatação térmica do concreto} = 9 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C} \\ \Delta t = \text{variação da temperatura} = 38^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\text{Logo, } \Delta L_{\text{TÉRMICO}} = L_0 \times \alpha_{\text{conc}} \times \Delta t = 30500 \times 9 \times 10^{-6} \times 38 = 10,43 \text{ mm}$$

Portanto, a dilatação linear térmica da laje de concreto em questão será de 10,43 mm.

No caso de pisos e pavimentos rodoviários de concreto, se as contrações e expansões também forem restringidas, ocorrerá o empenamento (levantamento) das peças de concreto, caso não existam juntas de dilatação entre as mesmas (Figura 2.17).

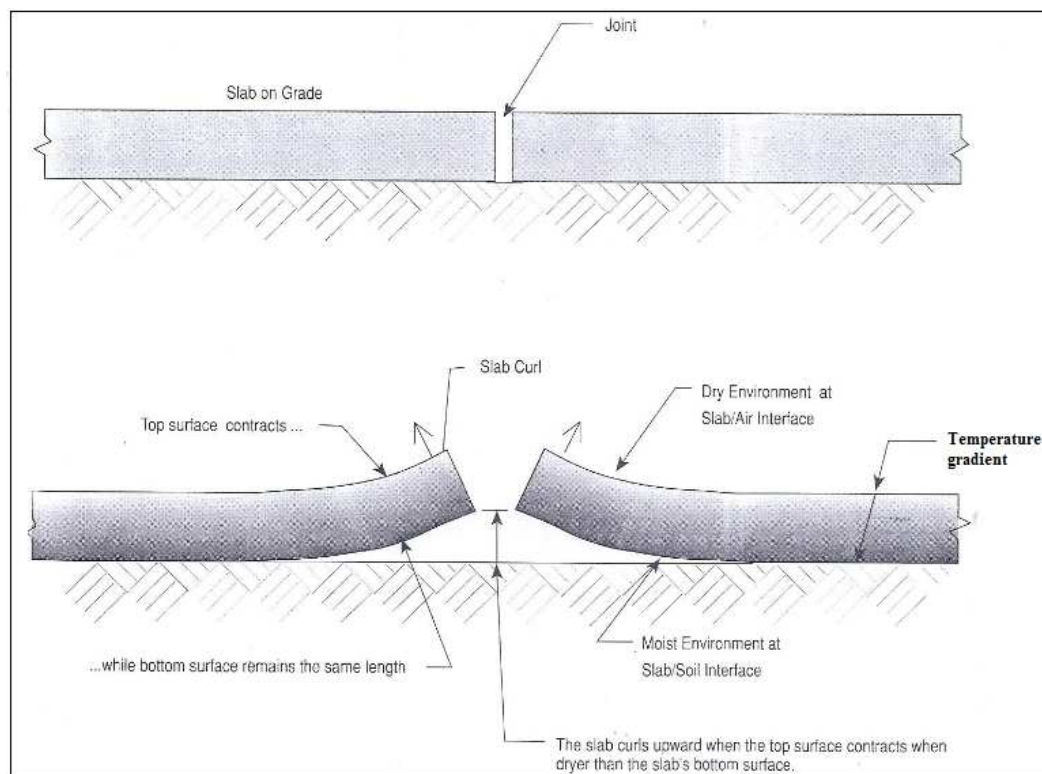


Figura 2.17: Empenamento de lajes de concreto, ao se dilatarem. Fonte: adaptado de Emmons (1993).

As estruturas de concreto usualmente sujeitas à dilatação térmica, conforme mencionado, são pavimentos rodoviários, pisos e grandes lajes.

Para prevenir o empenamento / levantamento dos pavimentos de concreto sujeitos à dilatação térmica, devem ser executadas juntas de dilatação adequadamente espaçadas, levando em conta os elevados gradientes térmicos aos quais o concreto armado está sujeito, além dos coeficientes de dilatação do concreto e do aço, de modo que as juntas possam absorver as deformações térmicas dos materiais (GRAÇA *et al.*, 2005).

2.4.2.5 Ação do fogo

Com uma certa periodicidade, no mundo, incêndios de grandes proporções em estruturas de concreto são noticiados, envolvendo perdas humanas e materiais. No Brasil, os dois mais famosos incêndios aconteceram na cidade de São Paulo. Em 1972, o edifício Andraus, de 31 pavimentos, queimou durante 4 horas ininterruptas, ceifando a vida de 16 pessoas. Em 1974, no edifício Joelma, morreram 188 pessoas. Em ambos os casos, apesar da grande intensidade dos incêndios, as estruturas de concreto suportaram satisfatoriamente a ação do fogo. Entretanto, apesar de as estruturas de concreto armado possuírem excelente resistência ao fogo, nem sempre resistem aos danos provocados. Com o tempo de exposição, o processo de degradação é inevitável e crescente, ocorrendo perda da capacidade resistente e redução da rigidez dos elementos da estrutura, devido à degradação simultânea do concreto e do aço (ANDRADE, 2005).

Embora a ação do fogo não se propague facilmente para o interior da massa do concreto, quando a estrutura é submetida a altas temperaturas por um certo período de tempo, há uma perda significativa da resistência do concreto, conforme Tabela 2.2. Durante o incêndio, a estrutura absorve calor, o que gera expansão térmica. Ocorre então uma expansão diferenciada entre a massa de concreto e o aço, prejudicando a aderência e originando tensões internas que levam o concreto a se desagregar, expondo a armadura diretamente à ação do fogo (SOUZA e RIPPER, 1998).

A utilização de concretos com maior resistência mecânica permite a concepção de elementos estruturais cada vez mais esbeltos, isto é, com menores áreas de seção transversal maiores comprimentos. Entretanto, peças de menor massa e volume se aquecem rapidamente, antecipando a degradação do concreto ao fogo, resultando em '*pop-outs*' (pipocamentos) e '*spalling*' (lascamentos) mais frequentes até a exposição das armaduras (COSTA e SILVA, 2002).

De acordo com os autores Cánovas (1988) *apud* Aguiar (2006), Costa e Silva (2002), Marcelli (2007) e Bauer (2008), o comportamento dos componentes do concreto armado em situação de incêndio pode ser descrito da seguinte forma:

- **À 100°C:**
 - resistência mecânica da peça permanece inalterada;
- **Entre 100°C e 200°C:**
 - água livre (ou capilar) começa a evaporar, assim como uma parte da água adsorvida (ligada fisicamente), o que implica em uma ligeira retração da peça (diminuição de volume), gerando microfissuras;
 - resistência mecânica do aço permanece inalterada; já a do concreto reduz pouco (15%) em relação ao valor inicial
- **Entre 200°C e 300°C:**
 - a perda de água livre (capilar) é completa. Evaporação da água adsorvida continua;
 - composição química do cimento não sofre alteração, pois água ligada quimicamente não sofre alteração;
 - resistência mecânica do aço não sofre alteração; já a do concreto reduz cerca de 25% em relação ao valor inicial;
- **Entre 300°C e 400°C:**
 - perda da água adsorvida (água ligada fisicamente ou água de gel do cimento) é completa, surgindo as primeiras fissuras na matriz do concreto;
 - resistência mecânica sofre sensível redução;
- **À 400°C:**
 - O aço começa a perder sua resistência mecânica (Figura 2.18), e a aderência aço-concreto reduz significativamente;
 - Inicia-se a perda da água ligada quimicamente (água de constituição do hidróxido de cálcio), devido à decomposição (ou desidratação) do hidróxido de cálcio, produzindo óxido de cálcio + água vaporizada. Trata-se da calcinação do cimento.
- **À 500°C:**
 - ruptura / colapso do aço, e a resistência à compressão do concreto é de cerca de 50% da resistência inicial;
- **À 535°C:**
 - calcinação (desidratação dos hidróxidos de cálcio) é completa;
- **À 573°C:**
 - agregados silicosos (granito, arenito e gnaisse) sofrem expansão térmica; no caso dos agregados calcáreos, a dilatação térmica ocorre por volta de 650°C. Em ambos os casos, os agregados se expandem até sua fragmentação, dando início à desagregação do concreto;
- **À 800°C:** resistência à compressão do concreto cai para 20% do valor inicial.

Tabela 2.2: Efeito da elevação da temperatura na resistência mecânica do concreto.
Fonte: adaptado de Bauer (2008).

TEMPERATURA (°C)	Tração (%)	Compressão (%)
100	100	100
200	70	85
300	40	75
500	20	50
800	5	20

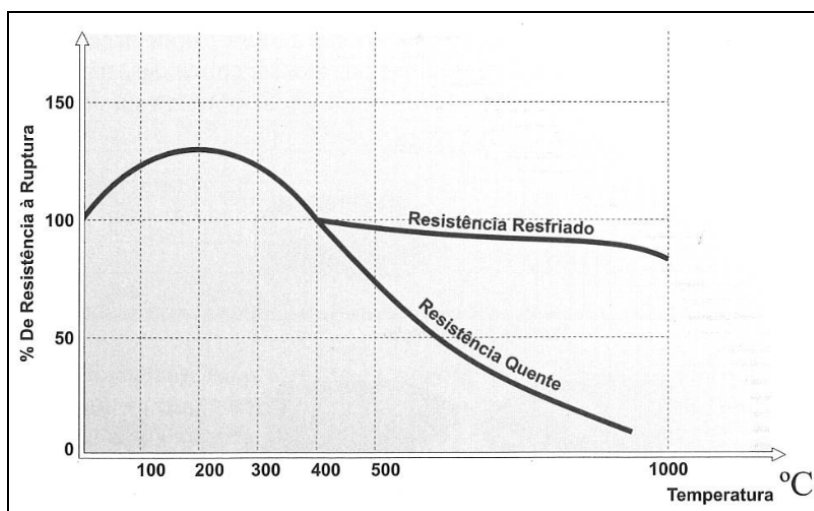


Figura 2.18: Influência da temperatura na resistência do aço. Fonte: MARCELLI, 2007.

A seguir são mostradas duas estruturas de concreto armado degradadas pela ação do fogo: um edifício na Espanha (Figura 2.19) e um viaduto na cidade de São Paulo (Figura 2.20).



Figura 2.19: Ação destruidora do fogo em edifício de concreto armado, na Espanha.
Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 31/01/2012).



Figura 2.20: Incêndio ocorrido em viaduto em São Paulo/SP, em 1998, conforme (a) e (b).
 Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 31/01/2012).

Dentre as medidas minimizadoras dos efeitos do fogo sobre uma estrutura de concreto, podem ser recomendadas:

- Maior espessura do cobrimento: espessura de 3 cm de cobrimento de concreto protege armadura por menos de 2 horas. Ideal seria espessura de 5 cm de cobrimento, o que protegeria a armadura durante intervalo de tempo de 3 a 4 horas. O gesso também é uma excelente proteção para o concreto, já que uma camada de gesso de 3 cm de espessura confere uma proteção adicional de 4 horas (BAUER, 2008);
- Utilização de aços resistentes ao fogo, como o USI-FIRE-400, desenvolvido pela USIMINAS, o qual, a 600°C, ainda mantém 75% de sua resistência mecânica inicial (MARCELLI, 2007).

2.4.3 Causas químicas

As reações químicas se manifestam através de efeitos físicos nocivos, tais como o aumento da porosidade e permeabilidade, diminuição da resistência, fissuração e destacamento (MEHTA *et al.*, 1994 *apud* AGUIAR, 2006), além da própria decomposição química da estrutura afetada. Segundo Poggiali (2009), a degradação química do concreto ocorre devido às causas externas à estrutura (reação direta dos agentes externos com os constituintes da pasta de cimento) e causas internas (reações internas ao concreto, tais como a reação álcali-agregado, formação de compostos expansivos do cimento, etc.). Portanto, dentre as causas químicas da deterioração do concreto armado, pode-se citar:

2.4.3.1 Reação álcali-agregado

A reação álcali-agregado (RAA) é um fenômeno patológico que ocorre no concreto e que pode desencadear problemas tanto em nível estrutural como operacional. Dependendo das condições que a estrutura de concreto está exposta, esta reação deletéria gera expansões intensas que podem ser observadas em diferentes idades, a partir da sua instalação, dependendo do grau de reatividade do agregado. Existem relatos de confirmação da existência da RAA logo após o início da construção. Porém, outros casos clássicos envolvem observação da patologia em longo prazo (HASPARYK, 2005).

A reação álcali-agregado (RAA) pode ser definida como um termo geral utilizado para descrever a reação química que ocorre internamente em uma estrutura de concreto, envolvendo os hidróxidos alcalinos provenientes principalmente do cimento e alguns minerais reativos presentes no agregado utilizado. Como resultado da reação, são formados produtos que, na presença de umidade, são capazes de expandir, gerando fissurações, deslocamentos e podendo levar a um comprometimento da estrutura (HASPARYK, 2005), afetando, inevitavelmente, sua durabilidade.

Segundo Hasparyk (2005), o processo químico de deterioração do concreto por RAA pode ser classificado de três formas, em função do tipo e mineralogia do agregado reativo envolvido: reação álcali-sílica (RAS); reação álcali-silicato; e reação álcali-carbonato. A reação álcali-sílica (RAS) é o tipo de RAA mais conhecida e relatada no meio técnico, sendo a que normalmente ocorre mais rapidamente. Dentre os agregados reativos com os quais está relacionada, destacam-se a opala ou sílica amorfa, a calcedônia, a cristobalita, a tridimita e os vidros naturais (vulcânicos). Já a reação do tipo álcali-silicato se desenvolve de forma mais lenta, sendo pouco difundida e compreendida. Os minerais reativos envolvidos são alguns tipos de silicatos presentes em agregados provenientes de rochas sedimentares (argilitos, siltitos, etc.), metamórficas (ardósias, gnaisses, xistos, quartzitos, etc.) e ígneas (granitos). A reação álcali-carbonato, por sua vez, envolve uma interação química entre os álcalis e as dolomitas presentes nos calcários dolomíticos, promovendo a formação de brucita – $Mg(OH)_2$ – sem que haja a dissolução do sólido primitivo, o que, necessariamente, implica em expansão e fissuração do concreto, conforme relata Souza e Ripper (1998).

A presença dos íons alcalinos (Na^+ , K^+ e Ca^{2+}) é responsável pelo pH da fase aquosa do concreto que garantirá a passividade das armaduras quando seu valor for superior a 12 (NEPOMUCENO, 2005).

Sabe-se que os íons alcalinos ou álcalis Na^+ e K^+ são provenientes do cimento (sendo liberados durante a hidratação do mesmo) ou de cloretos presentes no concreto. Ao reagirem com o mineral reativo (sílica, silicatos, etc.) proveniente de alguns tipos de agregados utilizados, produz-se, no ambiente confinado, um gel em volta dos agregados reativos. Em presença de água, isto é, quando exposto à umidade (cerca de 80%), o gel se expande, criando tensões internas que causam fissuração em torno dos agregados, na superfície do concreto, conferindo à mesma o aspecto de um mosaico (Figura 2.21) para, posteriormente, vir a desagregá-la, criando crateras profundas, de aspecto cônico (adaptado de EMMONS, 1993; SOUZA e RIPPER, 1998).

O concreto sob RAA exhibe em sua superfície fissuração em forma de “mapa”. Uma vez iniciada a fissuração, maior será a penetração de umidade / água no interior do concreto, acelerando ainda mais a reação álcali-agregado e comprometendo as propriedades mecânicas e elásticas do concreto, além de reduzir sua durabilidade (EMMONS, 1993; HASPARYK, 2005).

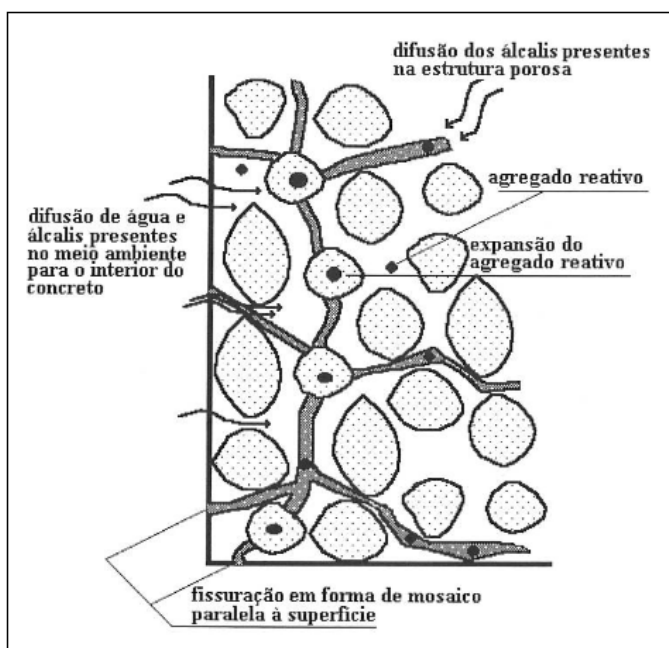


Figura 2.21: Desenvolvimento da reação álcali-agregado no concreto. Fonte: SOUZA e RIPPER (1998).

No caso do concreto armado, as fissuras tendem a se formar paralelamente às barras da armadura (MAGALHÃES, 2011).



Figura 2.22: Reação álcali-agregado em blocos de fundação de edifícios em Recife-PE, conforme (a) e (b). Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 31/12/2011).

Fatores que desencadeiam a RAA, segundo Hasparyk (2005) e Poggiali (2009):

- Quanto maior for o teor de álcalis do cimento ou quanto maior for o consumo de cimento no concreto, maior será a expansividade no interior do concreto quando o mesmo estiver em contato com água ou em ambiente úmido (já que o gel formado em volta dos agregados reativos torna-se expansivo na presença de umidade);
- A presença de íons alcalinos devido a outras fontes, como aditivos, adições e agregados contaminados com sal, além da penetração da água do mar ou solução de sais no degelo do concreto;
- Quantidade e potencial reativo dos minerais presentes nos agregados;
- Presença de água ou umidade: em ambientes com umidade acima de 80% ou 85%, ocorre um aumento na magnitude da reação. Por outro lado, na falta de água ou umidade, a RAA pode ser limitada, mesmo na presença de álcalis e agregados com minerais reativos;
- Temperatura ambiente: quanto maior for, mais rapidamente ocorrerá a reação.

As estruturas de concreto armado normalmente sujeitas às reações álcali-agregado são aquelas situadas em ambientes úmidos, tais como: pilares de pontes, blocos de fundação, barragens, estruturas marítimas, etc.

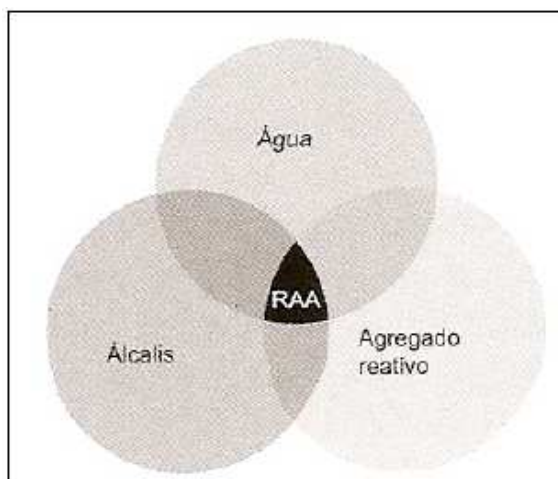


Figura 2.23: Fatores preponderantes para a ocorrência da reação álcali-agregado (RAA).
Fonte: Mehta e Monteiro (2008) *apud* Poggiali (2009).

Medidas de Prevenção (HASPARYK, 2005):

- ✓ Estudo preliminar dos agregados a serem empregados na obra, através de análise petrográfica, para identificar os minerais potencialmente reativos presentes;
- ✓ Caracterização e análise química do cimento a ser empregado na obra, para verificar o teor de álcalis. Recomenda-se ainda que o teor de álcalis do cimento Portland não seja superior a 0,30%. De acordo com Magalhães (2011), o **teor de álcalis** no cimento é expresso como percentual equivalente de Na_2O em massa, conforme Equação 2.1:

$$\% \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0,659 \text{K}_2\text{O} \quad (2.1)$$

Se $\% \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ for menor que 0,30% (ou $3,0 \text{ kg/m}^3$), é improvável a ocorrência de RAS no concreto de cimento Portland;

- ✓ Ensaios de laboratório sobre a reatividade da combinação cimento-agregado;
- ✓ Empregos de cimentos CP-III e CP-IV. Por apresentarem menor teor de álcalis proveniente do cimento, são pouco reativos;
- ✓ Restringir a penetração de água, através de impermeabilização.

2.4.3.2 Hidratação dos componentes do cimento – MgO e do CaO

Segundo Souza e Ripper (1998), o óxido de magnésio (MgO), um dos constituintes do cimento, poderá ser expansivo quando estiver na forma de pericálcio, que irá se hidratar de maneira muito lenta após o endurecimento do cimento (e do concreto), resultando no aumento do volume e conseqüente fissuração do concreto. A cal livre (CaO), outro constituinte do cimento, também se expande ao ser hidratada, resultando em fissuração do concreto. Entretanto, Poggiali (2009) afirma que o fenômeno da hidratação da cal livre é menos comum, devido à pequena porcentagem de cal livre na composição do cimento (entre 0,5% - 1,5%).

