



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PHELIPE MARCONI FREITAS MATTOS

**PATOLOGIA ESTRUTURAL EM DUAS OBRAS DA UFPB E
SOLUÇÕES DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO**

JOÃO PESSOA
MARÇO/2015

PHELIPE MARCONI FREITAS MATTOS

**PATOLOGIA ESTRUTURAL EM DUAS OBRAS DA UFPB E
SOLUÇÕES DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Universidade Federal da Paraíba como
exigência para obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Professor Dr. Normando Perazzo
Barbosa.

JOÃO PESSOA
2015

FOLHA DE JULGAMENTO

PHELIPE MARCONI FREITAS MATTOS

**PATOLOGIA ESTRUTURAL EM DUAS OBRAS DA UFPB E SOLUÇÕES DE RECUPERAÇÃO
E REFORÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso defendido em 26/02/2015 perante a seguinte Banca Julgadora:



Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa

APROVADO

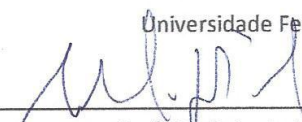
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB



Prof. Dr. José Márcio Filgueiras Cruz

APROVADO


Universidade Federal da Paraíba



Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel

APROVADO

Universidade Federal da Paraíba



Profª. Drª. Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Aos meus pais.

Às minhas irmãs e minha namorada.

A todos os meus.

AGRADECIMENTOS

À trindade divina, por ser o sentido do existir e o motivo de viver. A Nossa Senhora, mãe protetora.

À minha família, que sempre lutou por mim e me proporcionou as condições necessárias para vencer os obstáculos do dia-a-dia. Que sempre se dedicou a mim com muito amor, dividindo comigo minhas dificuldades e alegrias para alcançar este objetivo.

À minha namorada, pelo carinho e compreensão, pelo acolhimento singular e pelas palavras de incentivo e coragem que me fortalecem na caminhada.

Aos meus familiares, sempre solícitos, torcendo pelo meu sucesso.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba José Márcilio Filgueiras Cruz e Normando Perazzo Barbosa, que sem dúvidas são os principais responsáveis pelo desenvolvimento do meu caráter profissional e intelectual como engenheiro civil, ensinando-me acerca das técnicas da engenharia e da vida. Ao professor e amigo Claudino Lins Nóbrega Júnior pelas parcerias acadêmicas e profissionais vivenciadas e por aquelas que estão por vir.

Aos verdadeiros amigos, aqueles capazes de tornar a vida melhor e mais divertida.

“A alegria que se tem em pensar e aprender faz-nos pensar e aprender ainda mais.”

Aristóteles

RESUMO

As estruturas são os objetos das edificações responsáveis por lhes conferir estabilidade e rigidez e por isso, ao se apresentarem doentes, merecem atenção particular. A Patologia Estrutural então é a parte da ciência da Engenharia que estuda as origens, causas e efeitos dos problemas que deterioram esses elementos construtivos. Nesse contexto, duas obras civis da Universidade Federal da Paraíba apresentaram problemas desta natureza, indicando a necessidade do estudo patológico e posterior prescrição resolutiva, são o Laboratório de Refrigeração por Adsorção - LABRADS - e a Garagem UFPB, cujas estruturas são constituídas de concreto armado. Logo, o escopo deste trabalho é a discussão dos mecanismos de ação deletérios e dos métodos de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado, bem como o estudo diagnóstico acerca dos problemas existentes nas edificações em questão, culminando nos respectivos projetos de intervenção. A metodologia utilizada para a elaboração destes trabalhos decorre dos estudos de anamnese, diagnóstico, prognóstico e prescrição, nesta sequência. Os resultados obtidos são as prescrições resolutivas para o LABRADS e a Garagem UFPB, sendo o método de aumento de seção transversal o utilizado para o projeto de reforço elaborado.

Palavras-chave: Patologia; Concreto; Diagnóstico; Prescrição.

ABSTRACT

The structures are the objects of buildings responsible by give them stability and rigidity and so, when show themselves sick, deserve particular attention. Then the Structural Pathology is the part of Engineering Science that studies the origins, causes and effects of the problems that deteriorate these building elements. In this context, two of the Federal University of Paraíba Civil Works had such problems, it needs a pathological study and subsequent prescription solving, are the Refrigeration Laboratory by Adsorption - LABRADS – and the Garagem UFPB, whose structures are made of reinforced concrete. Therefore, the scope of this work is the discussion of the deleterious action mechanisms and methods of recovery and strengthening of reinforced concrete structures, as well as the diagnostic study about the problems in the buildings in question, culminating in their respective intervention projects. The methodology used for the preparation of this work stems from studies of assessment, diagnosis, prognosis, and prescription, in this sequence. The results are the requirements for resolving the LABRADS and the Garagem UFPB, and the section of increasing is the method used for the reinforcement project.