Como medida preventiva, deve-se fazer um controle da quantidade destes elementos no cimento. Recomenda-se que o teor máximo de MgO seja de 6%. Já o teor de cal livre (CaO) no clínquer não deve exceder 1% (POGGIALI, 2009).

2.4.3.3 Ataque por sulfatos

Entre os muitos agentes deletérios ao concreto está o sulfato (íon SO_4^{2-}). Podendo ser encontrado no solo, nas águas naturais (do mar, da chuva e de lençóis freáticos), nas águas agrícolas, nos efluentes industriais e sanitários, ele é caracterizado como um dos mais deteriorantes agentes das estruturas de concreto (COSTA, 2004).

Dentre os sulfatos que atacam o concreto, destacam-se o Sulfato de Sódio (Na_2SO_4), o Sulfato de Magnésio (MgSO_4), Sulfato de Amônia (NH_4SO_4), Sulfato de Potássio (K_2SO_4) e o Sulfato de Cálcio (CaSO_4).

A presença de sulfatos solúveis (tais como os sulfatos de sódio, magnésio e cálcio) é comum em áreas de mineração e de indústrias químicas, de papel e celulose. Dentre os sulfatos, os de sódio e de cálcio são os mais comuns nos solos, nas águas naturais e nos efluentes industriais. Sulfatos de magnésio são mais raros, porém mais destrutivos (EMMONS, 1993). Poggiali (2009), por sua vez, afirma que o sulfato de cálcio está presente em muitos tipos de solo na forma de gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) em pequenas quantidades, sendo inofensivo ao concreto. Já o sulfato de amônia aparece com bastante frequência em águas agrícolas.

Além da ação externa (isto é, quando os sulfatos provenientes do meio externo penetram o concreto por meio de seus poros ou fissuras), os sulfatos podem atacar a estrutura internamente, visto que eles podem ser encontrados na água de amassamento, nos agregados, nos aditivos do concreto, nas adições do cimento ou no próprio cimento (COSTA, 2004).

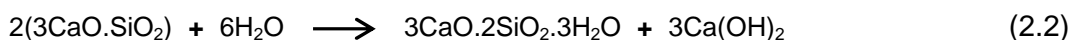
Todos os sulfatos são potencialmente danosos ao concreto de cimento Portland, por reagirem e provocarem a decomposição química de dois componentes da pasta de cimento hidratado: hidróxido de cálcio e aluminato tricálcico (EMMONS, 1993). A reação dos sulfatos com o hidróxido de cálcio produz gesso; por outro lado, quando os sulfatos reagem com o aluminato tricálcico hidratado, forma-se etringita (COSTA, 2004).

A formação de gesso e etringita é expansiva, gerando pressões internas, fissuração e rompendo o concreto. Como resultado, a superfície da estrutura sofre desintegração, seguida de perda de massa e redução na resistência do concreto (EMMONS, 1993).

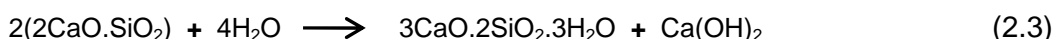
Vale enfatizar que o gesso produzido na reação química encontra-se na forma de gipsita. A etringita, por sua vez, é conhecida como trissulfoaluminato de cálcio hidratado, ou ainda, “sal de Candlot”, segundo Coutinho (2001).

A seguir, são apresentadas, de forma resumida, as reações químicas de hidratação de alguns compostos cimentícios que ocorrem no concreto, antes e durante o ataque por sulfatos, tais como (COSTA, 2004):

Silicato tricálcico (C_3S):



Silicato dicálcico (C_2S):



Os resultados destas reações (Equações 2.2 e 2.3) estão na Tabela 2.3, a seguir.

Tabela 2.3: Alguns compostos cimentícios após a hidratação.

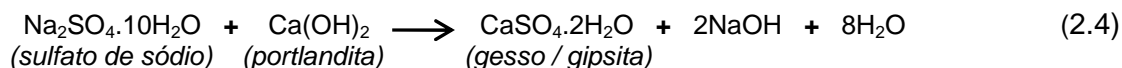
COMPOSTO CIMENTÍCIO	ANTES DA HIDRATAÇÃO	APÓS A HIDRATAÇÃO
C₃S	3CaO.SiO ₂	3CaO.2SiO ₂ .3H ₂ O + 3Ca(OH) ₂ (C-S-H) (portlandita)
C₂S	2CaO.SiO ₂	3CaO.2SiO ₂ .3H ₂ O + Ca(OH) ₂ (C-S-H) (portlandita)
C₃A	3CaO.Al ₂ O ₃	4CaO.Al ₂ O ₃ .19H ₂ O

Vê-se que, após a hidratação dos compostos cimentícios C₃S, C₂S e C₃A, tem-se a formação dos seguintes compostos hidratados:

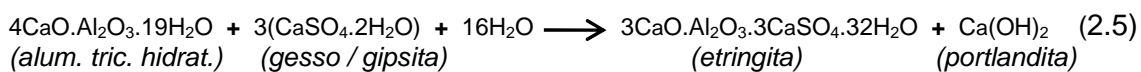
- Silicato cálcico hidratado (C-S-H);
- Portlandita – Ca(OH)₂;
- Aluminato tricálcico hidratado (4CaO.Al₂O₃.19H₂O).

Os compostos cimentícios hidratados, por sua vez, serão atacados pelos íons sulfatos, conforme as Equações 2.4, 2.5, 2.6 e 2.7:

Reação do sulfato de sódio (Na₂SO₄) com a portlandita (COUTINHO, 2001):



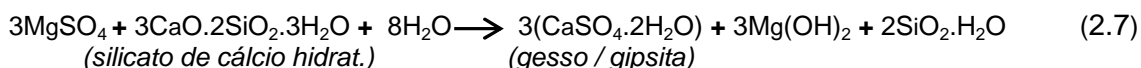
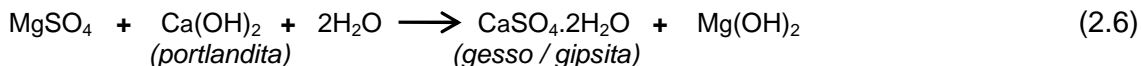
Reação do sulfato de cálcio com o aluminato tricálcico hidratado (COUTINHO, 2001):



Reação do sulfato de magnésio (MgSO₄) com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H):

O ataque do sulfato de magnésio é um dos mais perniciosos ao concreto, por reagir quimicamente com a portlandita Ca(OH)₂ e com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Um fator que faz o sulfato de magnésio ser mais agressivo ao concreto do que os sulfatos de sódio e de cálcio é o fato de aquele ser quase duas vezes mais solúvel que o primeiro e trinta e cinco vezes mais solúvel que o segundo (COSTA, 2004).

Portanto, seguem as reações (Equações 2.6 e 2.7) envolvendo os sulfatos de magnésio (POGGIALI, 2009):



Ressalta-se que o ataque de sulfatos, embora não afete a armadura diretamente, vai afetá-la indiretamente. Isto ocorre porque, ao atacarem a portlandita (responsável pela elevada alcalinidade natural do concreto, com pH variando entre 11,5 e 14), ocorre uma redução na alcalinidade do sistema. Com a diminuição do pH, a camada passivadora do aço (que protege a armadura contra corrosão) torna-se cada vez mais instável, até desaparecer, facilitando o desencadeamento da corrosão eletroquímica da mesma, quando exposta diretamente aos agentes agressivos (íons Cl^- , CO_2 , etc.).

Quanto ao concreto, além de sofrer decomposição química da pasta de cimento, também sofre fissuração e desagregação (devido à expansibilidade do gesso e da etringita), seguida de perda de massa. Vale ressaltar que o concreto perde resistência mecânica não só pela perda de massa (consequente da expansão interna), mas principalmente devido à decomposição química do C-S-H (responsável pela resistência mecânica do concreto).

As estruturas de concreto armado usualmente atacadas por sulfatos são as fundações, as tubulações de esgoto, estruturas marítimas, bem como os demais elementos em contato com solos e águas contaminadas.

Ao ser atacado por sulfatos, o concreto adquire externamente uma coloração esbranquiçada (conforme Figuras 2.24 e 2.25), em um primeiro momento, podendo, em seguida, com a formação de compostos expansivos em seu interior, apresentar fissuração externa ou/e até mesmo deslocamento, com perda de resistência à compressão (COSTA, 2004).



Figura 2.24: Pilar de concreto deteriorado pelo ataque de sulfatos. Fonte: COUTINHO, 2001.

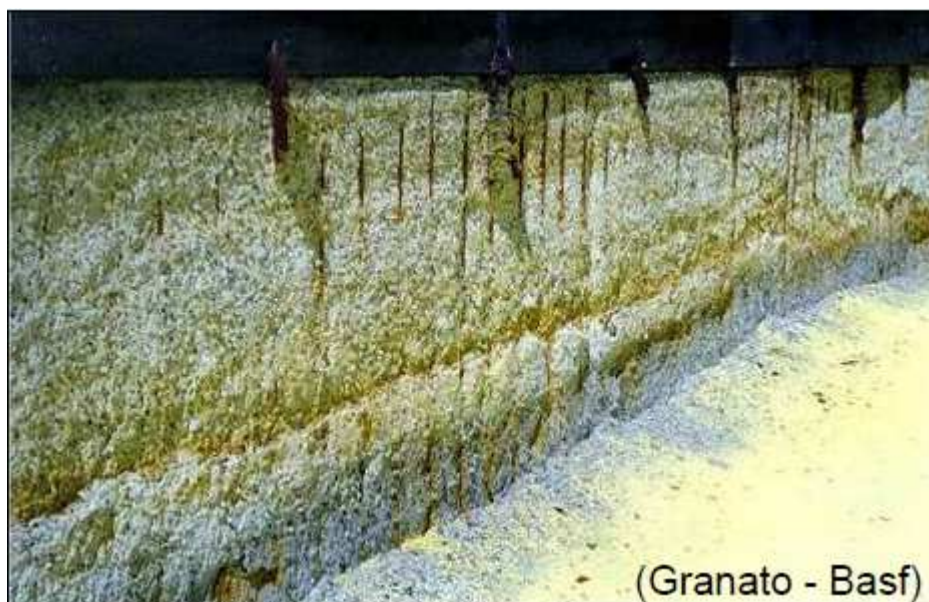


Figura 2.25: Estrutura de concreto armado deteriorada pelo ataque de sulfatos. Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 30/12/2011).

Dentre as medidas preventivas ao ataque dos sulfatos, destacam-se:

- De acordo com a NBR 5737 (ABNT, 1992), qualquer um dos cinco tipos de cimento Portland (CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V-ARI) pode ser considerado resistente aos sulfatos, desde que obedeça a pelo menos uma das seguintes condições:
 - ✓ Teor de aluminato tricálcico (C_3A) do clínquer não deve ser superior a 8% em massa (obs: a *American Society for Testing and Materials* recomenda que o cimento americano ASTM tipo V tenha um teor máximo de C_3A de 5%), e teor de adições carbonáticas deve ser, no máximo, 5% em massa;
 - ✓ Cimento Portland de alto-forno (CP III) com teor de escória entre 60% e 70%, em massa;
 - ✓ Cimento Portland pozolânico (CP IV) com teor de materiais pozolânicos entre 25% e 40%, em massa;
- Caso não se possa impedir o contato entre a água com sulfato e o concreto, a única forma de controlar o ataque de sulfatos é atuando na qualidade do material, garantindo a baixa permeabilidade do concreto, utilizando técnicas de concretagem devidamente executadas, como por exemplo, o transporte, o lançamento, o adensamento e a cura (COSTA, 2004; POGGIALI, 2009);
- O alto consumo de cimento (baixo fator a/c) pode tornar o concreto mais resistente aos sulfatos, conforme Figura 2.26:

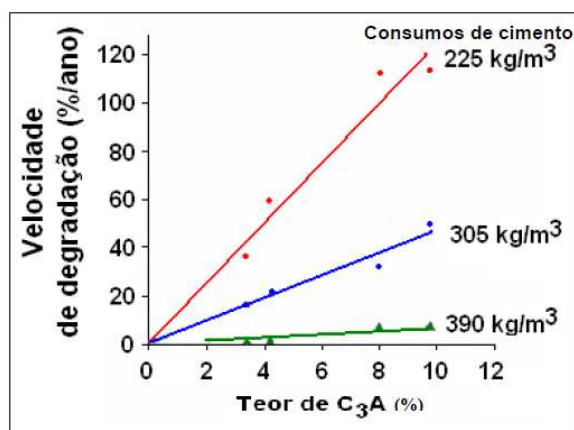


Figura 2.26: Influência do teor de cimento na resistência do concreto ao ataque de sulfatos. Fonte: adaptado de Gonçalves (2000) *apud* Coutinho (2001).

2.4.3.4 Ataque por ácidos

Vários são os tipos de ácidos perigosos para o concreto, sejam eles inorgânicos (clorídrico, sulfídrico, nítrico, carbônico, etc.) ou orgânicos (normalmente encontrados na terra, tais como acético, láctico, esteárico, etc.). Em qualquer caso, a ação do íon hidrogênio provoca a formação de produtos solúveis que, ao serem transportados pelo interior do concreto, o vão deteriorando (SOUZA e RIPPER, 1998).

Os ácidos reagem com o elemento de caráter básico da pasta de cimento (hidróxido de cálcio ou portlandita), produzindo água e sais de cálcio, conforme Equação 2.8:



Obs: Base = Hidróxido de cálcio = portlandita = Ca(OH)_2

Esses sais de cálcio podem ser muito ou pouco solúveis, dependendo do tipo de ácido. Se o sal de cálcio produzido for muito solúvel, poderá ser facilmente lixiviado, aumentando a porosidade e a permeabilidade da pasta de cimento, abrindo caminho para a entrada de outros agentes de deterioração. Entretanto, se o sal de cálcio gerado na reação for pouco solúvel ou mesmo insolúvel, o mesmo irá atacar o concreto de forma muito mais lenta, podendo, inclusive, serem totalmente inofensivos, já que os sais de cálcio pouco ou nada solúveis, quando depositados nos poros, diminuem a permeabilidade do concreto à água (BAUER, 2008).

Dentre os sais de cálcio que podem deteriorar o concreto (resultantes da reação entre os ácidos e o hidróxido de cálcio) e a respectiva solubilidade, podem ser citados, conforme Tabela 2.4:

Tabela 2.4: Sais de cálcio que degradam o concreto. Fonte: adaptado de “Caderno Técnico da Alvenaria Estrutural CT 5”, revista Prisma, Ed. Mandarim. Autor: Roberto J. F. Bauer. Data e edição não divulgadas.

Composição Química	Fonte Provável	Solubilidade em Água
Carbonato de Cálcio	Carbonatação da cal lixiviada da argamassa ou concreto	Pouco solúvel
Sulfato de Cálcio	Água de amassamento ou ácido sulfúrico (origem ext.)	Parcialmente solúvel
Cloreto de Cálcio	Água de amassamento, limpeza com ácido muriático	Muito solúvel

Esta reação (Equação 2.12), além de resultar na decomposição química do aluminato tricálcico hidratado, irá acarretar expansão, fissuração e desagregação do concreto, devido à etringita produzida, que é um composto expansivo.

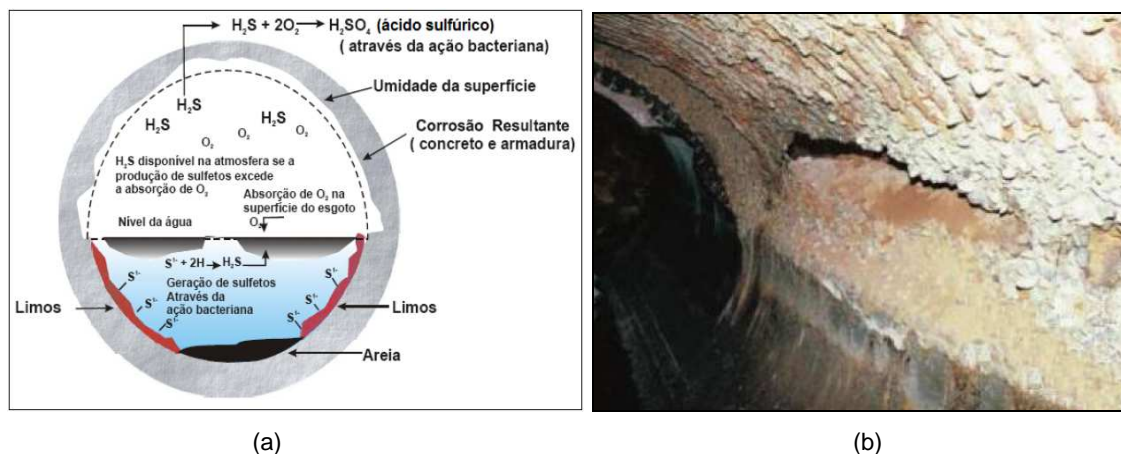
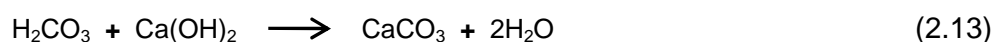
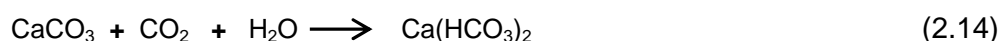


Figura 2.27: Ataque de ácido sulfúrico ao concreto no interior de tubulação de esgoto, em (a) e (b).
Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 03/01/2012).

Outro ácido que pode ser nocivo ao concreto é o ácido carbônico (H_2CO_3), presente nos refrigerantes e nas águas naturais com elevada concentração de CO_2 . Assim como o ácido sulfídrico, o ácido carbônico também é um ácido fraco. Entretanto, ao reagir com o hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – produz o sal carbonato de cálcio (CaCO_3), conforme Equação 2.13:



Com a precipitação do sal carbonato de cálcio (CaCO_3), que é insolúvel, a reação da Equação 2.13 termina. Todavia, se houver CO_2 livre na água, o mesmo irá auxiliar o processo de hidrólise do hidróxido de cálcio (conforme Equação 2.14), transformando o carbonato de cálcio (CaCO_3) em um bicarbonato de cálcio – $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ – que é extremamente solúvel em água, resultando em decomposição química do concreto, dissolução e lixiviação da pasta de cimento, facilitando ainda a entrada de outros agentes agressivos, devido ao aumento da porosidade e permeabilidade da citada pasta (POGGIALI, 2009).



Dentre os ácidos nocivos ao concreto, destacam-se alguns ácidos orgânicos, tais como o ácido láctico (presente nas águas residuais das leiterias e das indústrias de laticínios) e o ácido acético (usado na produção de vinagres, garrafas PET e na indústria química, dentre outras).

O ácido tartárico (principal ácido do vinho, podendo ser encontrado na uva ou no mosto), por sua vez, é um ácido orgânico praticamente inofensivo ao concreto.

Dentre as medidas preventivas para minimizar a degradação por ataque de ácidos, Andrade (2005) sugere:

- ✓ Adotar baixa relação a/c no concreto;
- ✓ Cuidados no transporte, lançamento e adensamento, com cura adequada;
- ✓ Uso de adições minerais (tais como as pozolanas) é benéfico, já que estas fixam o hidróxido de cálcio – Ca(OH)_2 – componente da pasta de cimento mais vulnerável ao ataque de ácidos. Assim, o cimento CP IV é mais indicado que os demais tipos de cimento, devido ao elevado teor de pozolana.

2.4.3.5 Ataque por água pura

Assim como os ácidos, a água pura (também chamada de água mole, trata-se da água doce dos rios, água subterrânea dos lençóis freáticos, água de lagos de degelo e água de chuva não ácida) também pode atacar o concreto, através da lixiviação / hidrólise de componentes da pasta do cimento endurecido. Isto porque tais águas não contém quase nenhum íon de cálcio nem sais dissolvidos. Quando entram em contato com a pasta de cimento, estas tendem a hidrolisar ou dissolver os componentes que contém cálcio (POGGIALI, 2009).

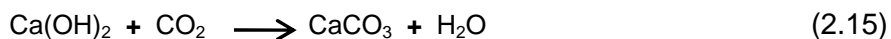
Nesse tipo de ataque, ocorre a percolação de água pura em concretos fissurados ou com alta permeabilidade, resultando na dissolução de compostos da pasta de cimento (ANDRADE e SILVA, 2005).

O poder de dissolução da água é tanto maior quanto mais pura for a água, isto é, quanto menos carbonato de cálcio e de magnésio ela contém, mais fraca é sua dureza (BAUER, 2008).

Um dos constituintes da pasta de cimento mais susceptível ao processo de lixiviação é o hidróxido de cálcio – Ca(OH)_2 – pois possui alta solubilidade em água pura (1230 mg/l). A hidrólise se manterá até que grande parte do hidróxido de cálcio seja eliminada do concreto por meio da lixiviação (POGGIALI, 2009).