Key-words: Pathology; Concrete; Diagnosis; Prescription.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ruínas babilônicas no Iraque, construídos com tijolos de barro maciços.	14
Figura 2 – Vista superior do LABRADS.....	16
Figura 3 – Entrada da Garagem da UFPB.	16
Figura 4 – Histórico de acidentes ocorridos no Brasil.	18
Figura 5 – Principais manifestações patológicas identificadas na cidade de João Pessoa.	20
Figura 6 – Frequências das manifestações patológicas identificadas na cidade de João Pessoa.	21
Figura 7 – Medidas conforme o desempenho.	24
Figura 8 – Classes de agressividade ambiental.	26
Figura 9 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto.	27
Figura 10 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.	27
Figura 11 – Organograma de manutenção.	29
Figura 12 – Modelo representativo de vida útil de estruturas de concreto a partir do fenômeno de corrosão de armaduras.	31
Figura 13 – Principais aspectos a serem controlados nos componentes do concreto armado.....	37
Figura 14 – Classificação e dimensões dos poros em concreto.	39
Figura 15 – Comparativo entre detalhamentos corretos e equivocados.	43
Figura 16 – Deslocamento inadequado de armadura negativa em laje.	47
Figura 17 – Desgaste superficial de pilar em virtude de choque com veículo.....	51
Figura 18 – Prédio deteriorado pela ação do fogo na Espanha.	53
Figura 19 – Mecanismo de implosão das bolhas por cavitação.....	56
Figura 20 – Reação álcali-agregado em topo de pilar de vertedouro de barragem.	60
Figura 21 – Corrosão da armadura de estrutura inserida em ambiente marinho devido à ação de cloretos.....	66
Figura 22 – Estalactites no reservatório Santa Efigênia, em Curitiba - PR.....	70
Figura 23 – Topo de pilar com consolo deteriorado por ação de íons sulfatos.....	71
Figura 24 – Mecanismo de ação do fenômeno de carbonatação.....	73
Figura 25 – Esquematização da corrosão eletroquímica.	75
Figura 26 – Processo degradante do concreto devido às tensões originadas da corrosão eletroquímica.	77
Figura 27 – Armadura longitudinal de viga corroída e deslocamento do concreto carbonatado.	77
Figura 28 – Presença de fungos em face inferior de laje.	78
Figura 29 – Profundidade de remoção para o procedimento de corte do concreto.....	81
Figura 30 – Áreas de aço em seção de viga.....	88
Figura 31 – Aplicação de argamassa projetada no Espírito Santo.	94
Figura 32 – Aplicação de graute com fôrma cachimbo.....	98
Figura 33 – Injeção de resina epoxídica em fissuras.	101
Figura 34 – Esquema de grampeamento de fissura.....	102
Figura 35 – Camadas do sistema composto de fibras de carbono.....	105
Figura 36 – Coberta do LABRADS.	111

Figura 37 – Vigas de travamento LABRADS.....	111
Figura 38 – Planta baixa de locação de pilares e vigas LABRADS.....	112
Figura 39 – Furo no pilar 1 com aplicação de fenolftaleína.....	114
Figura 40 – Limites para deslocamentos – NBR 6118.....	115
Figura 41 – Esquema de carregamento do pórtico mais solicitado - LABRADS.....	116
Figura 42 – Indicação da flecha máxima do pórtico mais solicitado - LABRADS.....	117
Figura 43 – Garagem UFPB.....	119
Figura 44 – Deterioração de base de pilar com ruptura de armadura longitudinal - Garagem.....	120
Figura 45 – Execução de marcação para o ensaio de esclerometria.....	122
Figura 46 – Execução de furo em pilar para ensaio de profundidade de carbonatação.....	122
Figura 47 – Indicação da profundidade de carbonatação por meio de fenolftaleína.....	123
Figura 48 – Medição da profundidade de carbonatação.....	123
Figura 49 – Aferição da deflexão máxima para seção de viga 12x30 - FTOOL.....	126
Figura 50 – Aferição da deflexão máxima para seção de viga 15x40 - FTOOL.....	127

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	JUSTIFICATIVA.....	17
3	OBJETIVOS.....	18
3.1	Objetivos Gerais.....	18
3.2	Objetivos Específicos	18
4	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
4.1	Patologia Estrutural	19
4.1.1	Histórico	19
4.1.2	Definições.....	21
4.1.2.1	Desempenho	22
4.1.2.2	Durabilidade	24
4.1.2.3	Manutenção	28
4.1.2.4	Vida Útil.....	30
4.2	Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado.....	32
4.2.1	Origem das manifestações patológicas.....	32
4.2.1.1	Etapa de concepção	33
4.2.1.2	Etapa de projeto.....	34
4.2.1.3	Etapa de execução	35
4.2.1.4	Etapa de uso	37
4.2.2	Mecanismos de expressão, sintomas e causas patológicas em concreto armado	38
4.2.3	Causas humanas.....	40
4.2.3.1	Modelização inadequada da estrutura	40
4.2.3.2	Consideração equivocada dos carregamentos	41
4.2.3.3	Interação inadequada entre o solo e a estrutura.....	42
4.2.3.4	Detalhamento equivocado ou interpretação de projeto inadequada.....	43
4.2.3.5	Inadequação ao ambiente	44
4.2.3.6	Deficiências de concretagem.....	45
4.2.3.7	Inadequação de fôrmas e escoramentos	46
4.2.3.8	Deficiências nas armaduras	47
4.2.3.9	Utilização incorreta de materiais.....	48