A evidência mais comum do ataque de águas puras é a dissolução do hidróxido de cálcio, seguida de precipitação de géis (de sílica e de alumina), com a consequente formação de estalactites e estalagmites (SOUZA e RIPPER, 1998). Logo, o ataque da água pura acarreta as seguintes consequências para o concreto:

- Diminuição da durabilidade, já que a lixiviação do hidróxido de cálcio – Ca(OH)_2 – torna o concreto mais poroso e mais permeável, e, portanto, mais suscetível à penetração de agentes agressivos;
- Razões estéticas: quando o material lixiviado entra em contato com o ar, interage com o CO_2 e forma uma crosta esbranquiçada de carbonato de cálcio (CaCO_3) na superfície da estrutura, conhecido como eflorescência (POGGIALI, 2009), de aparência desagradável. Tal reação é expressa pela Equação 2.15:



- Diminuição da resistência mecânica (e consequente problema estético), visto que a água mole reage com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), principal responsável pela resistência mecânica do concreto, resultando na decomposição química da pasta, gerando géis de sílica e as já mencionadas estalactites e estalagmites;



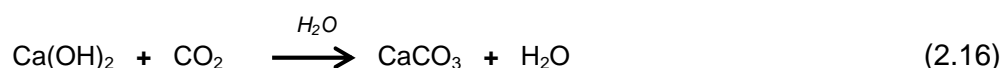
Figura 2.28: Lixiviação da pasta de cimento. Fonte: AGUIAR, 2011.

Para prevenir ou minimizar os efeitos da ação da água pura, Andrade e Silva (2005) recomendam as seguintes ações:

- Produzir concreto com baixo fator a/c, de modo a torná-lo menos poroso e menos permeável;
- Tratamento superficial, de modo a tornar o concreto menos permeável, através de pinturas especiais ou mesmo camada impermeabilizante;
- Tratamento de fissuras, mediante aplicação de gel de poliuretano, resina epóxi, microcimento, etc.

2.4.3.6 Carbonatação

A ação do anidrido carbônico (CO_2) presente na atmosfera manifesta-se pelo transporte (por difusão) deste para dentro dos poros úmidos do concreto (isto é, da superfície para o interior), e com a sua subsequente reação com o hidróxido de cálcio da pasta de cimento, formando o carbonato de cálcio (CaCO_3). O desaparecimento do hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – no interior dos poros da pasta de cimento hidratado e sua transformação em carbonato de cálcio faz baixar o pH do concreto (entre 12,5 e 14) para valores inferiores a 9, resultando na carbonatação do concreto (SOUZA e RIPPER, 1998), conforme Equação 2.16.



Além do hidróxido de cálcio, outros componentes da pasta de cimento hidratada também reagem com o CO_2 , tais como o hidróxido de sódio (NaOH), o hidróxido de potássio (KOH) e o silicato de cálcio hidratado (C-S-H ou $3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$). Entretanto, tais reações não serão expostas neste trabalho, visto que, na literatura técnica, a questão da carbonatação é abordada dando ênfase na Equação 2.16, a qual representa a mais simples e mais importante das reações químicas de carbonatação do concreto (AGUIAR, 2006).

Segundo CASCUDO (1997), uma característica do processo de carbonatação é a existência de uma “frente” de avanço do processo, que separa duas zonas com pH muito diferentes: uma com pH menor que 9 (carbonatada) e outra com pH maior que 12 (não carbonatada). Ela é comumente conhecida como *frente de carbonatação*, e avança progressivamente para o interior do concreto, devendo sempre ser mensurada com relação à espessura do concreto de cobertura da armadura. É importante que essa frente não atinja a armadura. Caso contrário, isto é, ao atingi-la, gera sua despassivação, que é a perda da camada passivadora protetora do aço.

Por este motivo, a carbonatação do concreto propicia o início da corrosão das armaduras. Nas superfícies expostas das estruturas de concreto, a alta alcalinidade, obtida principalmente à custa da presença de Ca(OH)_2 liberado das reações de hidratação do cimento, pode ser reduzida com o tempo. Esta redução ocorre essencialmente pela ação do CO_2 do ar. O processo de carbonatação, felizmente, dá-se a uma velocidade lenta, atenuando-se com o tempo. Isto pode ser explicado pela hidratação crescente do cimento, além dos próprios produtos da reação de carbonatação (CaCO_3) que colmatam os poros superficiais, dificultando cada vez mais o acesso de CO_2 (presente no ar) ao interior do concreto (CASCUDO, 1997).

Num ambiente de baixa concentração de CO_2 , se a carbonatação ficasse restrita a uma espessura inferior à camada de cobertura das armaduras, seria até benéfica para o concreto, já que o sal carbonato de cálcio produzido colmataria os poros do concreto, tornando-o mais resistente química e mecanicamente. Entretanto, devido à intensidade de CO_2 na atmosfera, porosidade, permeabilidade e fissuração do concreto, a carbonatação pode atingir a armadura, quebrando o filme de óxido que a protege, abrindo as portas para o início da corrosão (SOUZA e RIPPER, 1998).

Para AGUIAR (2006), em concreto de mediana qualidade observa-se que a velocidade da carbonatação varia entre 1 e 3 mm por ano. Logo, a corrosão por carbonatação é influenciada pela espessura do cobrimento. Assim, a corrosão inicia-se nas armaduras onde as espessuras da camada de cobrimento são menores.

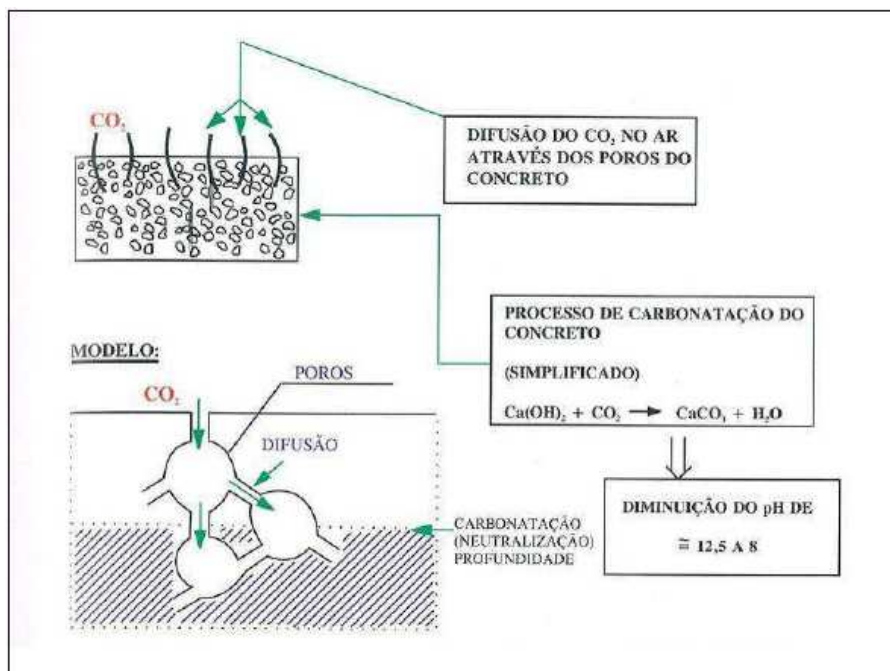


Figura 2.29: Avanço do processo de carbonatação. Fonte: CEB-BI 152 (1984) *apud* Figueiredo (2005).

2.4.3.6.1 Fatores influentes na velocidade e profundidade de carbonatação

Figueiredo (2005) entende que a velocidade e a profundidade de carbonatação dependem de fatores relacionados com o meio ambiente e com as características finais do concreto endurecido, conforme apresentado na Tabela 2.5:

Tabela 2.5: Principais fatores que condicionam a velocidade de penetração da frente de carbonatação. Fonte: Adaptado de Kazmierczak (1995) *apud* Figueiredo (2005).

FATORES CONDICIONANTES		CARACTERÍSTICAS INFLUENCIADAS
FATORES AMBIENTAIS OU CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO	Concentração de CO ₂	Mecanismo físico-químico Velocidade de carbonatação
	Umidade relativa do ar	Grau de saturação dos poros Velocidade de carbonatação
CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	Tipo e quantidade de cimento	Reserva alcalina
	Relação água/cimento	Porosidade e permeabilidade
	Condições de cura	Grau de hidratação, porosidade, permeabilidade e fissuração
	Fissuras	Facilita entrada de CO ₂

a) Concentração de CO₂: a velocidade de carbonatação aumenta quando o ambiente possui uma maior concentração de CO₂, principalmente para concretos de elevadas relações a/c. Quanto maior for a concentração de CO₂, maior será a agressividade do ambiente, e conseqüentemente, maior será o risco de deterioração da estrutura. Em ambientes especiais como túneis, garagens, etc., a concentração de CO₂ pode superar os valores apresentados na Tabela 2.6 (POLITO, 2006).

Tabela 2.6: Classificação da agressividade do ambiente. Fonte: Helene (1995) *apud* Figueiredo (2005).

CLASSIFICAÇÃO DA AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE				
Classe de agressividade	Macro-clima	Gás carbônico no ambiente	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
I	atmosfera rural	≤ 0,3%	fraca	insignificante
II	urbana	≤ 0,3%	média	pequeno
III	marinha ou industrial	≥ 0,3%	forte	grande
IV	pólos industriais	> 0,3%	muito forte	elevado

b) Umidade relativa do ar: segundo CEB / BI (1982) *apud* Figueiredo (2005), as maiores taxas de carbonatação ocorrem quando a umidade relativa do ar situa-se entre 50% e 60%. A Figura 2.30 apresenta uma relação entre o grau de carbonatação e a umidade relativa do ar. Observa-se, nesta figura, que os maiores graus de carbonatação ocorrem quando a umidade relativa situa-se entre 50% e 60%. Por outro lado, com umidades inferiores a 20% ou superiores a 95%, a carbonatação ocorre lentamente, ou simplesmente não ocorre.

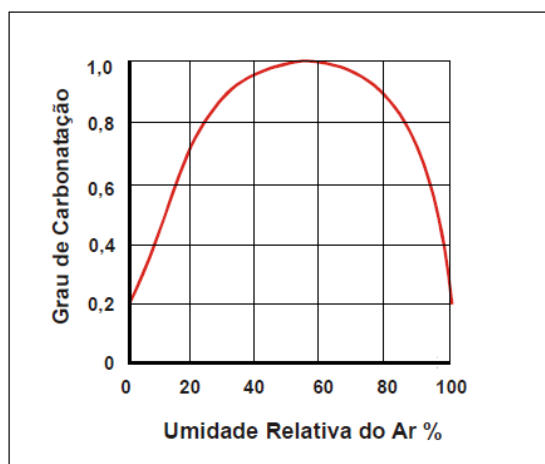


Figura 2.30: Influência da umidade relativa no grau de carbonatação. Fonte: Figueiredo (2005) *apud* Polito (2006).

A umidade relativa (U.R.) do ambiente exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade de difusão do CO_2 através dos poros do concreto. Os poros do concreto podem conter diferentes quantidades de água – isto é, podem estar ou não preenchidos por água – em função da umidade relativa do ar, conforme Figura 2.31.

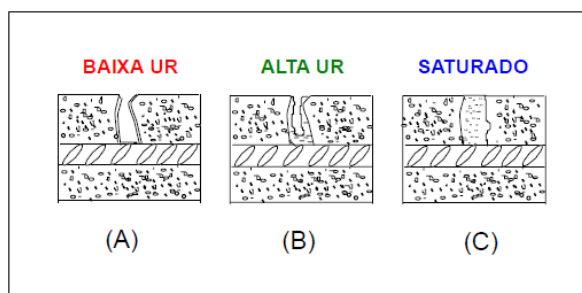


Figura 2.31: Teor de umidade dos poros do concreto em função da umidade do ambiente. Fonte: Andrade (1992) *apud* Figueiredo (2005).

De acordo com a Figura 2.32, quando os poros estão secos ou a umidade relativa do ar é baixa, o CO_2 difunde até as regiões mais internas sem dificuldades. Porém, a reação de carbonatação não ocorre devido à falta de água. Quando os poros estão cheios de água (Figura 2.33), a frente de carbonatação é freada devido à baixíssima velocidade de difusão do CO_2 na água. Por outro lado, se os poros estão apenas parcialmente preenchidos com água (Figura 2.34), a frente de carbonatação avança devido à coexistência dos dois fatores: água e possibilidade de difusão de CO_2 (FIGUEIREDO, 2005).

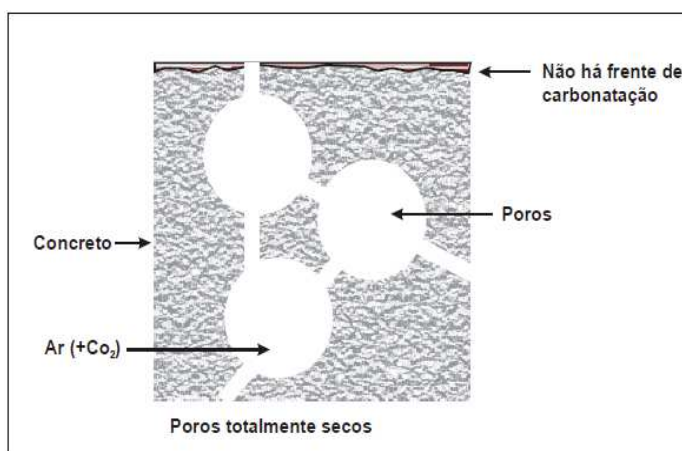


Figura 2.32: Poros totalmente secos, ou baixa U.R. do ambiente: não ocorre carbonatação. Fonte: Cascudo (1997) *apud* Polito (2006).

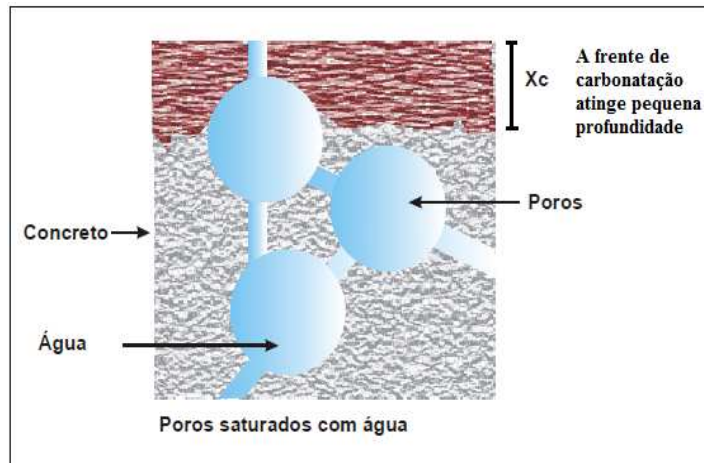


Figura 2.33: Poros saturados: avanço da frente de carbonatação no concreto é mínima.
Fonte: Cascudo (1997) *apud* Polito (2006).

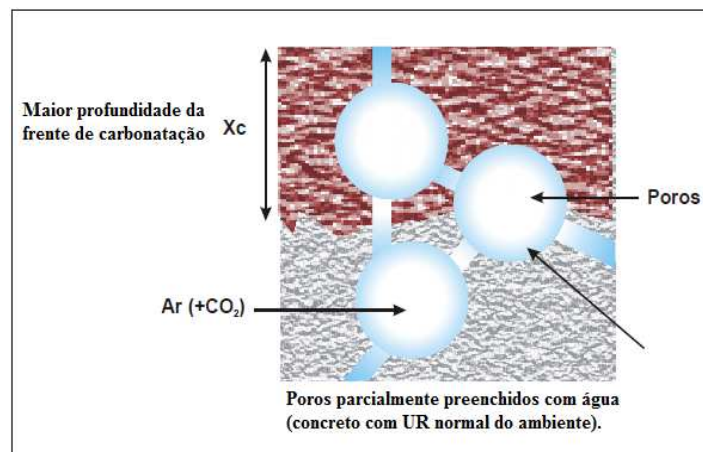


Figura 2.34: Poros parcialmente preenchidos com água: avanço da frente de carbonatação é inevitável.
Fonte: Cascudo (1997) *apud* Polito (2006).

c) Tipo e quantidade do cimento: a quantidade disponível de compostos alcalinos para reagir com o CO_2 depende do tipo de cimento empregado na produção do concreto. Mehta e Monteiro (1994) e Neville (1997) afirmam que cimentos com adições, quando em igualdade de condições, apresentam desempenho inferior em relação aos cimentos puros no que diz respeito à resistência à carbonatação. Outros pesquisadores realizaram testes com cimentos com escórias e com pozolanas, e também concluíram que a velocidade e a profundidade da carbonatação foram maiores em relação aos cimentos Portland puros.

A adição de pozolana ou escória nos cimentos é benéfica ao concreto por resultar no refinamento dos poros, o que, aparentemente resultaria numa maior resistência à carbonatação. Entretanto, conforme relata Figueiredo (2005), diversos autores explicam pelo conceito da *reserva alcalina* o aparente paradoxo dos cimentos com adição possibilitarem uma maior velocidade de carbonatação: quanto menor a reserva alcalina disponível, isto é, o teor de álcalis na pasta de cimento (é o caso dos cimentos com adição em relação aos cimentos puros), maior será a velocidade de penetração da frente de carbonatação, visto que o CO_2 reage exatamente com os compostos alcalinos do cimento, tais como o $\text{Ca}(\text{OH})_2$, NaOH , KOH e o C-S-H.

A Figura 2.35 mostra que a adição de cinza volante ao concreto de cimento Portland fez com que a frente de carbonatação aumentasse.

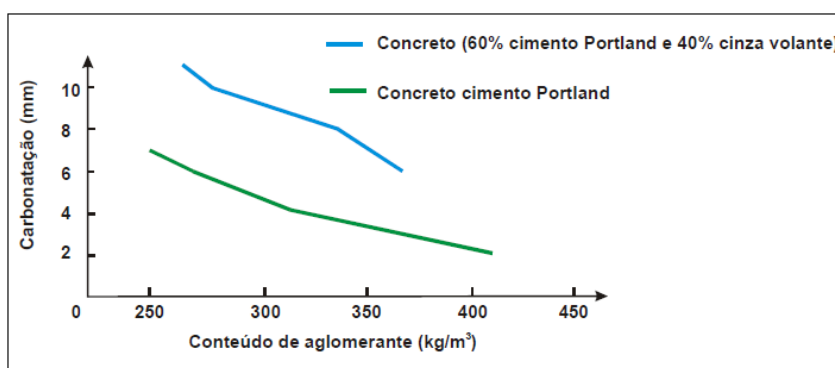


Figura 2.35: Influência do tipo e quantidade de cimento por m^3 de concreto sobre a profundidade de carbonatação. Fonte: Ho; Lewis (1987) *apud* Figueiredo (2005).

d) Relação a/c: o fator água/cimento está intimamente relacionado com a quantidade e tamanho dos poros do concreto endurecido e com as propriedades mecânicas finais do material. Quanto maior a relação a/c, maior será a porosidade e a permeabilidade de um concreto, e conseqüentemente, mais facilmente o CO_2 poderá difundir-se através do concreto (MONTEIRO, 2002). A Figura 2.36 mostra a variação da profundidade de carbonatação em função da variação da relação a/c para um concreto de 350 kg de cimento por m^3 de concreto e igual composição.

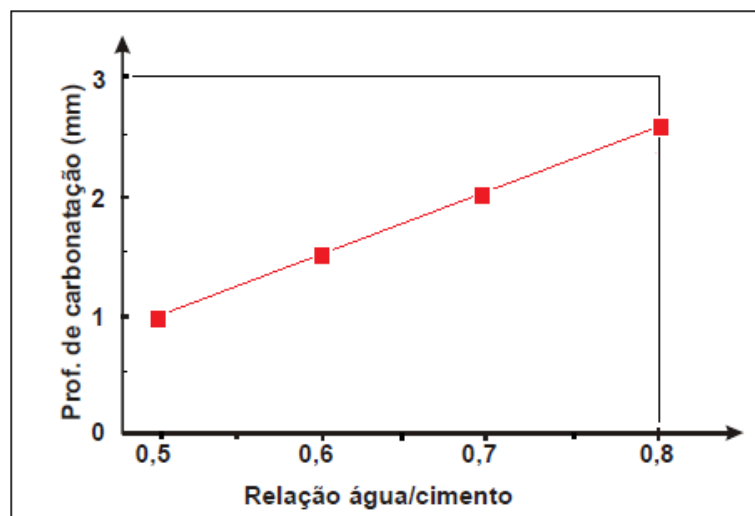


Figura 2.36: Influência da relação a/c sobre a profundidade de carbonatação para um concreto de 350 kg de cimento por m³ de concreto e igual composição, após três anos de ensaio. Fonte: Vénuat (1977) *apud* Figueiredo (2005).

Sabe-se que, a carbonatação diminui com o aumento da resistência mecânica do concreto. Segundo Neville (1997) *apud* Polito (2006), a profundidade de carbonatação em um concreto de 40 MPa será de 5 mm aos 4 anos, e 10 mm aos 16 anos. Entretanto, em um concreto de 20 MPa, será de 5 mm aos 1,5 anos, e 10 mm aos 2 anos.

e) Condições de cura: A cura tem grande influência na velocidade de carbonatação. Segundo Silva (1995) *apud* Polito (2006), a cura mal feita gera fissuras e facilita a entrada de CO₂, aumentando, desta maneira, a profundidade de carbonatação. Por sua vez, as profundidades de carbonatação são tanto menores quanto maiores forem os dias de cura, conforme Figura 2.37. Portanto, quanto maior o tempo de cura e mais eficiente for o método de cura empregado, maior será o grau de hidratação do cimento, menor será a porosidade e a permeabilidade e, por consequência, menor será a carbonatação (FIGUEIREDO, 2005).