4.2.3.10	Falha no controle de qualidade.....	48
4.2.3.11	Falha no uso do sistema estrutural	49
4.2.4	Causas naturais.....	50
4.2.4.1	Causas naturais por ação mecânica	50
4.2.4.2	Causas naturais por ação física.....	54
4.2.4.3	Causas naturais por ação química	58
4.2.4.4	Causa natural por ação eletroquímica – corrosão eletroquímica.....	73
4.2.4.5	Causa natural por ação biológica	77
4.3	Intervenções de Recuperação e Reforço em estruturas de Concreto Armado ..	78
4.3.1	Intervenções de Recuperação.....	79
4.3.1.1	Remoção do substrato de concreto deteriorado.....	80
4.3.1.2	Limpeza e preparação da superfície de concreto	82
4.3.1.3	Tratamento e reposição de área de aço danificada.....	87
4.3.1.4	Reposição do concreto extraído	89
4.3.1.5	Reposição com argamassa.....	90
4.3.1.6	Reposição com concreto ou graute.....	94
4.3.2	Intervenções de Reforço	98
4.3.2.1	Reforço por injeção em fissuras	99
4.3.2.2	Reforço por grampeamento de fissuras	101
4.3.2.3	Reforço com fibras de carbono	102
4.3.2.4	Reforço por protensão exterior.....	105
4.3.2.5	Reforço por colagem de chapas metálicas	106
4.3.2.6	Reforço pela aplicação de perfis metálicos	107
4.3.2.7	Reforço por aumento da seção transversal existente.....	109
5	METODOLOGIA	110
5.1	Laboratório de Sistemas de Refrigeração por Adsorção - LABRADS.....	110
5.1.1	Anamnese.....	110
5.1.2	Diagnóstico.....	112
5.1.3	Prognóstico.....	118
5.2	Garagem UFPB	119
5.2.1	Anamnese.....	119
5.2.2	Diagnóstico	120
5.2.3	Prognóstico.....	125

6	RESULTADOS.....	125
6.1	Prescrição Laboratório de Sistemas de Refrigeração por Adsorção - LABRADS 125	
6.2	Prescrição Garagem UFPB	133
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	135
8	CONCLUSÃO	136
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
	APÊNDICE A	141
	APÊNDICE B.....	142

1 INTRODUÇÃO

As obras de engenharia apresentam, ao longo do tempo, uma evolução tecnológica significativa que tem proporcionado uma melhor servicibilidade aos usuários. Em decorrência deste crescimento, a durabilidade e o desempenho desses produtos e sistemas, construídos e em desenvolvimento, são questões que tem preocupado diversos setores da construção civil, o que implica em estudos mais intensos acerca das manifestações patológicas às quais podem ser submetidos.

Estas questões problemáticas constituem objeto inserido na Engenharia desde as primeiras construções. De acordo com a literatura histórica, em torno de 1700 a.C., o Código de Hamurabi, por exemplo, em seu inciso XIII, já promovia a preocupação com a durabilidade de estruturas, quando legislou em termos de punição aos que não construísem edificações sólidas ou que suas obras, por ruína, causassem danos a outrem, obrigando os construtores a considerar com veemência aspectos como a rigidez e a qualidade.

Em contrapartida, apesar das obras bastante sólidas e estáveis, a ideia concebida, em geral, até a década de 70 do último século, às construções que apresentassem sinistros, era a de demolir para reconstruir, exceto quanto aos monumentos históricos, de tal modo que a geração de resíduos e a exigências de mais energia aumentavam consideravelmente. A partir desta data, com as mudanças socioeconômicas internacionais vigentes à época, a humanidade passou a considerar, então, com maior ênfase e despendendo vários estudos sobre a questão da durabilidade e manutenção de edificações. A figura 1 a seguir ilustra ruínas de uma construção antiga que apresenta bastante rigidez e algumas manifestações danosas.



Figura 1 – Ruínas babilônicas no Iraque, construídos com tijolos de barro maciços.

Fonte: Gwendolen Cates/Gil Stein, Universidade de Chicago via The New York Times

Com a intensificação dos estudos na área, as manifestações patológicas, em especial as de cunho estrutural, passaram a ser monitoradas e catalogadas, pois, assim como na medicina, a discussão sobre novas soluções muitas vezes são baseadas em métodos resolutivos já utilizados, norteados os profissionais. Desse modo, expressões práticas como fissuração, manchas, ninhos, esfarelamento, ferrugem, entre outros podem ser mais facilmente analisadas, de modo que hoje em dia já podemos ter uma posição mais lapidada a respeito do possível mecanismo de degradação (doença), isto é, corrosão de armaduras, reação álcali-agregado ou deformação excessiva da estrutura, por exemplo, promovendo, portanto, um conhecimento mais sólido e completo.