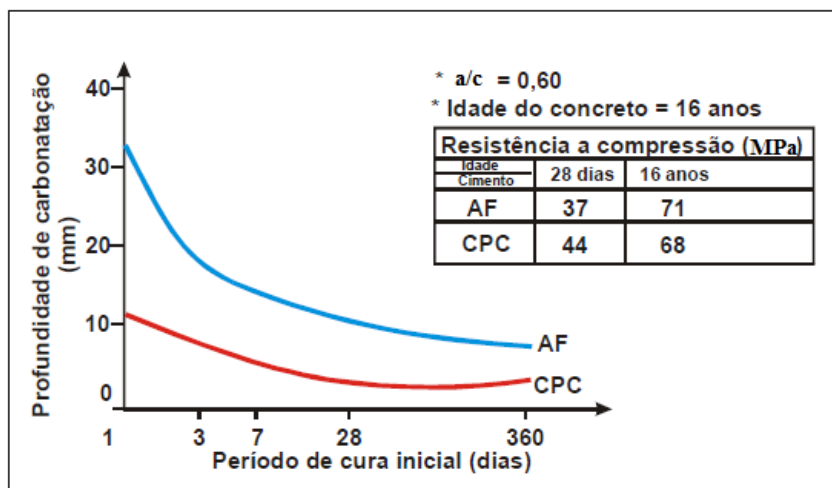


Figura 2.37: Influência do período de cura inicial sobre a profundidade de carbonatação após 16 anos. CPC = cimento Portland comum; AF = cimento Portland com 70% de escória granulada de alto forno. Fonte: Silva (1995) *apud* Polito (2006).

f) **Fissuras:** através destas, o CO_2 (além do oxigênio e dos íons cloretos) pode penetrar mais rapidamente no interior do concreto, e por isso há uma preocupação natural em relação ao aparecimento das fissuras em relação ao problema da corrosão (MONTEIRO, 2002). A Figura 2.38 apresenta esquematicamente o processo de penetração e difusão do CO_2 através de uma fissura e a reação de carbonatação do concreto na região carbonatada.

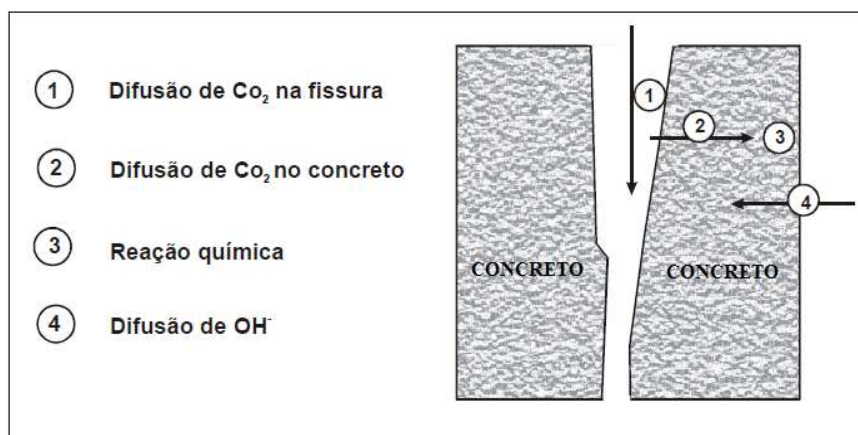


Figura 2.38: Representação esquemática da carbonatação em uma fissura do concreto. Fonte: CEB / BI 152 (1984) *apud* Figueiredo (2005).

2.4.3.6.2 Cálculo para estimar a profundidade de carbonatação

CASCUDO (1997) apresenta um modelo (não válido para todos os casos, mas comumente utilizado) para estimar a profundidade do processo de carbonatação (em mm), através da Equação 2.17:

$$e = k \cdot \sqrt{t} \quad (2.17)$$

onde:

e = profundidade carbonatada (ou profundidade de penetração do CO₂), em mm;

k = coeficiente de carbonatação, dependente da difusividade do CO₂, geralmente em mm.ano^{-1/2};

t = tempo de exposição, em anos.

Para Smolczyk (1968) *apud* Figueiredo (2005), esta equação oferece pouca divergência entre os dados experimentais e as estimações teóricas, no intervalo entre 5 e 30 anos. Logo, esta relação continua sendo a mais utilizada para prever a profundidade de penetração da carbonatação.

2.4.3.6.3 Medida da profundidade de carbonatação

Existem várias técnicas utilizadas para verificar o avanço da frente de carbonatação nas peças de concreto, tais como a difração de raios-x, a análise térmica diferencial, a termogravimetria, dentre outras. Entretanto, a mais utilizada pelos engenheiros para comprovação da carbonatação é através de indicadores químicos de pH, à base de fenolftaleína ou timolftaleína, já que o concreto carbonatado sofre redução no pH. O teste químico consiste em aplicar sobre um corpo-de-prova de concreto (extraído da estrutura em análise) a solução alcoólica de fenolftaleína a 1% ou a solução aquosa de timolftaleína a 1%, e, em seguida, observar se ocorre mudança na coloração do concreto. A fenolftaleína adquire a coloração róseo-avermelhada na região **não** carbonatada. A timolftaleína, por sua vez, adquire coloração azulada na região **não** carbonatada, conforme Tabela 2.7. Entretanto, abaixo dos valores mencionados na Tabela 2.8, as soluções permanecem incolores nas regiões carbonatadas.

Tabela 2.7: Mudança de cor do concreto, via teste químico, para identificação de região carbonatada.

	FENOLFTALEÍNA	TIMOLFTALEÍNA
REGIÃO CARBONATADA	incolor	incolor
REGIÃO NÃO CARBONATADA	róseo-avermelhada	azul

Tabela 2.8: Mudança de cor e intervalos de pH dos principais indicadores usados para a observação visual da área carbonatada. Fonte: adaptado de Basset *et al.* (1981) *apud* Figueiredo (2005).

INDICADOR	INTERVALO DE MUDANÇA DE COR		SOLUÇÃO
	Intervalo de pH	Mudança de cor	
Fenolftaleína [C ₆ H ₄ COOC(C ₆ H ₄ OH) ₂]	8,3 - 10,0	Incolor / vermelho carmim	Dissolver 1g do reagente em 50 cm ³ de etanol e diluir com água até 100 cm ³
Timolftaleína [C ₆ H ₄ COOC(C ₁₀ H ₁₄ O) ₂]	9,3 - 10,5	Incolor / azul	Dissolver 0,4g do reagente em 600 cm ³ de etanol diluir com água até 1000 cm ³



Figura 2.39: Fenolftaleína aplicada em corpo de prova. Fonte: Rocha (2005) *apud* Polito (2006).

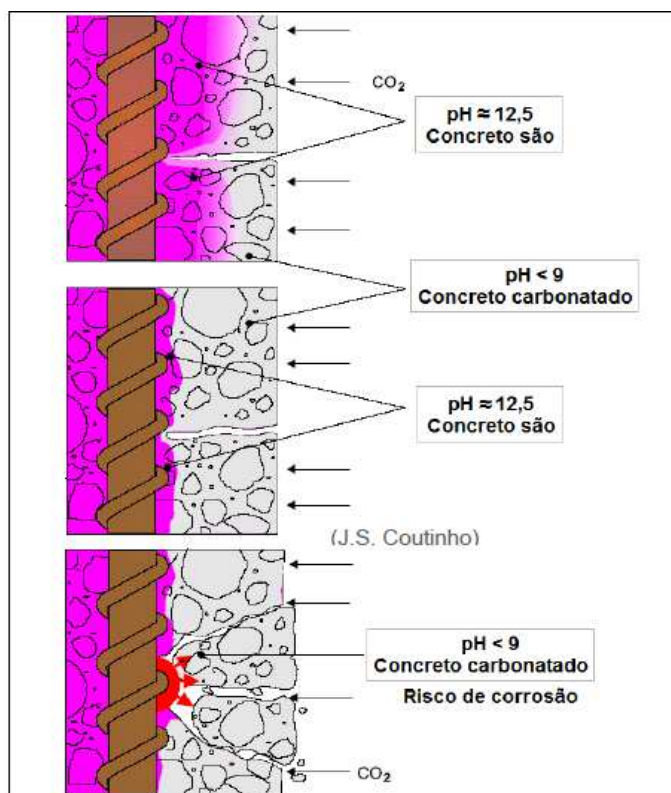


Figura 2.40: Avanço da carbonatação, indicada por teste químico via fenolftaleína. Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 17/01/2012).

2.4.3.7 Ataque por cloretos

Nenhum outro contaminante comum está tão extensivamente documentado na literatura como causador de corrosão dos metais no concreto como estão os cloretos (CASCUDO, 1997).

Os íons cloretos (Cl⁻) são os agentes mais problemáticos para a corrosão de armaduras, por serem capazes de despassivar o aço mesmo em pH extremamente elevado, dando início ao processo corrosivo (CAVALCANTI FILHO, 2010). Além de despassivar a armadura, os cloretos têm plena participação no processo corrosivo (CASCUDO, 1997).

Segundo Neville (1997) *apud* Polito (2006), estes íons destroem a película passivante do aço e, com a presença de água e oxigênio, tornam possível a corrosão.

Para Cascudo (1997), os íons cloreto (Cl⁻) podem ser introduzidos no concreto através de distintas formas:

- Uso de aditivos aceleradores de pega que contém CaCl₂;
- Na forma de impureza indesejada tanto nos agregados (areia e brita) quanto na água de amassamento;
- Atmosfera marinha (maresia);
- Água do mar (estruturas “*off shore*”);
- Uso de sais de degelo (sais anti-congelantes empregados nos invernos rigorosos de países frios);
- Processos industriais (etapa de branqueamento de indústrias de celulose e papel, por exemplo);
- Limpeza do concreto com ácido muriático (HCl).

Ressalta-se que em regiões litorâneas a preocupação com este tipo de ataque deve ser constante, visto que a proximidade do mar faz com que a atmosfera contenha íons cloretos. Assim, as partículas de água do mar contendo sais dissolvidos, quando em suspensão na atmosfera, são arrastadas pelo vento e podem depositar-se nas estruturas, podendo os íons cloreto ingressar no concreto por absorção capilar da água na qual se encontram dissolvidos (CAVALCANTI FILHO, 2010).

Dentre os vários fatores que potencializam o ataque dos cloretos (tópico a ser estudado com mais detalhes no sub-item 2.4.3.7.4), Emmons (1993) chama a atenção para a importância do pH do concreto. Foi demonstrado que é necessário um nível de 8000 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.

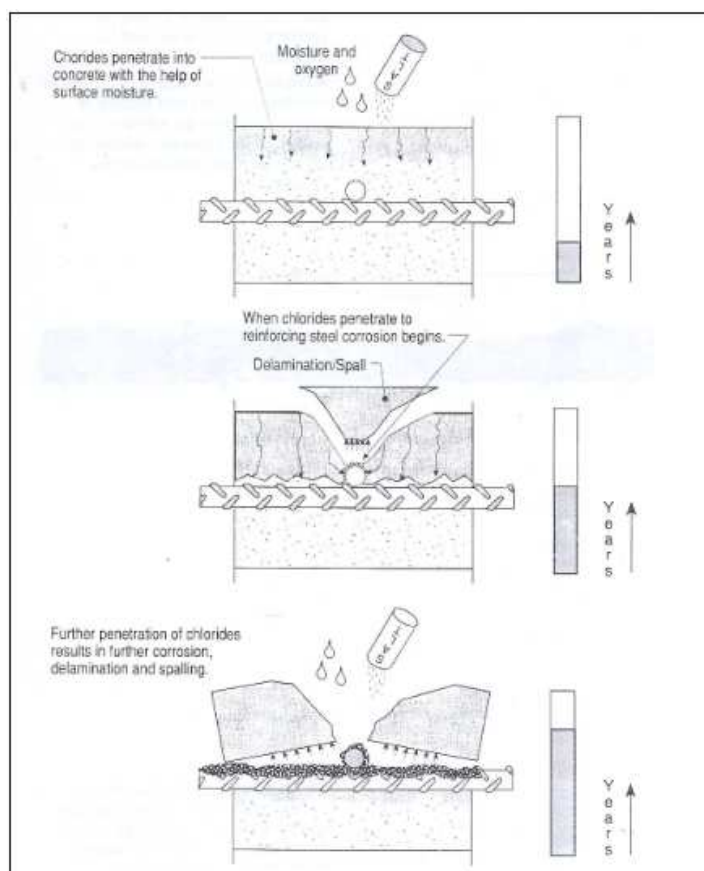


Figura 2.41: Penetração de cloretos em concreto submetido à umidade, dando início à corrosão. Fonte: EMMONS, 1993.

Segundo Cascudo (1997) e Monteiro (2002), os íons cloretos podem ser encontrados no interior do concreto em uma das seguintes formas:

- Quimicamente combinados com o composto cimentício aluminato tricálcico (C_3A), formando cloroaluminato de cálcio ($C_3A.CaCl_2.10H_2O$), ou combinado com o C_4AF , formando o cloroferrato;
- Fisicamente adsorvidos na superfície das paredes dos poros capilares na estrutura espacial do silicato de cálcio hidratado (C-S-H);
- Livres, precipitados ou dissolvidos na fase aquosa do concreto (na solução dos poros do concreto).

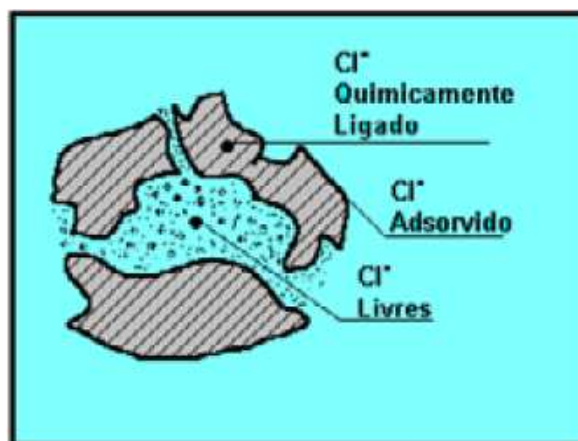


Figura 2.42: Formas de apresentação dos íons cloreto na estrutura do concreto. Fonte: Farias (1991) *apud* Silva (2006).

É consenso que apenas os cloretos livres são os agentes nocivos à armadura. Entretanto, os cloretos combinados podem tornar-se livres através das reações de carbonatação e da elevação da temperatura do concreto (CAVALCANTI FILHO, 2010).

2.4.3.7.1 Teorias para o ataque dos íons cloretos (Cl⁻) sobre a corrosão do aço

Não se sabe, precisamente, como se dá o mecanismo de desp passivação do aço seguido da corrosão das armaduras mediante o ataque de cloretos. Cascudo (1997) cita o relatório do Comitê 222 do ACI, o qual apresenta três teorias para explicar os efeitos dos íons cloretos sobre a corrosão das armaduras de aço:

1ª) Teoria do filme de óxido: segundo esta teoria, os íons de cloreto penetram (através de poros ou defeitos no concreto) no filme passivante que envolve o aço, mais facilmente do que penetram outros íons. Alternadamente, os cloretos podem dispersar-se coloidalmente no filme de óxido, tornando mais fácil a sua penetração.

2ª) Teoria da adsorção: segundo esta teoria, os íons cloretos são adsorvidos na superfície metálica em competição com o oxigênio dissolvido ou com íons hidroxila. O cloreto promove a hidratação dos íons metálicos, facilitando a sua dissolução.

3ª) Teoria do complexo transitório: de acordo com esta teoria, os íons cloretos Cl^- competem com os íons hidroxila (OH^-) para produção de íons ferrosos pela corrosão. Forma-se então um complexo solúvel de cloreto de ferro FeCl_2 . Este pode difundir-se a partir das áreas anódicas destruindo a camada protetora de $\text{Fe}(\text{OH})_2$ e permitindo a continuação do processo corrosivo. A uma determinada distância do eletrodo o complexo é rompido, precipitando o hidróxido de ferro e os íons cloretos ficam livres para transportar mais íons ferrosos da área anódica. Uma vez que a corrosão não é estancada, mais íons de ferro continuam a migrar dentro do concreto, a partir do ponto de corrosão, e reagem também com o oxigênio para formar óxidos mais altos que induzem a um volume quatro vezes maior, causando tensões internas e fissuras no concreto. A formação de complexos de cloreto de ferro pode também conduzir a forças internas que levem à fissuração e à desagregação do concreto.

2.4.3.7.2 Mecanismos de transporte dos íons cloretos (Cl^-)

Os principais mecanismos de transporte dos cloretos ao interior do concreto podem ser classificados em:

- *Absorção capilar;*
- *Difusão iônica;*
- *Permeabilidade sob pressão hidráulica.*

a) Absorção capilar

Cavalcanti Filho (2010) entende que este fenômeno se dá através do contato entre o concreto e a solução líquida rica em íons cloretos, a qual adentra / penetra pelos poros devido às tensões capilares. Tal fenômeno ocorre imediatamente após o contato superficial entre o líquido e o substrato. Portanto, ocorre na superfície do concreto. É a porta de entrada para os cloretos nas estruturas marítimas sujeitas a ciclos de molhagem e secagem, tais como estruturas semi-submersas.

A absorção capilar é o principal mecanismo para a penetração de cloretos em estruturas em atmosfera marinha, pois os cloretos ficam impregnados na superfície da peça e quando dissolvidos em contato com a água penetram por absorção capilar (CAVALCANTI FILHO, 2010).

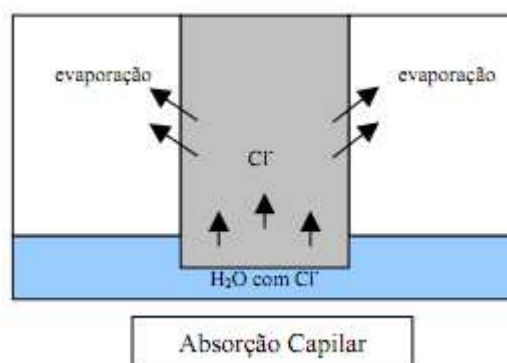


Figura 2.43: Transporte de cloretos via absorção capilar. Fonte: Helene (1993) *apud* Hoffmann (2001).

Não há absorção capilar em concretos saturados, pois o concreto deve estar com os poros secos ou parcialmente secos para que seja possível a absorção de água por capilaridade. Todavia, em concretos saturados de forma permanente, o principal mecanismo de ingresso de cloretos passa a ser por difusão.

As características intrínsecas do líquido que influem na absorção capilar são: viscosidade, densidade e tensão superficial. Líquidos de alta viscosidade e alta tensão superficial têm mais dificuldade em penetrar os poros do concreto. Cascudo (1997) e Monteiro (2002) mencionam ainda que a influência da estrutura dos poros (isto é, dimensões e interconectividade) é determinante na absorção capilar. Quanto maiores forem os poros, maior será o volume absorvido bem como a velocidade de absorção. Entretanto, menores serão as tensões superficiais, facilitando a penetração do líquido no interior do concreto (caso os poros capilares estejam interconectados entre si, devido à porosidade aberta).

Helene (1993) *apud* Cavalcanti Filho (2010) afirma que concretos de baixa relação *a/c* apresentam capilares de menor diâmetro e menos intercomunicáveis, resultando em menores volumes absorvidos (portanto menor absorção capilar).

b) Difusão iônica

A absorção capilar e a difusão iônica são os principais mecanismos de transporte de íons cloreto através dos poros do concreto. Enquanto aquela ocorre na camada mais externa, isto é, na superfície do concreto, esta se desenvolve no interior do concreto.

Consiste no movimento de íons cloretos no interior do concreto, em meio aquoso (visto que a presença do teor de umidade é mais intensa no interior do concreto), provocado pela diferença ou gradiente de concentração iônica, seja entre o meio externo e o interior do concreto, seja dentro do próprio concreto. Estas diferenças nas concentrações de cloretos suscitam o movimento desses íons em busca do equilíbrio. Entretanto, para que ocorra a difusão iônica, é necessário que haja uma interconexão dos capilares (porosidade aberta), bem como a existência de um eletrólito – o meio aquoso ou a umidade – sem os quais a difusão iônica não ocorre (CASCUDO,1997; CAVALCANTI FILHO, 2010).

A difusão iônica só ocorre se houver um teor mínimo de umidade que permita a movimentação dos íons. A difusão iônica é mais efetiva quando os poros da pasta de cimento hidratado estão saturados, mas também ocorre em concretos parcialmente saturados, segundo Neville (2007) *apud* Cavalcanti Filho (2010). Além disso, a difusão dos íons cloreto será tanto mais intensa quanto maior for a sua concentração na solução externa. Portanto, tomando por referência uma estrutura de concreto semi-submersa, a difusão iônica ocorre nas regiões submersas, na de variação da maré (molhagem e secagem constantes) e naquelas sujeitas aos respingos e vapor do mar.

Sabe-se que as adições (pozolana, escória de alto-forno, etc.) contribuem para o refinamento da estrutura porosa do concreto. Portanto, quanto menos poroso, menos permeável e mais compacto for o concreto, menor será a difusão iônica.