Apesar de radicada, a ciência patológica ainda não apresenta um modelo resolutivo para os diversos tipos de anomalias, mas, também em corroboração à ciência médica, utiliza termos e então formas de pesquisa que direcionam este estudo.

A análise se dá, portanto, através de uma sequência de estudos dada por: anamnese – coleta de dados em relação à edificação e à evolução da anomalia, desde a fase de projetos até o momento vigente; diagnóstico – identificação e determinação dos vícios existentes, apontando as origens e causas do problema em questão; prognóstico – indicação da provável evolução dos mecanismos patológicos, ao longo do tempo subsequente; prescrição – determinação das intervenções a serem tomadas em virtude da recuperação e/ou reforço da obra.

Na Patologia Estrutural, este exame ocorre de forma a propiciar ao engenheiro patologista a descrição adequada de todo o mecanismo de degradação, implicando em uma solução eficaz que reestabeleça o desempenho da estrutura através de tratamentos físicos e/ou químicos e de eventuais reforços por meio de elementos adicionais.

Nesta investigação acadêmica, apresentam-se duas edificações da Universidade Federal da Paraíba, o Laboratório de Refrigeração por Adsorção – LABRADS (Figura 2) e a Garagem da Universidade (Figura 3), nas quais foram identificadas manifestações patológicas em suas estruturas de concreto armado que comprometem seus desempenhos, originando o desconforto e descontentamento de seus usuários. Sendo assim, visando à melhor solução que reestabeleça as condições ideais às estruturas em questão, exercer-se-á a patologia estrutural, isto é, o estudo investigativo das alterações anatômicas e funcionais dessas construções.



Figura 2 – Vista superior do LABRADS.

Fonte: <http://ofrioquevemdosol.blogspot.com.br/2013/07/pesquisa-em-energia-solar-no-brasil.html>



Figura 3 – Entrada da Garagem da UFPB.

Fonte: Google Earth

2 JUSTIFICATIVA

“Durante décadas, a engenharia civil era como uma medicina que não fazia exame e sequer procurava a doença. Os serviços de reparo eram, e em alguns casos ainda são, feitos sem o envolvimento de especialistas na área de patologia das construções.” (França *et al.*, 2011).

Partindo dos princípios durabilidade, recuperação e sustentabilidade nas estruturas, pesquisar e estudar acerca destes temas é sinônimo de comprometimento e contribuição para com a Engenharia Diagnóstica, tendo em vista que esta é ainda uma área em desenvolvimento e que os profissionais brasileiros não estão, em sua totalidade, capacitados para assumir responsabilidades que a envolvam, ocasionando trabalhos muitas vezes errôneos ou incompletos. Além disso, a busca pelo reestabelecimento do bom funcionamento e desempenho da estrutura em contrapartida à sua demolição é uma questão primordial em tempos de preocupação indispensável com o meio ambiente.

Desde o início da civilização são relatados casos de degradação e ruptura de estruturas civis, de modo a pôr em risco a integridade física da edificação e dos seus usuários e circunvizinhos, ratificando a vulnerabilidade das questões durabilidade e manutenção de edificações e a necessidade de estudos mais aprofundados acerca deste ramo da Engenharia. Por exemplo, a negligência à manutenção e a execução de obras irregulares, segundo especialista da revista VEJA, implicaram na ruína do edifício Liberdade, de 20 pavimentos, no Centro da cidade do Rio de Janeiro, em janeiro de 2012, afetando as edificações próximas e induzindo também ao desabamento os prédios imediatamente vizinhos, um sobrado e o Edifício Colombo, de quatro e dez pavimentos, respectivamente. A Figura 4 indica o histórico dos principais acidentes ocorridos no Brasil nos últimos anos.

Ano	Obra	Estado	Cidade	Provável origem do problema	Vítimas fatais
1995	Edifício Atlântico	PR	Guaratuba	Falha na execução da estrutura	28
1997	Edifício Itália	SP	São José do Rio Preto	Falhas de projeto	0
1998	Edifício Palace II	RJ	Rio de Janeiro	Falha de projeto	9
1999	Edifícios Éricka e Enseada de Serrambi	PE	Olinda	Falhas de projeto	4
2004	Areia Branca	PE	Recife	Falha na execução da obra	4
2006	Marquise da UEL	PR	Londrina	Falhas no projeto	2
2006	Obra na UERJ	RJ	Rio de Janeiro	Desconhecidas	0
2007	Obra do metrô de SP	SP	São Paulo	Falha de gerenciamento: projeto + medidas de recalque	7
2008	Complexo esportivo	RS	Novo Hamburgo	Falha de projeto	3
2008	Edifício Dom Gerônimo	PR	Maringá	Falha estrutural de uma sacada que desabou e levou as inferiores em efeito dominó	0
2009	Edifício Santa Fé	RS	Capão da Canoa	Falhas de execução	4
2009	Igreja Renascer	SP	São Paulo	Falha de projeto	7
2010	Prédio antigo	RJ	Rio de Janeiro	Falha de manutenção	4
2011	Prédio de pequeno porte	RJ	Nova Friburgo	Desconhecidas	3
2011	Prédio – Real Class	PA	Belém	Desconhecidas	3

Figura 4 – Histórico de acidentes ocorridos no Brasil.