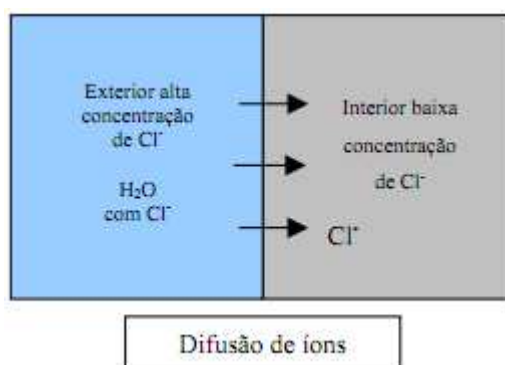


Figura 2.44: Transporte de íons cloretos para o interior do concreto via difusão iônica. Fonte: Helene (1993) *apud* Hoffmann (2001).

c) Permeabilidade a líquidos sob pressão hidráulica

Mehta e Monteiro (2008) definem permeabilidade como a facilidade com que um fluido pode escoar através de um sólido (neste caso, o concreto), sob um gradiente de pressão externa. O mecanismo de penetração de água sob pressão se caracteriza pela existência de um gradiente hidráulico que força a entrada de água no concreto. Cascudo (1997) ressalta que este fenômeno está relacionado tanto ao diâmetro dos poros capilares quanto à interconexão / intercomunicação entre eles.

A estrutura porosa do concreto (tamanho dos poros e interconectividade entre eles), por sua vez, depende do fator a/c . Quanto menor for a relação a/c , maior será a compacidade, e menores serão a porosidade capilar e a interconexão ou intercomunicação entre os poros. Conseqüentemente, menor será a permeabilidade do concreto. Esta situação ocorre em estruturas submersas ou parcialmente submersas (MONTEIRO, 2002).

É verificado o transporte de substâncias líquidas pela permeabilidade sob pressão apenas em situações especiais onde haja o acúmulo e/ou a contenção de águas, a contenção de solos, o contato direto com a ação de águas correntes e o caso de estruturas semi-enterradas com a presença do lençol freático (CASCUDO, 1997), bem como nas estruturas submersas em geral.

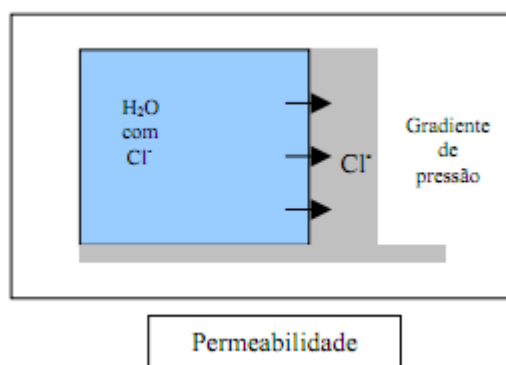


Figura 2.45: Transporte de íons cloretos via permeabilidade em estrutura de contenção de água. Fonte: Helene (1993) *apud* Hoffmann (2001).



Figura 2.46: Atuação simultânea de diversos mecanismos de transporte em uma estrutura marítima. Fonte: Ferreira (1999) *apud* Missau (2004).

2.4.3.7.3 Limite crítico de cloretos

Hansson (1985) *apud* Figueiredo (2005) afirma que uma certa quantidade de cloretos pode ser tolerada sem risco de corrosão, visto que, após reagirem com os aluminatos provenientes do clínquer (C_3A e C_4AF), os íons cloretos não estarão livres para atacar o filme passivante que envolve a armadura. No entanto, existe um valor limite de concentração no qual os íons cloreto podem romper a camada de óxidos passivante e iniciar o processo de corrosão da armadura. Esse limite não está associado a um valor fixo, embora algumas normas ou recomendações de alguns países apresentem valores orientativos de valores de íons cloretos Cl^- em relação à massa de cimento, conforme Tabela 2.9.

Tabela 2.9: Teor limite de cloretos (em relação à massa de cimento) para algumas normas estrangeiras. Fonte: adaptado de Figueiredo (2005).

NORMA	PAÍS	ANO	TEOR MÁX. (%) DE CLORETOS EM RELAÇÃO À MASSA DE CIMENTO	
			CONCRETO ARMADO	CONCRETO PROTENDIDO
BSI-BI 8110	INGLATERRA	1985	0,40%	0,10%
CEB	EUROPA	1991	0,40%	-
ACI 318-21	EUA	2001	0,30% (amb. normal)	-
			1,00% (amb. seco)	-
			-	0,06%

A NBR 6118 (ABNT, 2003), por sua vez, não se reporta ao teor de cloretos, mas enfatiza que não é permitido utilizar aditivos contendo cloretos em sua composição, tanto em estruturas de concreto armado quanto em protendido.

2.4.3.7.4 Fatores influentes no ataque dos íons cloretos (Cl⁻)

Dentre os parâmetros que influenciam a penetração dos íons cloretos no concreto, podem ser citados:

- Estrutura porosa do concreto (tamanho dos poros capilares e interconexão entre eles);
- Composição química (teor de C₃A) e tipo de cimento (adições);
- Relação a/c, adensamento e cura do concreto;
- Grau de saturação dos poros;
- Fissuras no concreto;
- Estado de carbonatação do concreto;
- pH do concreto;

A influência da estrutura porosa foi apresentada no sub-item 2.4.3.7.2 (“*Mecanismos de transporte de íons Cl⁻*”). A expressão “estrutura porosa” é usada para referir-se ao tamanho dos poros capilares e à interconectividade ou interconexão entre eles. Quanto maiores forem os poros capilares e a interligação entre os mesmos, mais suscetível será o concreto à penetração de íons cloretos, seja por absorção capilar, difusão iônica ou mesmo permeabilidade sob pressão hidráulica.

A composição química do cimento tem influência na penetração de cloretos, já que o teor de C₃A determina a capacidade de combinação com os íons cloretos (Cl⁻). Isto porque os aluminatos irão fixar e combinar quimicamente com os cloretos, ao reagir e formar os cloroaluminatos e os cloroferratos de cálcio, diminuindo a quantidade de cloretos livres na solução aquosa dos poros do concreto.

Rasheeduzzafar *et al.* (1990) *apud* Figueiredo (2005) constataram que cimentos com teores mais elevados de C₃A podem ter desempenho muito melhor (em termos de resistência ao ataque por cloretos) do que cimentos com baixos teores de C₃A, conforme Tabela 2.10.

Tabela 2.10: Quantidade de cloretos livres em relação a diversos teores de C_3A .
 Fonte: Rasheeduzzafar *et al.* (1990) *apud* Figueiredo (2005).

Teor de C_3A (%)	% de cloretos livres	Acréscimo de tempo para iniciar a corrosão
2%	86%	Referência
9%	58%	1,75 vezes
11%	51%	1,93 vezes
14%	33%	2,45 vezes

Além do teor de C_3A , o tipo de cimento também irá influenciar a resistência do mesmo em relação ao ataque de íons cloretos. Cimentos com adições, quando submetidos aos cloretos, apresentam comportamento contrário àquele apresentado quando submetidos à carbonatação. Enquanto na carbonatação as adições parecem influir de forma negativa na capacidade de retardar o ingresso de CO_2 , na resistência à penetração dos cloretos as adições agem de forma a frear a penetração desses íons. Isso porque as adições contribuem para o refinamento dos poros do concreto, diminuído tanto a porosidade quanto a permeabilidade do mesmo, o que dificulta a penetração dos íons Cl^- via absorção capilar, difusão iônica e permeabilidade sob pressão hidráulica.

Page *et al.* (1981) *apud* Figueiredo (2005) estudaram o comportamento da difusão de cloretos em pastas de cimentos elaboradas com cimento Portland comum, cimento resistente a sulfatos, cimento com adição de 65% de escória de alto-forno e cimento com 30% de adição de cinza volante. Os resultados, conforme Tabela 2.11, mostraram que a presença de adições reduz, em muito, a difusão de cloretos. Neste caso, ficou provado também que o cimento com escória de alto-forno teve desempenho superior ao cimento com cinza volante no quesito resistência à difusão iônica dos íons cloretos. Quanto ao cimento resistente aos sulfatos, este mostrou ser bem suscetível à difusão iônica dos cloretos, por ter baixa capacidade de fixação dos íons cloretos livres, devido ao baixo teor de C_3A (composto cimentício que combina quimicamente com os cloretos livres).

Tabela 2.11: Coeficiente de difusão de cloretos, a 25°C, em pastas de cimento com $a/c = 0,5$.
Fonte: Meira (2004) *apud* Figueiredo (2005).

Tipo de cimento	Coeficiente de difusão $\times 10^{-9}$ (cm ² /s)
Cimento com 65% de escória de AF	4,1
Cimento com 30% de cinza volante	14,7
Cimento Portland	44,7
Cimento resistente a sulfatos	100,0

A relação a/c também influencia no ataque de íons cloretos, conforme mencionado no sub-item 2.4.3.7.2 (*“Mecanismos de transporte de íons cloretos”*), pois é um dos responsáveis pela estrutura porosa (isto é, porosidade e permeabilidade) do concreto. Quanto maior for o fator a/c , maior será o tamanho dos poros capilares, e maior será também a interconexão entre eles, tornando o concreto mais permeável, facilitando a penetração dos íons cloretos (CAVALCANTI FILHO, 2010). A Figura 2.47 apresenta o coeficiente de difusão efetivo de íons cloretos em função de diferentes relações a/c .

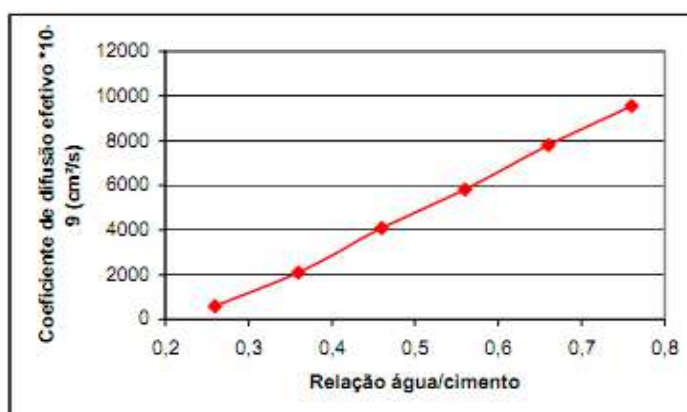


Figura 2.47: Efeito da relação a/c sobre a carga total passante de cloretos.
Fonte: Pereira (2002) *apud* Missau (2004).

Assim como relação a/c , o adensamento também influencia a estrutura porosa do concreto, e por consequência, influenciam na penetração dos íons cloretos da seguinte forma: quanto mais adensado for o concreto, menor será sua porosidade e a permeabilidade e, conseqüentemente, maior será a dificuldade de penetração dos cloretos. No entanto, deve ser feita uma importante observação: tanto o excesso quanto a falta de vibração são prejudiciais ao concreto, pois podem resultar em segregação, exsudação ou mesmo vazios no concreto, facilitando ainda mais a penetração dos cloretos (MAGALHÃES, 2011).

Quanto às condições de cura, Page *et al.* (1981) *apud* Figueiredo (2005) entendem que estas afetam a difusibilidade efetiva de íons cloretos, ao modificarem a estrutura porosa e, por conseguinte, alterarem a porosidade final do concreto. Pode-se afirmar que, quanto maior for eficiência e o tempo de duração da cura, maior será a hidratação do cimento, e menor será a porosidade e a permeabilidade do concreto. Além disso, menor será a chance de ocorrência de fissuração no concreto por retração plástica, o que também reduz a intensidade de penetração dos cloretos.

Outro parâmetro que influencia a suscetibilidade do concreto ao ataque dos cloretos é o grau de saturação dos poros do concreto. Se os mesmos estiverem totalmente saturados, não ocorrerá carbonatação, mas ocorrerá difusão iônica dos cloretos. Se os poros estiverem parcialmente saturados, ocorrerá tanto carbonatação quanto penetração dos cloretos. Se os poros estiverem completamente secos, não ocorrerá carbonatação, mas poderá ocorrer o ataque por cloretos, caso os mesmos entrem em contato com o concreto através de umidade do ar (caso das estruturas situadas em ambiente de atmosfera marinha), o que permitiria a penetração de íons cloretos por difusão iônica.

O estado de carbonatação do concreto também influencia a penetração dos íons cloretos. Considere-se um concreto que possua uma certa quantidade de cloretos combinados e outra livre (esta última em quantidade inferior à necessária para despassivar a armadura). Quando o concreto começa a carbonatar, ocorre uma redução no seu pH. Devido a esta redução de pH, parte dos cloretos quimicamente combinados passam à condição de livres. Desta maneira, a quantidade de cloretos livres pode atingir o limite crítico de rompimento da camada passivadora da armadura mesmo com uma quantidade mais baixa de cloretos totais. Essa combinação entre carbonatação e cloretos é normalmente a causa dos problemas mais severos de corrosão. Em concretos parcialmente carbonatados, o ingresso de íons cloretos pode ser acelerado em até 100% (Jones, McCarthy e Dhir, 1994 *apud* MONTEIRO, 2002).

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

2.4.3.7.5 Medida da profundidade de alcance dos íons Cl^- no interior do concreto

A medida é feita em amostras de concreto retiradas de diferentes profundidades da estrutura, na forma de pó (com perfuradoras) ou sólidas. Neste último caso, um corpo-de-prova testemunho pode ser extraído, seccionado e moído (FIGUEIREDO, 2005).

Vários são os métodos que podem ser utilizados para realizar a análise quantitativa (determinar o teor) de cloretos nas amostras, tais como: análise por fluorescência de raios-x, método eletrodo de íon seletivo, método de Volhar, *ASTM C 102 Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, etc. (MONTEIRO, 2002; FIGUEIREDO, 2005).



Figura 2.48: Corrosão das armaduras de concreto armado por ataque de cloretos
Fonte: http://www.dcc.ufpr.br/wiki/images/0/01/TC031_Durabilidade.pdf (acesso em 21/01/2012).



Figura 2.49: Pilar sobre o mar, após 10 anos de construção, deteriorado por carbonatação e cloretos. Fonte: AGUIAR, 2006.

2.4.4 Causa eletroquímica

2.4.4.1 Fundamentos da corrosão do aço

Segundo a natureza do processo, Cascudo (1997) classifica a corrosão em: **corrosão química** (também conhecida como corrosão seca ou oxidação) e **corrosão eletroquímica** (ou corrosão aquosa). A primeira se dá por uma reação gás-metal, com formação de uma película de óxido. É um processo lento e não provoca deterioração superficial das superfícies metálicas (exceto quando se tratar de gases extremamente agressivos). Helene (1986) *apud* Polito (2006) afirma que este fenômeno ocorre preponderantemente durante a fabricação das barras, resultando na formação de uma película compacta, uniforme e pouco permeável, sobre a superfície do aço, podendo até servir de proteção relativa contra a corrosão de natureza eletroquímica. Entretanto, trata-se de uma proteção débil. Devido a pouca relevância da corrosão química como mecanismo de deterioração do aço, este tema não será explorado neste trabalho.

Já a corrosão eletroquímica ou aquosa, conforme descreve Cascudo (1997), é a que efetivamente traz problemas às obras civis. Trata-se de um ataque de natureza eletroquímica, que ocorre em meio aquoso, como resultado da formação de uma pilha ou célula de corrosão eletroquímica. Por sua vez, as pilhas eletroquímicas são constituídas obrigatoriamente pelos seguintes componentes:

- **Ânodo:** eletrodo no qual se verificam as reações anódicas de oxidação do metal. Estas reações consistem em o átomo metálico deixar o metal para formar íons desse metal no eletrólito. No ânodo há uma perda de elétrons, ou seja, os elétrons oriundos das reações anódicas (reações de oxidação, de dissolução do metal) movem-se para o cátodo, onde serão consumidos em outra reação superficial. Portanto, é o que sofre a corrosão;
- **Cátodo:** eletrodo no qual se verificam as reações catódicas (de redução) de espécies eletroquímicas ou íons do eletrólito. Uma reação catódica típica na armadura de concreto é a redução do oxigênio. No cátodo há um ganho de elétrons originários de regiões anódicas, necessário para viabilizar as reações de redução de cátions em suas proximidades. Portanto, é onde ocorre a conhecida deposição catódica;
- **Eletrólito:** é o condutor (usualmente um líquido) no qual o ânodo e o cátodo devem estar imersos. Contém íons que transportam a corrente elétrica do ânodo para o cátodo;
- **Diferença de potencial** (também chamada de potencial elétrico) entre o ânodo e o cátodo;
- **Condutor metálico:** trata-se da ligação metálica entre o ânodo e o cátodo por onde passa os elétrons do ânodo para o cátodo.

Uma observação a ser feita é que, numa pilha eletroquímica, se qualquer um destes elementos for retirado, o circuito é aberto, e a corrosão é paralisada.

Segundo a morfologia do processo, Cascudo (1997) classifica a corrosão eletroquímica do aço em três tipos mais comuns:

- **Corrosão generalizada:** ocorre de uma maneira generalizada em toda a superfície do metal, podendo ser uniforme, com a superfície tendendo a ser lisa e regular, ou não uniforme, apresentando superfície rugosa e irregular;
- **Corrosão por pite** (ou puntiforme): é um tipo de corrosão localizada, na qual há pontos de formação de desgaste definidos na superfície metálica, os quais

evoluem aprofundando-se, podendo causar a ruptura pontual da barra. Na maioria dos casos, ocorrem na forma de depressões rasas e de maior diâmetro ao longo das barras de aço;

- Corrosão sob tensão fraturante: trata-se de outro tipo de tensão localizada, a qual se dá concomitantemente com uma tensão de tração na armadura, podendo dar origem à propagação de fissuras na estrutura do aço. Ocorre eminentemente em estruturas protendidas, mas pode-se dar também em estruturas de concreto armado, já que com pelo menos 10% do limite de resistência à tração do aço é possível a sua ocorrência. Em ambientes ricos em cloretos e com elevados níveis de tensão, a velocidade de ocorrência deste tipo de corrosão é maior e sua incidência passa a ser preocupante. Os mecanismos que regem a corrosão sob tensão são pouco compreendidos, mas seus efeitos são reconhecidamente perigosos nas estruturas de concreto, caracterizando-se por rupturas bruscas, sem deformações significativas de elementos estruturais e praticamente sem sintomas visuais de corrosão (CASCUDO, 1997).

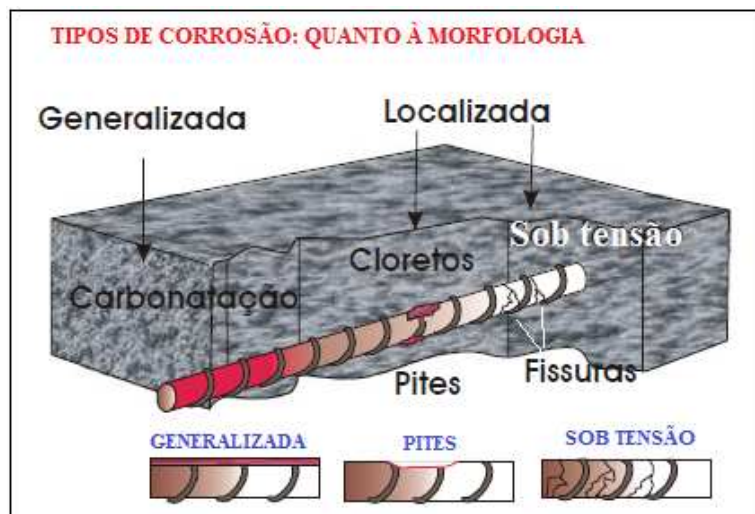


Figura 2.50: Os 3 tipos de corrosão segundo a morfologia. Fonte: Cascudo (1997) *apud* Polito (2006).

Um quarto tipo de corrosão, citada por Aguiar (2006) seria a *corrosão galvânica* (também chamada de corrosão bimetálica). Este tipo de corrosão ocorre quando há contato entre diferentes tipos de metal em um mesmo meio eletrolítico. O metal com menor atividade eletroquímica é corroído. Uma das situações mais comuns encontradas é o uso de alumínio dentro do concreto armado, segundo Emmons (1993) *apud* Aguiar (2006).

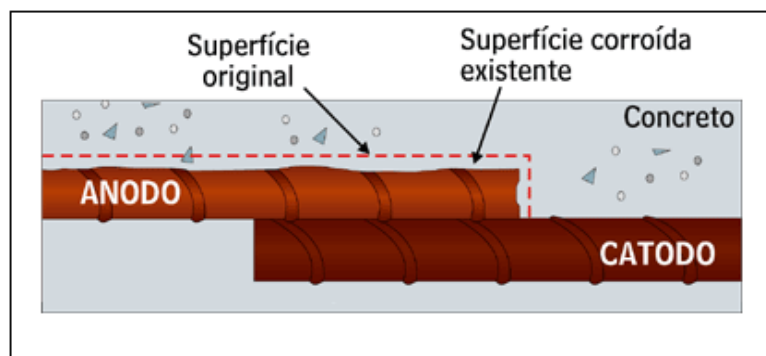
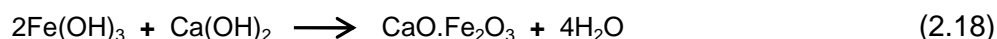


Figura 2.51: Pilha eletroquímica por corrosão galvânica em concreto armado.
 Fonte: <http://www.engegraut.com.br/corrosao.htm> (acesso em 26.01.2012)

2.4.4.2 Período de iniciação da corrosão eletroquímica do aço

A armadura presente no interior do concreto, em meio alcalino, está protegida do fenômeno da corrosão (eletroquímica), devido à presença de uma fina camada ou película protetora de caráter passivo, que envolve totalmente essa armadura, sendo, portanto, uma proteção química para o aço. Silverman (1986) *apud* Cascudo (1997) afirma que a película passivadora, além de ser muito aderente ao aço, é bastante delgada, cuja espessura varia de 10^{-3} a 10^{-1} μm . Ferreira (2000) *apud* Aguiar (2006), afirma que a camada de passivação é criada pouco depois do início da hidratação do cimento.