Fonte: “Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil”. Edição 174. São Paulo: Técnica, 2011.

Souza e Ripper (1998) afirmam que, apesar de uma estrutura apresentar-se com desempenho insatisfatório, isso não significa que ela esteja condenada, sendo esta situação o principal motivo da Patologia Estrutural e a circunstância que indica precisão de imediata intervenção técnica, buscando a reabilitação da estrutura. Neste contexto, visando ao desempenho satisfatório das referidas obras de análise deste trabalho, estudá-las e então projetar a recuperação e o reforço para cada uma das duas construções é necessário, de tal forma que se possa reabilitar o bom funcionamento destas edificações, prezando pela sustentabilidade e pela durabilidade de suas estruturas.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivos Gerais

Estudar as manifestações patológicas existentes nas estruturas de concreto armado de duas construções da Universidade Federal da Paraíba: LABRADAS e Garagem da UFPB, visando à proposição de métodos de recuperação destas estruturas e dos seus respectivos projetos de reforço estrutural.

3.2 Objetivos Específicos

- Apresentar as causas, origens e as várias formas das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado;
- Expor e analisar os métodos de reabilitação de estruturas de concreto armado;
- Evidenciar as problemáticas existentes nas estruturas das obras civis LABRADS/UFPB e Garagem da UFPB;
- Propor métodos de recuperação das estruturas supracitadas e desenvolver seus respectivos projetos de reforço estrutural.

4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

4.1 Patologia Estrutural

4.1.1 Histórico

Desde o início da Construção Civil, o homem almeja, e tem conseguido alcançar, o desenvolvimento tecnológico dos sistemas estruturais utilizados, visando à solidificação das questões de concepção, cálculo e detalhamento das estruturas dos edifícios. No entanto, aliado à constante exigência mercantil de construções cada vez mais atuais e diferenciadas, este pensamento estrutural tem caracterizado um crescimento acelerado da Engenharia Civil que implica na adoção de maiores riscos, construtivos e de projeto.

Ao longo dos últimos anos, no Brasil podemos considerar a partir da década de 70 do último século, pode-se constatar a real aceitação deste aumento exacerbado da produção construtiva, bem como, por consequência, dos referidos riscos aos quais são submetidos o construtor e sua construção. Isso, portanto, tem provocado o surgimento de erros e vícios construtivos e de projeto que acarretam em manifestações patológicas indesejadas. Estruturalmente, é fato que o desempenho dos elementos não tem sido satisfatório, apresentando sinistros que comprometem o funcionamento e, então, a durabilidade e servicibilidade da estrutura e dos materiais e que a compõe.

Em termos internacionais, essa situação já ocorre há mais tempo nos países do “Velho Mundo”, tendo em vista a presença de edificações mais antigas. Sendo assim, os estudos acerca desta problemática de reabilitação das estruturas dos patrimônios edificados são algo já consistente no meio, o que implica em um acervo técnico aos projetistas e executores brasileiros. Entretanto, em aspecto global, a patologia estrutural ainda é um assunto de relevância atual, pois suas manifestações são caracterizadas a partir das condições naturais e artificiais dos locais em que se encontram e, portanto, implicam em uma variedade cada vez maior de casos, além do surgimento de novos tipos de expressões patogênicas que provocam a necessidade de um estudo constante em virtude do seu combate.

No âmbito da cidade de João Pessoa, Silva *et al.* (2003), após pesquisas na região litorânea sobre o comportamento das estruturas de edifícios residenciais, objetivando indicar a origem e a causa dos problemas encontrados, afirmam que a má impermeabilização, a permeabilidade do concreto e a rigidez inadequada dos elementos estruturais são as principais causas de manifestações patológicas ocorridas no município. Agregadas aos fatores de erros construtivos, isso provoca infiltrações, corrosão de armaduras e fissuras, sendo as expressões detectadas mais comuns. Os autores constataram ainda, após a realização de ensaios e visitas técnicas às edificações estudadas, que o concreto, material mais dispendido no país para estruturas, combinado com o aço, utilizado nas épocas destas construções apresentaram baixa resistência à compressão, na ordem de 15 Mpa, favorecendo o surgimento, nos referidos elementos, das manifestações citadas. Eles consideraram ainda que essas problemáticas estruturais identificadas tiveram relação direta com as dimensões e disposições das peças analisadas. As figuras abaixo indicam gráficos retirados desse estudo.