Para Cascudo (1997), a película de passivação pode ser resultante da combinação da ferrugem superficial ($\text{Fe}(\text{OH})_3$) com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), formando o ferrato de cálcio ($\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$), segundo a reação:



Enquanto a armadura estiver passivada, não haverá corrosão (eletroquímica), posto que a película impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, bem como dificulta a dissolução do ferro. Além da proteção química oferecida pela passivação do aço, alguns autores ainda destacam no concreto um aspecto físico adicional de proteção contra a corrosão, que seria a formação de um precipitado de plaquetas hexagonais de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sobre a superfície metálica, constituindo assim uma camada de proteção física para as barras (CASCUDO, 1997).

Ressalta-se que a destruição progressiva da película de passivação se dá pela incidência da carbonatação e do ataque por cloretos (ambos os mecanismos abordados nos sub-itens 2.4.3.6 e 2.4.3.7 deste trabalho, respectivamente), sem, entretanto, ocorrer a corrosão eletroquímica do aço. Na literatura, este evento é conhecido como *período de iniciação*, conforme Figura 2.52.

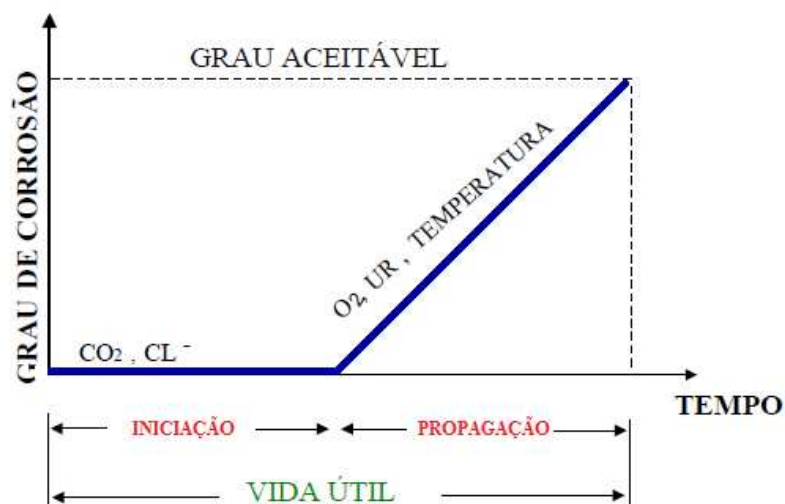


Figura 2.52: Modelo de vida útil – iniciação e propagação da corrosão. Fonte: Tuutti (1982) *apud* Monteiro (2002).

No próximo tópico será abordado o tema da corrosão eletroquímica propriamente dita, a qual se processa de fato durante o chamado período de propagação, logo após a despassivação do aço.

2.4.4.3 Período de propagação da corrosão eletroquímica.

Uma vez despassivada a armadura, seja pela chegada da frente de carbonatação, seja pela ação deletéria dos cloretos, ou ainda pela ação simultânea de ambos os fatores, ela fica vulnerável à corrosão (eletroquímica). Inicia-se, então, a propagação deste fenômeno na armadura de aço do concreto. Observa-se que, assim como em qualquer célula eletroquímica, a pilha de corrosão no aço do concreto armado também é formada por um ânodo, um cátodo, um condutor metálico, um eletrólito e uma diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas (SILVA, 2006).

Logo, os elementos preponderantes para a propagação da corrosão eletroquímica das armaduras são:

- ❖ **Condutor metálico:** é a própria armadura de aço;
- ❖ **Diferença de potencial:** a diferença de potencial se dá entre dois pontos de uma barra de aço imersa no concreto, sendo responsável pelo surgimento das regiões anódicas e catódicas da pilha de corrosão, bem como pelo movimento de elétrons do ânodo para o cátodo. A diferença de potencial pode ser originada de uma variação de umidade, aeração diferencial devido à menor compactidade e qualidade do concreto, concentração salina diferencial, solicitações mecânicas distintas no concreto e no aço, impureza no metal, falta de uniformidade na composição do aço, carbonatação, penetração de íons cloretos, heterogeneidade no concreto ou ainda através do contato entre diferentes metais no mesmo eletrólito (CASCUDO, 1997; SILVA, 2006; POLITO, 2006; AGUIAR, 2006);
- ❖ **Eletrólito:** é a fase líquida (isto é, umidade) contida nos poros do concreto. Basicamente, é uma solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), hidróxido de sódio (NaOH) e hidróxido de potássio (KOH), além de íons agressivos originários do meio externo (CASCUDO, 1997). O eletrólito é essencial na corrosão eletroquímica do aço, pois é nele onde ocorre o movimento de íons que, por sua vez, resultará no movimento de elétrons (ao transportar a corrente elétrica) ao longo da armadura, entre as áreas anódicas e catódicas das barras de aço. Portanto, conforme afirma Polito (2006), trata-se de uma solução carregada ionicamente, na qual o fluxo de íons possibilita o movimento de elétrons na barra de aço. Hladky e Dawson (1981) *apud* Cascudo (1997) afirmam que o eletrólito se apresenta sob a forma de uma película sobre a superfície do aço e é fornecido pela presença de umidade no concreto;
- ❖ **Oxigênio:** a corrosão do aço nas armaduras do concreto depende essencialmente da presença de oxigênio dissolvido no eletrólito. A reação catódica básica verificada no caso da corrosão do aço no concreto é a redução de oxigênio, a qual possibilita o consumo de elétrons provenientes das áreas

anódicas, além de produzir o radical OH^\cdot que irá reagir com íons de ferro para formar os produtos de corrosão. Um dos principais obstáculos para o desencadeamento do processo eletroquímico está relacionado com a disponibilidade de O_2 nas áreas catódicas. Por sua vez, a taxa de difusão de O_2 é função de um determinado teor de umidade do concreto. No concreto úmido, o oxigênio estará principalmente difundindo-se em solução, enquanto que, no concreto parcialmente seco, a difusão do oxigênio gasoso é mais rápida. Contudo, para que o oxigênio seja consumido numa reação catódica, ele tem que estar no estado dissolvido. No caso de um concreto com poros saturados, a taxa de corrosão do aço será baixa, devido à maior dificuldade de difusão do oxigênio nestas condições (CASCUDO, 1997). Uma importante consideração a ser feita é concernente à umidade relativa. Em um concreto com uma UR abaixo de 60%, provavelmente não haverá corrosão. O mesmo acontecerá se o concreto estiver saturado com água. A umidade ótima para ocorrer o processo encontra-se entre 70% e 80%, sendo que, acima deste nível, a difusão de oxigênio é reduzida consideravelmente, segundo Aranha (1994) *apud* Aguiar (2006).

- ❖ **Agentes agressivos:** de acordo com Helene (1993) *apud* Silva (2006), contribuem para acelerar o processo de corrosão, pois, além de serem responsáveis pela diminuição da alcalinidade do concreto, facilitam a despassivação do aço e ainda contribuem para o aumento da condutividade elétrica do concreto. Cascudo (1997) cita alguns dos principais agentes agressivos: os íons cloretos (Cl^-), sulfetos (S^{2-}), sulfatos (SO_4^{2-}), nitritos (NH_4^+), e os compostos, tais como o dióxido de carbono (CO_2), óxidos de enxofre (SO_2 e SO_3), gás sulfídrico (H_2S), fuligem, etc.
- ❖ **Ânodo:** é a região da barra de aço que fica corroída, devido às reações de dissolução do ferro;
- ❖ **Cátodo:** é a região não corroída da barra de aço, onde ocorrem as reações de redução de oxigênio.

Sabe-se que a corrosão eletroquímica pode ser desencadeada por carbonatação ou por ataque de cloretos, conforme Figura 2.55.

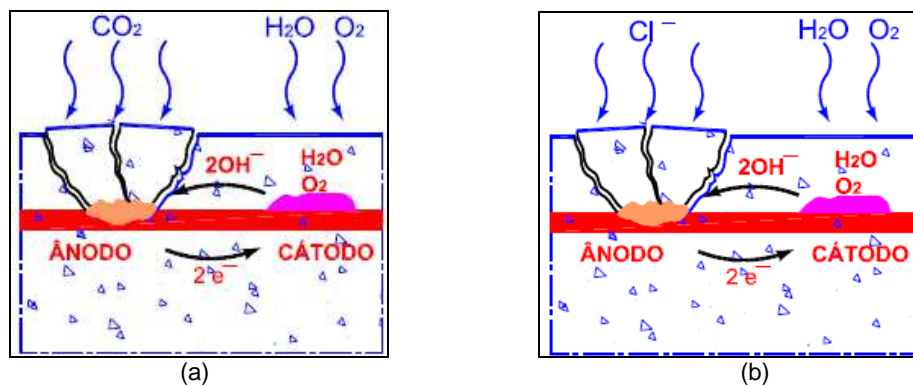


Figura 2.55: Corrosão eletroquímica do aço por: (a) carbonatação; (b) ataque por cloretos. (MAR, 2006).

No caso da carbonatação, as reações de corrosão serão (MAR, 2006):

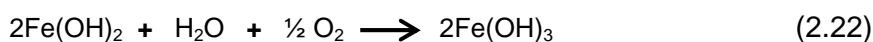
- ❖ Ânodo: dissolução do ferro, conforme Equação 2.19:



- ❖ Cátodo: redução do oxigênio, conforme Equação 2.20:



- ❖ Produtos gerados pela corrosão por carbonatação (Eq. 2.21, 2.22 e 2.23):



Todavia, se a corrosão eletroquímica tiver ocorrido devido ao ataque por cloretos, ocorrerão as seguintes reações (MAR, 2006):

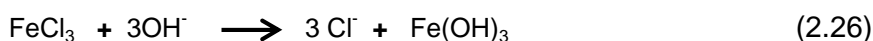
- ❖ Ânodo: dissolução do ferro, conforme Equação 2.24:



- ❖ Cátodo: redução do oxigênio, conforme Equação 2.25:



- ❖ Produtos gerados pela corrosão por ataque de cloretos (Equação 2.26):



2.4.4.4 Efeitos da corrosão e sintomatologia típica nas estruturas de concreto.

Os produtos gerados pela corrosão do aço são expansivos. A Figura 2.56 ilustra os volumes relativos de alguns destes produtos.

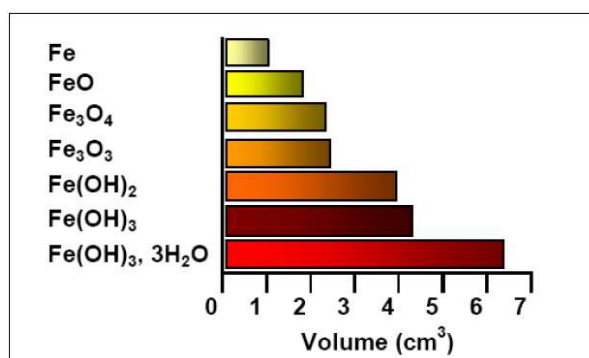


Figura 2.56: Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão. Fonte: adaptado de Cascudo (1997).

À medida que a corrosão vai se processando, os produtos decorrentes da corrosão eletroquímica do aço vão se acumulando cada vez mais ao redor das armaduras, criando verdadeiras “crostas” no seu entorno (CASCUDO, 1997). Por serem altamente expansivos, passam a ocupar volumes de 3 a 10 vezes superiores ao volume original do ferro, podendo causar pressões internas de expansão superiores a 15 MPa, Gentil (2003) *apud* Polito (2006) afirma que estas tensões internas são da ordem de 32 MPa), resultando em fissuração e facilitando ainda mais a entrada de agentes agressivos, conforme relata Cánovas (1988) *apud* Silva (2006). Posterior à fissuração, pode ocorrer o lascamento e deslaminamento da camada de revestimento do concreto (deixando a armadura exposta), tamanha é a tensão expansiva exercida internamente pelos óxidos e hidróxidos de ferro gerados.

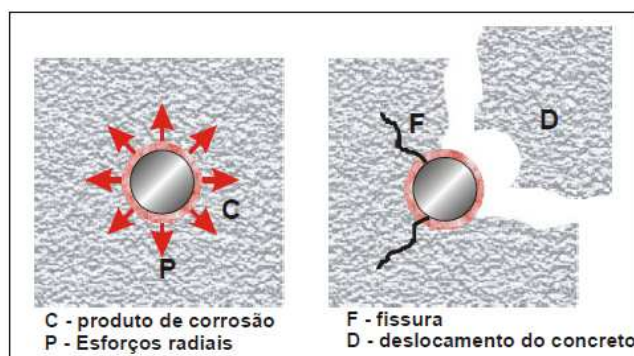


Figura 2.57: Esforços radiais produzidos que levam à fissuração e deslocamento do concreto devido à corrosão das armaduras. Fonte: Cascudo (1997) *apud* Polito (2006).

A armadura de aço, ao sofrer a corrosão, sofre perda de seção (Figura 2.58) na região anódica, devido à dissolução do ferro, resultando na perda de aderência aço/concreto, na redução da capacidade estrutural da peça e no surgimento de manchas de coloração marrom-alaranjada. Assim, devido às tensões internas expansivas provenientes dos produtos da corrosão (situados na região anódica), o lascamento do concreto e o destacamento da camada de cobertura também se dará na zona anódica, conforme a Figura 2.59, sugerida por Mar (2006).

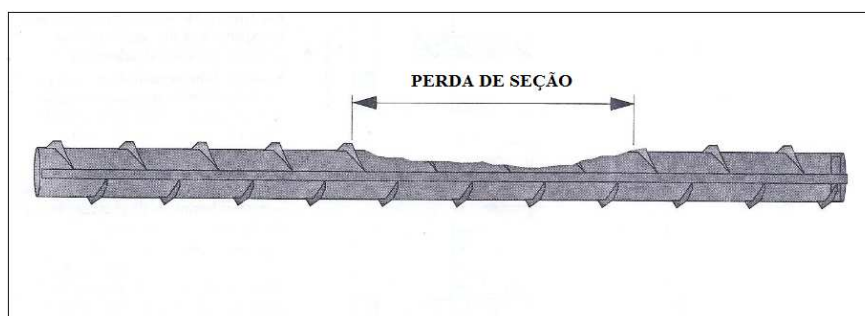


Figura 2.58: Perda de seção na barra de aço devido à corrosão eletroquímica. Fonte: adaptado de Emmons (1993).

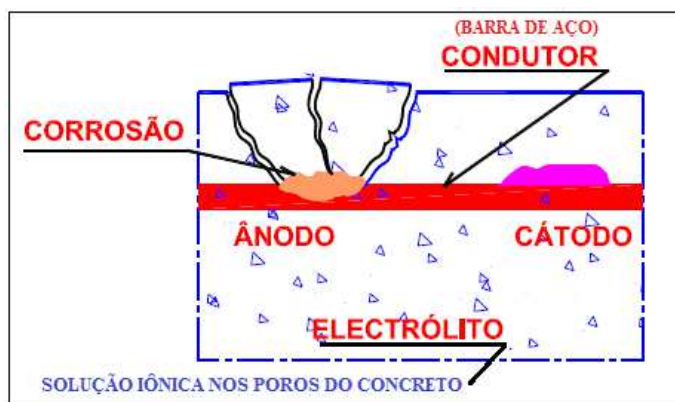


Figura 2.59: Lascamento e destacamento do concreto na região anódica da pilha eletroquímica. Fonte: adaptado de Mar (2006).

Na Figura 2.60 são apresentadas, ilustrativamente, as fases da corrosão eletroquímica na armadura metálica do concreto armado, desde a penetração dos agentes agressivos até o lascamento do concreto.

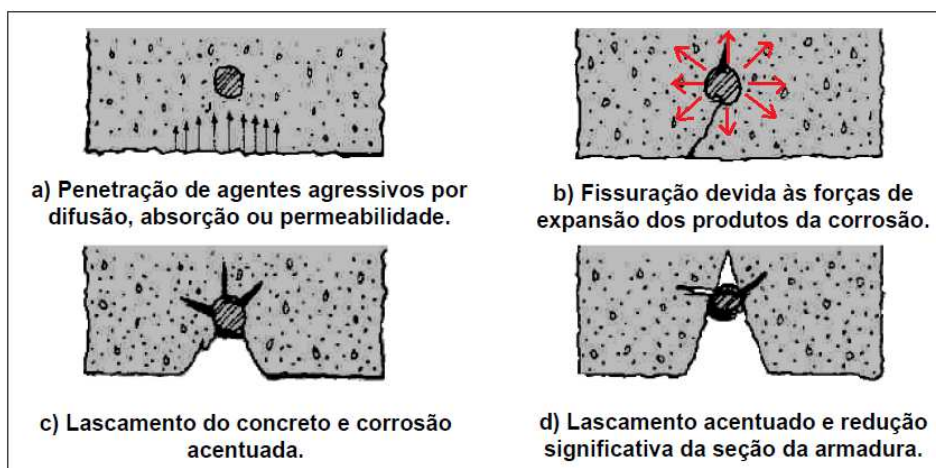


Figura 2.60: Fases da instalação da corrosão em uma barra de armadura. Fonte: Helene (1986) *apud* Polito (2006).

Cascudo (1997) afirma que as fissuras resultantes da corrosão do aço se estabelecem na direção paralela à barra corroída e são classificadas como fissuras ativas progressivas, isto porque têm aberturas que vão aumentando com o decorrer do processo corrosivo. Esta evolução das fissuras implica no lascamento do concreto (com a perda de aderência aço/concreto) e no destacamento da camada de cobrimento, deixando expostas as armaduras.

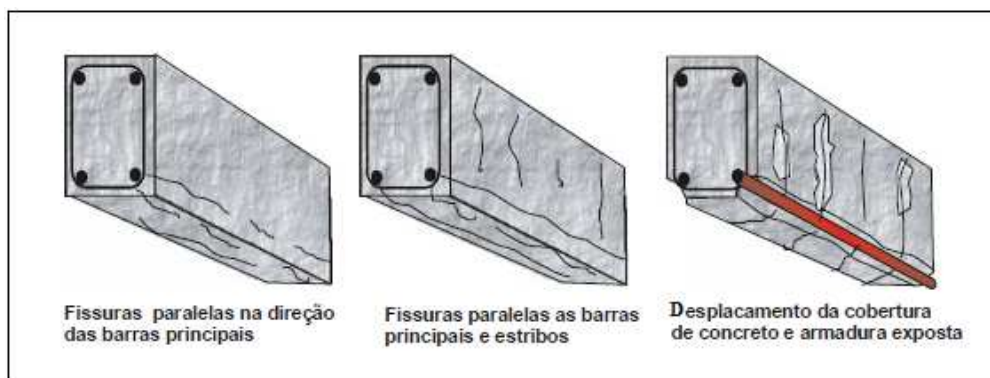


Figura 2.61: Fissuração e lascamento do concreto paralelamente às barras e estribos metálicos. Fonte: Husni (2003) *apud* Polito (2006).

Contudo, nem sempre se produz fissuração quando as armaduras se corroem. Caso o concreto esteja muito úmido, os óxidos serão gerados a uma velocidade constante e podem emigrar através da rede de poros, aparecendo na superfície sob a forma de manchas marrom-avermelhadas, sem nenhuma fissura. No entanto, é comum a ocorrência das duas situações simultaneamente: fissuras acompanhadas de manchas corrosivas (CASCUDO, 1997).

2.4.4.5 Medidas minimizadoras dos efeitos da corrosão eletroquímica do aço

a) Espessura de cobrimento e qualidade do concreto

É a proteção física da armadura. Além de agir como uma barreira física contra agentes agressivos, oxigênio e umidade, garante a elevada alcalinidade para que a armadura tenha a sua proteção química (película passivadora). Aguiar (2006) afirma que quanto maior for esta espessura, maior será o intervalo de tempo necessário para que a frente de carbonatação e os íons cloretos atinjam a superfície das armaduras.

Para Andrade (1992) *apud* Polito (2006), o cobrimento também deve ter espessura homogênea e ser suficiente para resistir ao ambiente. Uma alta porcentagem de deterioração se produz devido às pequenas espessuras de cobrimento. Recomenda-se, portanto, a adoção das espessuras de cobrimento conforme prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2003), de acordo com as classes de agressividade ambiental.