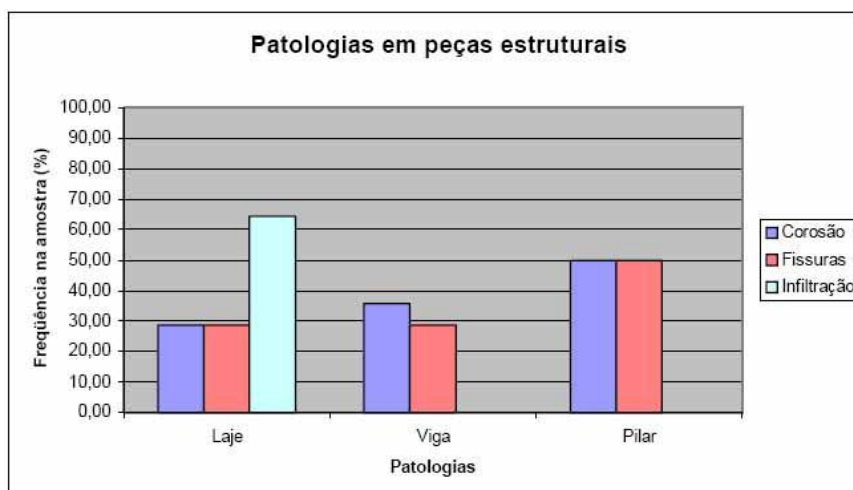


Figura 5 – Principais manifestações patológicas identificadas na cidade de João Pessoa.

Fonte: Silva *et al.* (2003)

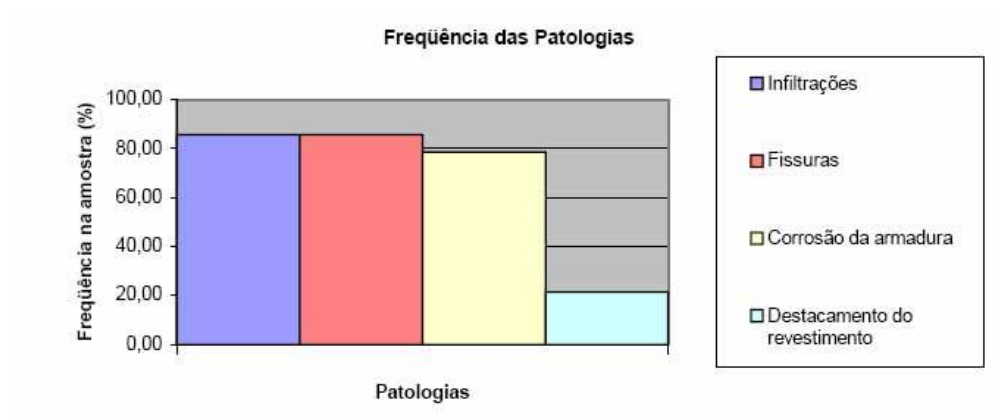


Figura 6 – Frequências das manifestações patológicas identificadas na cidade de João Pessoa.

Fonte: Silva *et al.* (2003)

Destaca-se também que, nas últimas décadas, o trinômio projetista-construtor-proprietário ainda não se fazia responsável pela idealização, implantação da ideia e conservação em termos de durabilidade e desempenho aceitável das estruturas. No entanto, após diversos casos insatisfatórios e discussões acerca das doenças em estruturas de obras civis, passou-se a incorporar, a partir deste novo milênio no Brasil, nas três etapas da construção – concepção, execução e utilização, os conceitos de desempenho, durabilidade, conformidade e reabilitação. Esses critérios foram de grande valia para a Engenharia Civil, implicando em objetos técnicos que se tornaram indispensáveis para o alcance do sucesso na construção, como por exemplo: detalhamentos, estabelecimento de métodos construtivos, seleção e controle da qualidade dos materiais, ensaios de conformidade e rotinas de manutenção. Pode-se inserir nesse contexto a figura do gestor do empreendimento, profissional responsável por compatibilizar e assegurar a presença desses fatores no produto.

4.1.2 Definições

Souza e Ripper (1998) afirmam que a Patologia das Estruturas pode ser entendida pelo estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas. Nesses termos, aplica-se, portanto, a necessidade de um vasto conhecimento teórico e prático no estudo deste setor da engenharia,

tendo em vista que sua análise envolve ciência acerca de matérias distintas, como mecânica, materiais e resistência dos materiais, e que modelos resolutivos, normas e códigos são, em geral, inexistentes, insatisfatórios ou recentes, como o Code Requirements for Evaluation, Repair and Rehabilitation of Concrete Buildings (ACI 562-13) de 2013. Este foi criado com o intuito de normatizar procedimentos de análise de resistência do material no local, de análise estrutural, de concepção de reparos visando à resistência e durabilidade do sistema, de estabilidade e escoramento da edificação, de inspeção e testes de reparos nos Estados Unidos, portanto, um código que norteia documentos para reparo em estruturas de concreto.

Os autores supracitados entendem ainda que esta disciplina não se atém apenas à identificação e conhecimento das anomalias encontradas, mas envolve todo um estudo da concepção, do projeto e, acrescenta-se, da execução da recuperação e/ou reforço dos elementos afetados. Neste domínio, pode-se classificar o estudo dos problemas patológicos em simples – aquele cuja análise se apresenta evidente – ou complexo – que determina uma análise particular e mais detalhada; àquela classificação, não há exigência de competência profissional para ser realizada, já a esta, apresenta-se a necessidade do conhecimento adequado em Patologia Estrutural.