Tabela 2.12: Espessuras de cobrimento nominal recomendadas em função da classe de agressividade ambiental. Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2003).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

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

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

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

b) Qualidade do concreto

Quanto menores forem a porosidade e a permeabilidade do concreto, maiores serão a dificuldade e o intervalo de tempo necessário para que a frente de carbonatação e o ataque dos cloretos atinjam as armaduras do concreto armado. Além disso, quanto maior for a fissuração, maiores serão a facilidade de acesso e a velocidade de penetração dos agentes agressivos.

c) Tipo de cimento e adições

Em geral, concretos com adições de escória de alto-forno ou com adições de materiais pozolânicos (tais como cinza volante ou sílica ativa) apresentam estruturas de pasta mais compactas (menos porosas e menos permeáveis) e, portanto, os desempenhos desses concretos quanto à penetração de líquidos, gases e íons são consideravelmente melhores se comparados aos concretos de cimento Portland comum. Em contrapartida, parece ser uma realidade o fato de que tais adições em geral pioram o comportamento dos concretos em relação à carbonatação. Como balanço final, os benefícios propiciados pelos cimentos com adições são, sem dúvida, maiores do que os eventuais prejuízos obtidos (CASCUDO, 1997).

d) Relação água / cimento

Quanto menor for o fator a/c , maior será a compacidade, e menores serão a porosidade e a permeabilidade do concreto, o que dificulta a penetração de agentes agressivos. Assim, o concreto passa a oferecer maior proteção contra a corrosão das armaduras.

e) Tipo de aço

Em pesquisa experimental realizada na Universidade Federal de Goiás, foi avaliada a susceptibilidade à corrosão de três diferentes tipos de aço: CA-25, CA-50 e CA-60. Foi comprovado na experiência que aços trefilados a frio são mais suscetíveis que aços laminados a quente. Foi constatado também que, quanto maior for o teor de carbono do aço, mais suscetível ele será à corrosão. Assim, os resultados dos experimentos demonstraram que o aço CA-60 (trefilado à frio) mostrou taxas de corrosão mais elevadas do que a do CA-50 (laminado à quente), o qual, da mesma forma, também apresentou taxas de corrosão maiores do que as do CA-25 (outro tipo de aço laminado à quente), segundo Cascudo (1997).

f) Armaduras especiais

Aços inoxidáveis: a elevada resistência à corrosão deste tipo de aço se deve ao conteúdo de cromo presente na superfície, formando uma camada de passivação de óxidos de cromo, contínua, aderente e estável na maior parte dos ambientes e soluções (TULA, 2005). Silva e Starling (2006) recomendam a utilização de armaduras de aços inoxidáveis de alta qualidade, os quais possuem, simultaneamente, teores de cromo (no mínimo 11%) e de níquel.

Armadura galvanizada: trata-se de uma armadura de aço que recebe um revestimento de zinco puro aplicado por imersão a quente, a 4500 °C. A galvanização funciona como uma proteção catódica galvânica de caráter localizado. Mesmo estando expostas, as armaduras galvanizadas apresentam uma resistência bem acima do esperado em armaduras convencionais de aço-carbono. O objetivo da galvanização é o retardamento da despassivação das armaduras e do início da corrosão. Assim, a vida útil de projeto pode ser ampliada em mais 15 a 25 anos. Quanto aos requisitos de projeto e à aplicação das armaduras galvanizadas, não há diferenças com relação às armaduras de aço-carbono. Em princípio, servem as mesmas recomendações de estocagem, corte e dobra, e podem ser armadas em combinação com armaduras convencionais sem restrição (TULA, 2005).

Armadura de fibra de vidro: conhecida em inglês como *Glass Fibre Reinforced Polymer* (GFRP), trata-se de um material de última geração, não sujeito à corrosão ou com período de iniciação muito longo e taxas de corrosão desprezíveis, possibilitando que a vida útil de projeto passe com relativa facilidade para os 100 – 120 anos. As barras feitas de fibras de vidro apresentam alta resistência à tração (de 1800 a 3500 MPa), boa resistência a impacto e boa resistência a álcalis (TULA, 2005).

A seguir são mostradas algumas estruturas em avançado estado de degradação (Figuras 2.62 e 2.63), nas quais ocorreu corrosão das armaduras e posterior lascamento do concreto de cobertura. Já na Figura 2.64 vê-se uma viga de concreto armado cuja corrosão do aço acarretou em fissuração da peça, sem ter ocorrido, contudo, o deslocamento do concreto.



(a) (b)
Figura 2.62: Deslocamento da camada de cobrimento em (a) e (b), resultando em armação exposta.
 Fonte: Mar (2006).



(a) (b)
Figura 2.63: Corrosão em diferentes pilares (“a” e “b”) de um edifício residencial em Porto Alegre (RS).
 Fonte: <http://www.fortium.com.br/blog/material/Corrosao.nas.Armaduras.de.concreto.armado.pdf> (30.01.2012).



(a) (b)
Figura 2.64: Mancha de corrosão e fissuração em viga de concreto armado, em (a) e (b).

2.5 Origem das patologias por falhas humanas no ciclo de vida das estruturas

Pode-se dizer que o surgimento de várias patologias ocorre em função de falhas humanas ocorridas nas quatro etapas ou fases fundamentais da vida de uma estrutura de concreto armado. São elas:

- ✚ *Concepção e projeto;*
- ✚ *Controle tecnológico dos materiais;*
- ✚ *Execução / construção;*
- ✚ *Uso e manutenção.*

Para Helene (1992) *apud* Souza e Ripper (1998), as causas dos problemas patológicos originam-se nas seguintes fases da vida da estrutura de concreto, conforme Figura 2.65:

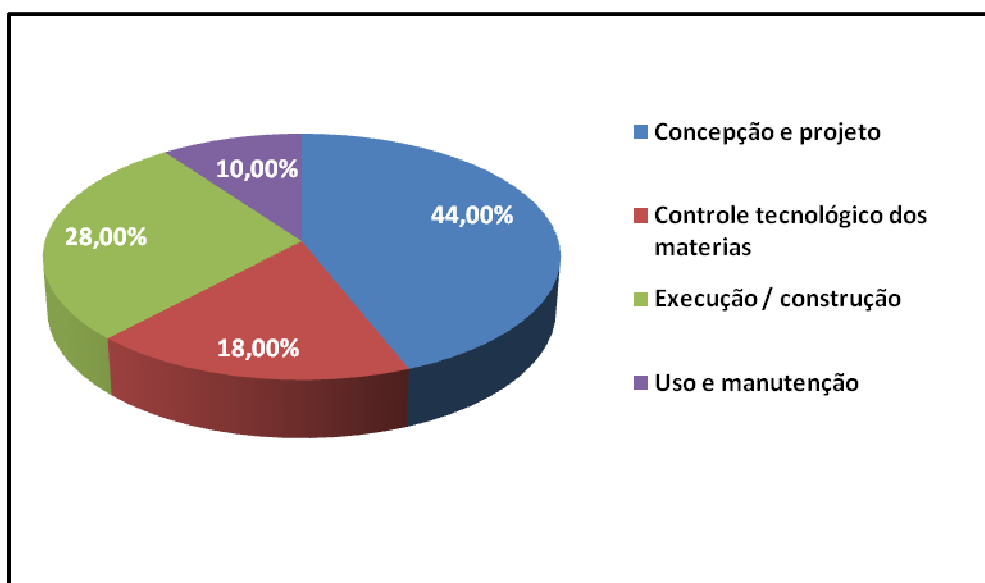


Figura 2.65: Origens dos problemas patológicos nas fases da vida de uma estrutura de concreto. Fonte: Helene (1992) *apud* Souza e Ripper (1998).

2.5.1 Etapa de concepção e elaboração dos projetos

Bauer (2008), Souza e Ripper (1998) e Andrade e Silva (2005) relatam algumas falhas usualmente cometidas na etapa de concepção dos projetos, as quais resultarão em patologias futuras. Dentre essas falhas, pode-se citar:

- Cargas ou tensões não levadas em consideração no cálculo estrutural;

- Detalhamento errado ou insuficiente, ou seja, detalhes mal especificados nos projetos, incluindo os detalhes construtivos inexecutáveis;
- Erros de dimensionamento, levando a excessivas deformações na estrutura, induzindo o surgimento de fissuras (ex: grandes vãos; peças esbeltas de concreto);
- Falta de compatibilização entre a estrutura, a arquitetura e os demais projetos;
- Falta de representação das padronizações (convenções);
- Falta ou deficiência no projeto de drenagem;
- Especificação dos materiais, espessura do cobrimento das armaduras e fator *a/c* especificados não coerentes com a agressividade ambiental à qual a estrutura estará sujeita.

2.5.2 Etapa de controle tecnológico dos materiais

Os materiais deverão ser criteriosamente conhecidos, de acordo com ensaios prévios, de maneira a caracterizá-los, conforme normas e procedimentos específicos, em relação às características de projeto, utilização e condições ambientais às quais estarão sujeitos (BAUER, 1998).

Definida a especificação dos materiais, durante a etapa de elaboração dos projetos, deve-se, então, cuidar do conhecimento e controle das características dos insumos que compõem o concreto, bem como do próprio concreto (ANDRADE e SILVA, 2005).

As falhas cometidas nesta etapa estão relacionadas à falta de controle tecnológico dos materiais empregados, possibilitando o uso inadequado de insumos que não estejam de acordo com as especificações técnicas pré-estabelecidas. Dentre as características que precisam ser controladas nos materiais componentes do concreto armado, destacam-se, conforme Tabela 2.13:

Tabela 2.13: Principais aspectos a serem controlados nos materiais componentes do concreto armado.
Fonte: Adaptado de Andrade e Silva (2005).

MATERIAL	PARÂMETROS DE CONTROLE
Cimento Portland	<i>Aspectos físicos</i> : resistência à compressão; finura; tempo de pega; expansibilidade e calor de hidratação.
	<i>Aspectos químicos</i> : composição química; percentual de adição; teor de C ₃ A e teor de álcalis (Na ₂ O, K ₂ O).
Agregados	<i>Aspectos físicos</i> : distribuição granulométrica; formato dos grãos; teor de material pulverulento; presença de torrões de argila; teor de impurezas orgânicas e teor de umidade.
	<i>Aspectos químicos</i> : reatividade potencial.
Água	Contaminação com cloretos, sulfatos e álcalis; teor de pH.
Aditivos	Contaminação com cloretos.
Armadura	Tensão de escoamento; limite de resistência; tensão de ruptura; alongamento na ruptura, etc.

2.5.3 Etapa de execução da estrutura de concreto armado

Andrade e Silva (2005) citam algumas falhas cometidas na concretagem das estruturas, dentre as quais:

- Mistura: má homogeneização dos materiais constituintes; tempo insuficiente de mistura; erros nas quantidades adicionadas dos materiais, isto é, dosagem inadequada do concreto;
- Transporte: tempo excessivo de transporte (ex: tempo decorrido desde a saída do caminhão-betoneira da concreteira até o descarregamento na obra);
- Lançamento: má conservação do equipamento de bombeamento, acarretando em dificuldade para a concretagem e atraso na obra; lançamento a partir de alturas elevadas – sem tomar os devidos cuidados – resultando em segregação dos agregados graúdos nas regiões inferiores, originando vazios ou bicheiras;
- Adensamento: excesso ou deficiência de vibração (não respeitando a distância, frequência e amplitude dos vibradores);
- Cura: tempo de cura insuficiente, resultando na retração hidráulica do concreto.

Ainda nesta etapa, Marcelli (2007) e Bauer (2008) citam outras falhas:

- Interpretação errônea dos projetos, por parte do pessoal de campo;
- Retirada prematura das fôrmas (isto é, a desfôrma é feita antes que o concreto alcance a resistência à compressão e módulo de deformação mínimos desejados);
- Erro na posição, na quantidade, na distribuição e no diâmetro das barras de aço das armaduras;
- Cobrimento insuficiente do concreto em relação às armaduras de aço;
- Travamento inadequado dos pilares e deslocamento das fôrmas durante a concretagem;
- Falta de estanqueidade das fôrmas, permitindo a perda da pasta de cimento;
- Ausência ou má utilização (ex: baixa estanqueidade) das juntas de dilatação na estrutura de concreto.

Souza e Ripper (1998), por sua vez, fazem menção à utilização indevida dos materiais de construção que não passaram pelo controle tecnológico na etapa anterior, tais como:

- ✓ Utilização de concreto com f_{ck} inferior ao especificado em projeto;
- ✓ Utilização de barras de aço com características e bitolas diferentes do especificado pelo engenheiro calculista;
- ✓ Utilização de agregados reativos;
- ✓ Utilização de água contaminada com cloretos e sulfatos;
- ✓ Utilização inadequada de aditivos, alterando as características desejadas do concreto.

2.5.4 Etapa de uso e manutenção das estruturas de concreto armado

Uma vez concluída a execução da estrutura, cabe ao seu usuário cuidar de utilizá-la da maneira mais eficiente, com o objetivo de manter as características originais ao longo de toda a vida útil. Essa eficiência está relacionada tanto com as atividades de uso, como, por exemplo, a garantia da atuação de carregamentos limitados pelas solicitações previstas em projeto, quanto com as atividades de manutenção, pois o desempenho da estrutura tende a reduzir ao longo da sua vida útil, de forma mais

lenta nas primeiras idades e acentuando-se gradativamente com o tempo (ANDRADE e SILVA, 2005).

A manutenção deve ser entendida como um conjunto de medidas necessárias e indispensáveis para garantir em bom estado de funcionamento, conservação e segurança dos equipamentos, componentes / elementos e instalações de uma edificação, de qualquer tipo ou grandeza, resultando num conjunto de ações preventivas e corretivas cuja finalidade é preservar o cumprimento satisfatório das funções para as quais a edificação e seus componentes foram projetados, de forma a garantir a vida útil desejada de um imóvel (MARCELLI, 2007).

O usuário – maior interessado em que a estrutura tenha um bom desempenho – poderá vir a ser, por ignorância ou por desleixo, o agente gerador de deterioração estrutural (SOUZA e RIPPER, 1998).

Dentre as falhas humanas ocorridas na etapa de manutenção, destacam-se:

- Dificuldade de manutenção em obras de arte devido à inexistência, nos projetos, de detalhes construtivos que possibilitem a substituição dos aparelhos de apoio em pontes e viadutos, os quais possuem uma vida útil inferior à própria estrutura de concreto (ANDRADE e SILVA, 2005);
- Falta de limpeza e de manutenção periódica da impermeabilização das lajes de cobertura, marquises e mezaninos, possibilitando a infiltração prolongada de águas de chuva e o entupimento de drenos, fatores que, além de implicarem a deterioração da estrutura, podem levá-la à ruína por excesso de carga, devido à acumulação de água (SOUZA e RIPPER, 1998).

3. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo será apresentado um estudo de caso teórico (conforme mencionado no capítulo 1) sobre uma manifestação patológica detectada em uma estrutura de concreto armado situada em Belo Horizonte (MG).

Este estudo de caso foi realizado com base na metodologia de avaliação patológica proposta por Andrade e Silva (2005) e pelo professor Dr. Abdias Magalhães Gomes, do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (DEMC / EE-UFMG). Todavia, a metodologia empregada para reparo e recuperação estrutural abordada neste capítulo foi baseada no livro do prof. Peter Emmons (EMMONS, 1993) e no material de aula disponibilizado pelo patologista de concreto José Eduardo de Aguiar (AGUIAR, 2011).

- i. **Análise da estrutura / inspeção e vistoria para avaliação do problema:** trata-se do contato inicial do profissional com a estrutura, momento em que são levantadas questões relevantes como: idade da estrutura, processo construtivo adotado na época de execução da obra e projeto estrutural (quando possível), características ou disposições geométricas das peças e condições de exposição durante o uso.

- ii. **Anamnese do problema:** trata-se da etapa em que devem ser avaliados todos os parâmetros que possam estar contribuindo para a ocorrência do problema. Inicia-se a partir do levantamento dos sintomas encontrados, das eventuais intervenções de reparo já realizadas, dos locais predominantes de ocorrência das patologias e análise do seu processo evolutivo, bem como da análise histórica dos possíveis materiais e procedimentos executivos comuns na época de construção.

- iii. **Definição das ações para investigação:** nesta etapa devem ser definidos os ensaios que podem ser realizados para assegurar um adequado diagnóstico do problema. Deve ser determinada a amostragem, os locais escolhidos como sendo representativos, os tipos de equipamentos, tanto para ensaios destrutivos quanto para ensaios não destrutivos, etc.
- iv. **Diagnóstico das causas prováveis:** diante das informações disponíveis pelos itens 1, 2 e 3, busca-se elaborar o diagnóstico de fatores que podem estar contribuindo para a ocorrência do problema.
- v. **Prognóstico da evolução patológica:** nesta etapa, o profissional de Patologia das Construções pode prever ou estimar as consequências futuras para a estrutura (e para a edificação) caso a patologia não seja tratada a tempo, isto é, caso continue evoluindo indefinidamente. Pode-se ainda prever até a época a partir da qual a estrutura atingirá a sua vida útil de serviço.
- vi. **Intervenção:** trata-se da última etapa, na qual se define a metodologia para reparar e recuperar a estrutura deteriorada. Para tanto, é preciso conhecer a técnica operatória (passo-a-passo) a ser empregada, bem como os materiais a serem utilizados. *Obs: neste trabalho não será apresentada planilha de quantitativos nem orçamentária para execução dos serviços.*

O conjunto de informações pode conduzir o profissional a elaborar um adequado diagnóstico das causas prováveis para o surgimento do problema, considerada etapa primeira e fundamental para a sua reparação. A partir desse diagnóstico, é facultado a um projetista determinar o nível de intervenção a ser utilizada na estrutura, desde um simples reparo ou conserto localizado, até a necessidade de demolição e reconstrução (ANDRADE e SILVA, 2005).

Como se pode observar, o sucesso na atividade de recuperação ou intervenção da estrutura parte de uma definição clara e precisa acerca dos problemas encontrados, contemplando diagnóstico das causas atuantes e prognóstico evolutivo (ANDRADE e SILVA, 2005).

ESTUDO DE CASO – Viga de concreto armado deteriorada em edifício comercial

(a)



(b)

Figura 3.1: Em (a): deterioração em uma das vigas no estacionamento de um edifício comercial em Belo Horizonte / MG; em (b): detalhe da manifestação patológica.

i. Inspeção para avaliação do problema

Na Figura 3.1, em (a) e (b), são mostradas fotografias tiradas no estacionamento do edifício-sede da USIMINAS S.A. (Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais S.A.), localizado na região da Pampulha, em Belo Horizonte (MG), inaugurado no ano de 1980. Vêem-se várias vigas de concreto armado situadas em um dos estacionamentos da edificação em questão. Nota-se claramente que uma das vigas apresenta lascamento do concreto (em forma de “conchas”) em três diferentes localizações, nas quais os estribos da armadura encontram-se expostos.

ii. Anamnese do problema

Analisando a Figura 3.1, nota-se que a viga em questão apresenta um sintoma típico de corrosão de armaduras, visto que este mecanismo de degradação gera expansão interna, resultando em destacamento do cobrimento e na exposição do aço. Como foi descrito no item 2.4.4.4 – “Efeitos da corrosão e sintomatologia típica nas estruturas de concreto” – a corrosão das armaduras gera fissuras paralelas às armaduras, sendo que, no caso, a fissuração ocorreu no sentido transversal à viga, paralelamente ao estribo. Conseqüentemente, o lascamento do concreto resultante, de certa forma, também vai ser razoavelmente paralelo ao estribo corroído. Não se sabe, todavia, há quanto tempo o problema vem ocorrendo.

iii. Ações para investigação

Não se fez nenhum tipo de ensaio experimental e não se utilizou nenhum tipo de equipamento ou aparelho para verificação da corrosão, da profundidade da frente de carbonatação e nem do teor de cloretos.

iv. Diagnóstico das causas prováveis

Provavelmente, a corrosão dos estribos foi iniciada devido à carbonatação, visto que, por se tratar de um ambiente urbano não litorâneo, é impossível que a corrosão tenha sido iniciada por ataque de cloretos, assim como é mínima a possibilidade de cloretos terem sido introduzidos no concreto através de aditivos ou de água de amassamento. Além disso, a viga deteriorada encontra-se num estacionamento, local em que a quantidade de CO₂ no ar é maior. É possível também que a carbonatação tenha sido facilitada devido à baixa espessura da camada de cobrimento de concreto.

v. Prognóstico (consequências futuras)

Se a manifestação patológica não for tratada, a capacidade portante da viga poderá ser afetada pela perda de seção transversal das armaduras, perda da aderência aço-concreto e pelo próprio deslocamento / lascamento do concreto, podendo, inclusive, comprometer a segurança das pessoas.

vi. Intervenção (materiais, equipamentos e técnica operatória)**Materiais e equipamentos requeridos**

- ✓ Argamassa polimérica de preenchimento Sika Monotop 622 BR;
- ✓ Argamassa polimérica de proteção de armadura Sikatop 108 Armatec (inibidora de corrosão);
- ✓ Martelo;
- ✓ Marteleto elétrico;
- ✓ Escova com cerdas de aço ou lixa de ferro;
- ✓ Aparelho de hidrojateamento de alta pressão;
- ✓ Máquina de corte com disco adiamantado (makita elétrica);
- ✓ Pincel (para aplicação da argamassa inibidora de corrosão).