Destaca-se ainda que indagações fundamentais no estudo patológico acerca da estrutura pronta sobre a desenvoltura, manutenção e validade do produto tem sido levantadas pelos profissionais da área e também por leigos, que, em geral, são os usuários do objeto questionado, isso devido ao crescimento das exigências destes indivíduos envolvidos no assunto. Nesse âmbito, os responsáveis pela obra devem seguramente considerar alguns conceitos que atestem o sucesso da sua invenção, de modo a incorporar valor a ele, bem como segurança e servicibilidade aos usuários. A seguir são discutidos estes termos.

4.1.2.1 Desempenho

Às estruturas civis atuais é notória a necessidade da existência de três fatores qualitativos: solidez, servicibilidade e funcionalidade. Eles, em atuação solidária, indicam o que se pode denominar de desempenho.

Admitindo então que os três aspectos constituintes do conceito em questão devem ser considerados como caracteres essenciais do produto, resultando em um sistema de qualidade,

pode-se afirmar que o desenvolvimento do desempenho de uma estrutura nasce com a edificação na etapa de concepção e projetos, passando por todas as demais fases, de modo que cada uma tem sua importância no resultado do comportamento da edificação em serviço. Logo, apresentam-se como elementos técnicos de grande valia para este fim os gerentes de projeto e de execução, indivíduos que se tornam responsáveis, respectivamente, pela criação de um sistema inteligente do ponto de vista da estabilidade, de serviço e funcional, bem como pelo implemento conforme da ideia elaborada, garantindo assim um produto eficiente e seguro, portanto de desempenho satisfatório. Por conseguinte, a etapa de uso e manutenção é indicada como a responsável pela conservação do desempenho esperado a partir das devidas práticas a ela inerentes. É importante expor que o este aspecto, em uma determinada estrutura, será adequado quando o sistema atender com eficiência e segurança aos seus usuários durante um determinado período de tempo, ao qual denominamos vida útil.

Em termos de estruturas de concreto armado, Rezende (1996) indica que haverá o desempenho adequado quando existir segurança e condições de uso do ponto de vista da estabilidade.

Posto isto, fica evidente que o fator desempenho altera com alguns aspectos naturais e artificiais que podem reduzir, manter ou até mesmo incrementá-lo em uma obra, visto que interferem diretamente no comportamento do sistema em serviço. Condições ambientais, decisões de projeto e tipo de material são os principais pilares quando se discute esta questão. Portanto, o desempenho de uma estrutura em serviço é uma incógnita que varia com o grau de agressividade do ambiente em que se insere a construção, a geometria e disposição dos elementos carregados, a resistência do material empregado e suas características físico-químicas.

A figura a seguir identifica as medidas a serem tomadas mediante o desempenho da estrutura.

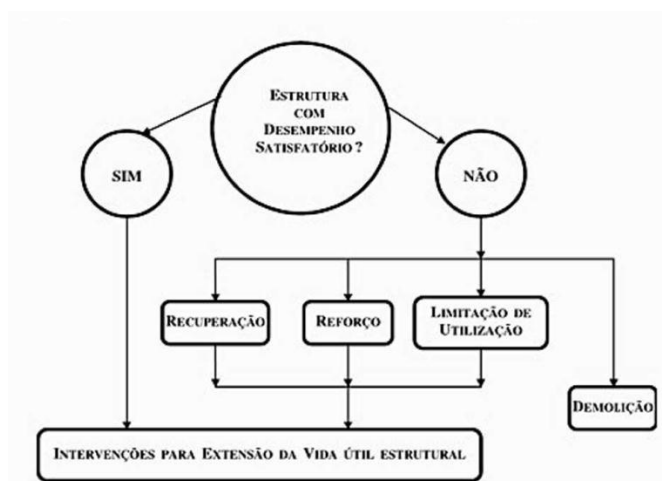


Figura 7 – Medidas conforme o desempenho.

Fonte: Ripper *et al.* (1998)

4.1.2.2 Durabilidade

Este é um fator determinante na busca de estruturas de qualidade. Por isso, muitas vezes se confunde com a definição de desempenho, pois assim como esta, a durabilidade de um material, de um sistema estrutural ou até mesmo de uma edificação como um todo é dada pela sua capacidade de se comportar em condições satisfatórias quando em serviço, isto é, se dá pela sua capacidade de apresentar um bom desempenho quando em uso. Leiam-se, nesta discussão, os termos “em serviço” e “em uso” como as situações, naturais e reológicas, às quais a estrutura está submetida.