Técnica operatória

- a) Localiza-se a área afetada através de teste à percussão, utilizando um martelo, feito sobre a superfície onde há fissuração ou sob a qual há suspeita de haver armadura corroída (mesmo não havendo fissuração), conforme Figura 3.2. Ao fazer a percussão com um martelo, será ouvido um som cavo, devido à expansão interna e consequente perda de aderência entre o concreto e o aço.

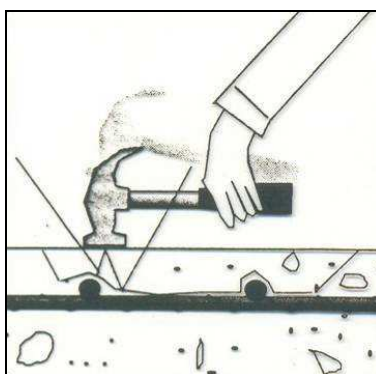
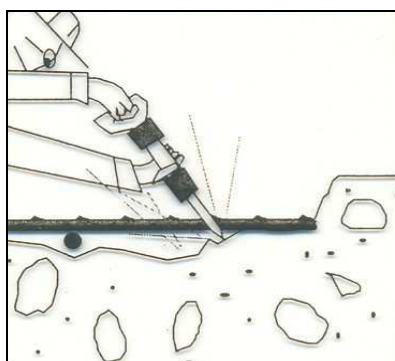


Figura 3.2: Localização das áreas afetadas através de teste à percussão. Fonte: EMMONS, 1993.

- b) Efetua-se a remoção profunda do concreto degradado através de escarificação mecânica, isto é, mediante o uso do martetele elétrico, conforme Figura 3.3. Ressalta-se que deve ser retirada uma camada de concreto de até 2,0 cm abaixo das armaduras corroídas, até atingir o concreto “saudável”.



(a)



(b)

Figura 3.3: Escarificação mecânica usando martetele elétrico, conforme (a) e (b). Fonte: (a) EMMONS, 1993; (b) AGUIAR, 2011.

- c) Delimita-se o contorno da área de reparo através de corte da superfície, utilizando a makita elétrica, conforme Figura 3.5. Emmons (1993) recomenda que as áreas de reparo não devem acompanhar o contorno exato da superfície degradada, mas devem ser delimitadas em layouts mais simplificados, em formatos quadráticos ou retangulares, por exemplo, de acordo com a Figura 3.4.

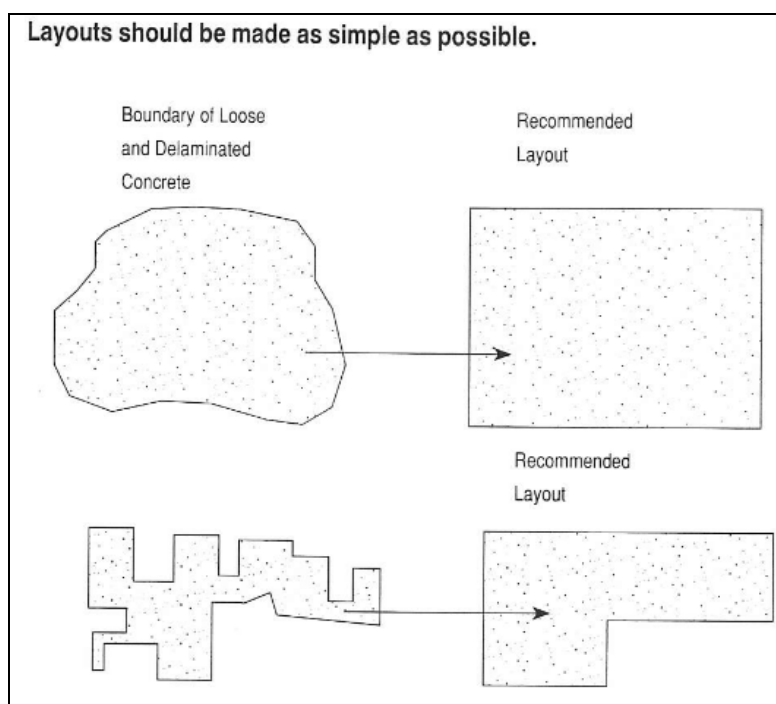


Figura 3.4: Layouts recomendados para superfícies de reparo. Fonte: EMMONS, 1993.

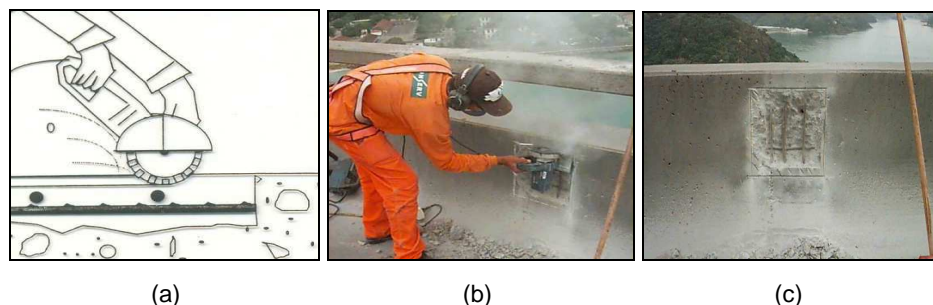
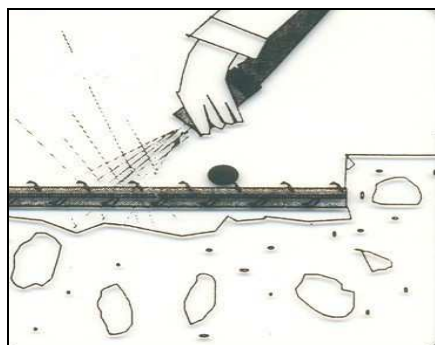


Figura 3.5: Delimitação da área de reparo usando makita elétrica, conforme (a), (b) e (c). Fonte: (a) EMMONS, 1993; (b) e (c) AGUIAR, 2011.

- d) Efetua-se a limpeza do aço corroído e da superfície exposta do concreto (substrato) através de hidrojateamento de alta pressão (jato de areia, ar comprimido e água).



(a)



(b)

Figura 3.6: Limpeza da armadura e do substrato por meio de jateamento de alta pressão, em (a) e (b). Fonte: (a) EMMONS, 1993; (b) AGUIAR, 2011.

- e) Efetua-se nova limpeza do aço corroído, desta vez usando escova com cerdas de aço ou lixa de ferro, conforme Figura 3.7.



(a)



(b)

Figura 3.7: Limpeza do aço corroído através de escova com cerdas de aço, em (a) e (b). Fonte: AGUIAR, 2011.

- f) Realiza-se o tratamento e proteção das armaduras expostas. Dentre várias opções disponíveis no mercado, recomenda-se a aplicação da argamassa cimentícia polimérica SikaTop 108 Armatec, inibidora de corrosão, destinada à proteção de armaduras na região dos reparos localizados no concreto. Depois de preparada esta argamassa, aplicá-la diretamente sobre as armaduras, usando pincel (Figura 3.8).



Figura 3.8: Aplicação de argamassa inibidora de corrosão nas armaduras.
Fonte: AGUIAR, 2011.

- g) Efetuam-se as emendas de barras (isto é, amarração de um segmento de barra nova ao segmento da barra corroída que teve perda de seção superior a 10%) através da fixação de complemento de barra (de mesmo diâmetro da barra original) via ancoragem ao concreto, conforme Figura 3.9.

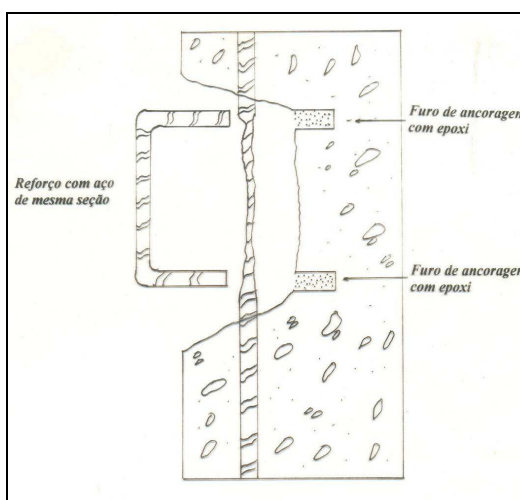


Figura 3.9: Fixação de armadura complementar. Fonte: AGUIAR, 2011

- h) Depois de tratada a armadura, é feita a molhagem do substrato, até a saturação do mesmo, para prepará-lo para o recebimento da argamassa polimérica de preenchimento, conforme Figura 3.10.



Figura 3.10: Preparo do substrato por molhagem até a saturação, conforme (a) e (b).
Fonte: AGUIAR, 2011.

- i) Depois de saturado o substrato, faz-se a mistura (Figura 3.11), aplicação (Figura 3.12) e o acabamento (Figura 3.13) da argamassa polimérica Sika monotop 622-BR , recomendada por Aguiar (2011) para preenchimento das cavidades. Durante o preparo, deve-se utilizar todo o conteúdo de argamassa em cada saco, o qual deve ser misturado à quantidade exata de água recomendada pelo fabricante.

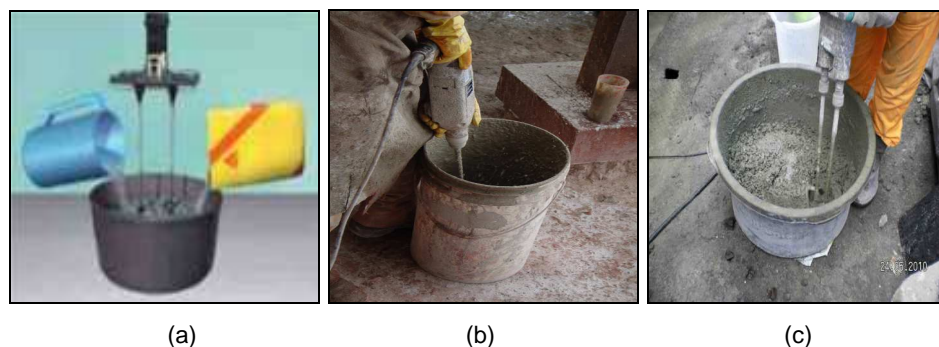


Figura 3.11: Mistura da argamassa polimérica para preenchimento, conforme (a), (b) e (c). Fonte: AGUIAR, 2011.

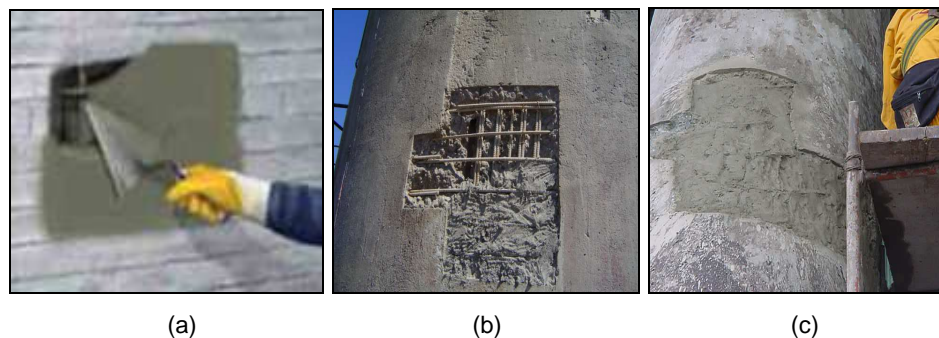


Figura 3.12: Aplicação da argamassa polimérica para preenchimento. Fonte: (a), (b) e (c) AGUIAR, 2011.

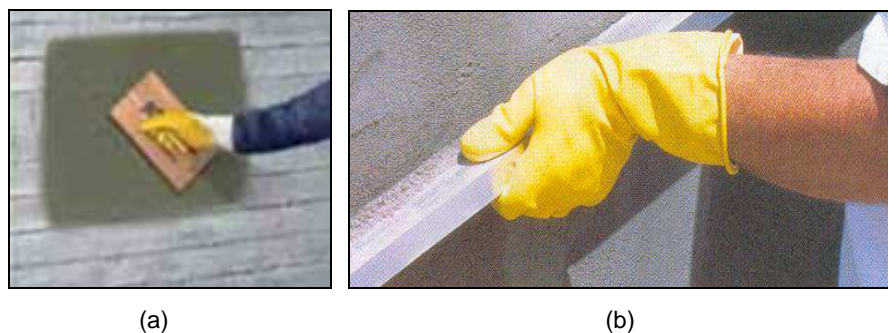


Figura 3.13: Acabamento da argamassa polimérica. Fonte: AGUIAR, 2011.

- j) Efetua-se, então, a cura da superfície acabada (preenchida de argamassa polimérica), podendo ser úmida ou química, conforme Figura 3.14. A cura deve ser feita de forma correta, durante o período de tempo adequado, para que, ao final, a superfície não apresente trincas e nem fissuras por retração, conforme Figuras 3.15 e 3.16.

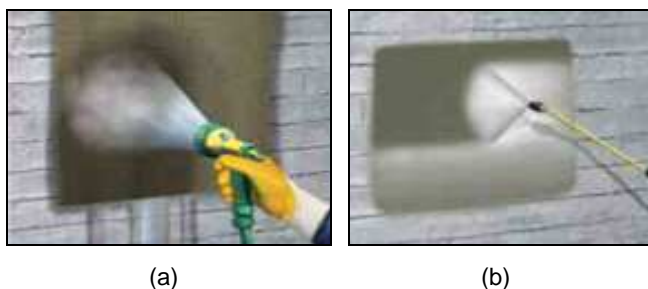


Figura 3.14: Cura úmida (a) e química (b) da superfície recuperada. Fonte: AGUIAR, 2011.



Figura 3.15: Não pode haver trincas no aspecto final da superfície recuperada. Fonte: AGUIAR, 2011.



Figura 3.16: Ocorrência de retração na argamassa de reparo. Fonte: Aguiar (2011).

- k) Finalmente, depois de curada a argamassa polimérica da superfície recuperada, aplica-se a pintura com inibidor orgânico sobre a superfície reparada, conforme Figura 3.17.

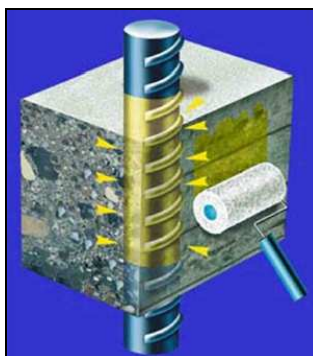


Figura 3.17: Aplicação de pintura com inibidor orgânico sobre a superfície reparada. Fonte: AGUIAR, 2011.

4. CONCLUSÕES

Baseado na literatura revisada neste trabalho, conclui-se que:

- ✚ Vários são os mecanismos ou processos, de diferentes causas, que podem degradar o concreto armado;
- ✚ Alguns cuidados tomados nas etapas de concepção dos projetos e execução da obra podem aumentar consideravelmente a durabilidade da peça estrutural, tais como a adoção de baixo fator a/c , maior cobrimento, adensamento adequado, dentre outros muitos exemplos;
- ✚ O usuário também tem parcela de responsabilidade na durabilidade e vida útil da edificação;
- ✚ É importantíssimo conhecer as características de cada insumo do concreto antes de confeccionar o próprio concreto (para poder prever a reação álcali-agregado ou mesmo a hidratação tardia dos compostos cimentícios MgO e CaO);
- ✚ Uma estrutura de concreto deteriorada pode ser tratada, conforme mostrado através do estudo de caso (capítulo 3). Todavia, a lógica que norteia a saúde humana também é válida para a saúde da edificação: prevenir é melhor do que remediar. Conforme foi exposto no capítulo 2, várias medidas mais simples podem ser tomadas para prevenir (ou mesmo minimizar) os efeitos das diversas formas de deterioração (tais como o uso de protetor de borracha em pilares de garagens para proteção contra impactos de veículos, etc.);
- ✚ O conhecimento acerca das causas, mecanismos e sintomas da degradação do concreto, bem como das medidas preventivas e técnicas de recuperação e reforço das estruturas, é de vital importância para a boa formação acadêmica e atuação profissional de um engenheiro civil, independentemente da sub-área em ele venha a trabalhar (Engenharia de Estruturas; Engenharia Geotécnica; Engenharia de Transportes; Engenharia Hidráulica e de Recursos Hídricos; Engenharia Sanitária e Ambiental; Construção Civil), em todas elas o concreto armado é (amplamente) empregado como material de construção. Assim, seria recomendável que a cadeira relacionada exclusivamente às patologias e durabilidade do concreto fosse obrigatória (e não optativa) em todos os cursos de graduação em Engenharia Civil.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, José Eduardo de. **Durabilidade, proteção e recuperação das estruturas**. Notas de aula. Especialização em Construção Civil (Especialização / Aperfeiçoamento) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Arquivo em .ppt.

AGUIAR, José Eduardo de. **Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Construção Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006. 173p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

___ **NBR 5737: Cimentos Portland resistente a sulfatos**. Rio de Janeiro, 1992.

___ **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

___Committee 210R (reapproved 1998). Erosion of concrete in hydraulic structures. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1993. 24p.

___Committee 201.2R. Guide to durable concrete. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit: 2001, 41p.

ANDRADE, Tibério. Tópicos sobre Durabilidade do Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. Cap.25, p.753-792.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. C. Patologia das Estruturas. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. Cap.32, p.953-983.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção**. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008. 1v. 488p.

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

CASCUDO, Oswaldo. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. 1ª ed. Goiânia: Editora UFG, 1997. 237p.

CAVALCANTI FILHO, A. N. **Contribuição ao controle tecnológico de concretos estruturais de cimento Portland em ambientes marítimos**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

COSTA, Rodrigo Moysés. **Análise de propriedades mecânicas do concreto deteriorado pela ação de sulfato mediante utilização do UPV**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30, 2002, Brasília-DF. **Anais**. Brasília, 2002.

COUTINHO, Joana de Sousa. **Durabilidade: ataque por sulfatos**. Apostila da disciplina. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto (Portugal), 2001.

EMMONS, Peter H. **Concrete repair and maintenance illustrated**. Kingston: R. S. Means Company, 1993. 295p.

FERREIRA, A. A. **Concreto de alto desempenho com adição de cinza de casca de arroz: avaliação de propriedades relacionadas com a durabilidade**. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

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. 2v. Cap.27, p.829-855.

GASPAR, D. T. **Durabilidad del hórmingón ; corrosión química ; algunas consideraciones**. CEMCO 88. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, Seminário S. 1, 24p. 1988.

GONÇALVES, A. **Exigências relacionadas com a durabilidade do betão**. ATIC Magazine, Nº 25, p. 41–48, Maio, 2000.

GRAÇA, N.G.; BITTENCOURT, R. M.; SANTOS, S. B. Efeitos da temperatura sobre o concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. Cap.23, p.687-711.

HASPARYK, N. P. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

HASPARYK, N. P.; LOPES, A. N. M.; ANDRADE, M. A. S.; SANTOS, S. B. Deformações por retração e fluência. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. Cap.22, p.655-685.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção das estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1992.

HELENE, P. R. L. **Corrosão de armaduras no concreto**. São Paulo: PINI, 1986. 47p.

HOFFMANN, A. T. **Influência da adição de sílica ativa, relação água/aglomerante, temperatura e tempo de cura no coeficiente de difusão de cloretos em concretos**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para análise de eficiência de películas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra carbonatação**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995. 168p.

LIMA, Maryangela Geimba de. Ação do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. Cap.24, p.713-751.

MAGALHÃES, Aldo Giuntini de. **Durabilidade, proteção e recuperação das estruturas**. Notas de aula. Curso de Especialização em Construção Civil (Especialização / Aperfeiçoamento) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Arquivo em .pdf.

MAR, Valter Lúcio. **Estruturas de betão armado I – capítulo 4: durabilidade**. Notas de aula. Graduação em Engenharia Civil – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa (Portugal), 2006. Arquivo em .pdf.

MARCELLI, Maurício. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. São Paulo: PINI, 2007. 259p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 1994. 1v. 580p.

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

MISSAU, F. **Penetração de cloretos em concretos compostos com diferentes teores de cinza de casca de arroz**. Dissertação (Mestrado), Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

MONTEIRO, E. C. B. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. 211p.

NEPOMUCENO, Antonio Alberto. Mecanismo de Transporte de Fluidos no Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. Cap.26, p.793-827.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

OLIVEIRA ANDRADE, J. J. Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. Cap.31, p.923-951.

POGGIALI, F. S. J. **Durabilidade de estruturas de concreto em usinas siderúrgicas**. Monografia (Aperfeiçoamento / Especialização), Especialização em Construção Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

POLITO, Giulliano. **Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação**. Monografia (Aperfeiçoamento / Especialização), Especialização em Construção Civil – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

RIBEIRO, C. C.; PINTO, J. D. S.; STARLING, T. **Materiais de construção civil**. 2ª ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2002. 102p.

SILVA, D. R. **Estudo de inibidores de corrosão em concreto armado, visando à melhoria na sua durabilidade**. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais), Programa de Pós-Graduação em Ciências e Engenharia de Materiais – UFRN, Natal, 2006.

SILVA, Adriano de Paula e; STARLING, Cícero Murta Diniz. **Materiais de construção II**. Apostila de notas de aula. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006. 78p.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

TULA, Leonel. Armaduras especiais para concreto durável. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. Cap.30, p.901-921.