Para que um sistema estrutural seja considerado durável é preciso que ele seja apto a resistir às ações mecânicas e ambientais as quais está exposto. Fica, portanto, difícil a quantificação matemática de previsão de durabilidade de determinado objeto, tendo em vista que este mesmo elemento pode estar submetido a várias esferas de solicitação de carga e de condição natural, de tal modo que será mais durável em uma situação e menos em outra. Desse modo, pode-se avaliar a questão do ponto de vista inverso, prevendo quão durável deverá ser o sistema a partir das condições de exposição e características do material empregado, viabilizando esta identificação, pois se admite que a situação de submissão da estrutura se manterá durante toda sua vida útil.

Em se tratando de estruturas de concreto armado, Helene *et. al* (2001) apresenta a regra dos 4C, indicando os quatro fatores que determinam a durabilidade do sistema:

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

De fato, um adensamento mal executado resulta em altos índices de vazios, uma cura insuficiente indica um baixo grau de hidratação do cimento e um cobrimento inadequado proporciona uma menor proteção ao aço existente na peça. Esses quatro aspectos então, quando não forem conformes, induzem à porosidade, permeabilidade e incapacidade protetora do material, proporcionando o surgimento de meios difusores para elementos naturais que o deteriorarão. É interessante notar aqui que, com o crescimento tecnológico e intelectual dos últimos anos, o consumo de cimento em estruturas, que, ressalta-se, requerem ainda concretos cada vez mais resistentes, tem diminuído, implicando em uma relação custo-benefício mais positiva; entretanto, esta medida tem interferido diretamente na durabilidade do material, pois gera um aumento de vazios, tornando-o mais poroso e mais susceptível à ação química. Outra consideração relevante se dá quanto à ação da água, fluido bastante deteriorador de estruturas de concreto, que, ao encontrar as facilidades de difusão em um material poroso, reage internamente com a pasta de cimento, possibilitando a sua degradação. Fica, portanto, evidenciado que as características que dizem respeito ao fator porosidade são as que devem ter maior atenção quando se trata de durabilidade em sistemas estruturais de concreto armado, devendo ser definidos sob o aspecto da durabilidade os seguintes parâmetros: dosagem mínima de cimento, fator água/cimento máximo, classe de resistência mínima do concreto, cobrimento mínimo das armaduras, método de cura.

Ainda sobre estruturas de concreto, a ABNT em sua NBR 6118 classifica o grau de agressividade à qual estará submetida de acordo com o ambiente em que se insere a obra. Em seguida, a partir desta classificação, indica qual deverá ser a relação água/cimento a ser adotada, bem como qual a classe do concreto necessária para que o sistema se apresente capaz de resistir às condições ambientais às quais estará exposto. Ela ainda faz explicações acerca do traço do concreto e de como realizar a sua cura. Todos estes fatores implicam, de um modo geral, na durabilidade do sistema sob o aspecto ambiental. Já em relação à capacidade resistente, considerando as solicitações mecânicas na estrutura, a NBR 6118, como principal medida nesse âmbito, estabelece limites de fissuração que indicarão quão durável deverá ser o

elemento, de modo a não ultrapassar as restrições estabelecidas. Em seus itens 6 e 7, a norma refere-se à questão da durabilidade. Em seu subitem 6.4.2 ela afirma: “Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 6.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.” A figura 11 apresenta a tabela 6.1 desta NBR.

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

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

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

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

Figura 8 – Classes de agressividade ambiental.

Fonte: NBR 6118:2003.

As figuras subsequentes indicam as tabelas de classificação dependentes do grau de agressividade estipulado.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Figura 9 – Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto.

Fonte: NBR 6118:2003.

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.

Figura 10 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.

Fonte: NBR 6118:2003.

Portanto, a idealização de uma edificação durável passa pela adoção de decisões de projeto e procedimentos de execução que garantam à estrutura e aos materiais utilizados um desempenho satisfatório, ao longo de sua vida útil, visando à resistência aos ataques físico-químicos ambientais e à resistência mecânica dos elementos.

4.1.2.3 *Manutenção*

A partir da modernização da construção, em que o usuário se apresenta como elemento de grande importância na conservação do desempenho da obra na fase de utilização, tem-se inseridas as ações que por ele, com o auxílio dos profissionais adequados, devem ser tomadas a fim de garantir ou prolongar a vida útil do sistema. É o que se denomina de manutenção, que, portanto, pode ser definida como um conjunto de atividades que visam à avaliação das condições de serviço dos elementos construtivos, bem como às intervenções necessárias para que se mantenham a durabilidade e o desempenho esperados.

A manutenção pode ser preventiva ou corretiva, sendo esta referente aos casos em que a ação patológica já ocorreu e é preciso uma intervenção que retifique o dano e reestabeleça a peça; já aquela faz alusão aos casos em que o elemento ainda não foi deteriorado, mas recebe tratamento promotor da profilaxia, isto é, da precaução às manifestações patológicas.

Este é um fator que deve ser considerado desde a concepção do projeto até a etapa final de serviço, a partir do fato de que a manutenção se faz por um plano, o qual é estruturado com base em duas vertentes principais: as inspeções e os serviços de reabilitação, que devem ser predefinidos e planejados, sempre que possível. Ou seja, postos os dois tipos de manutenção, a estratégica e a esporádica, assim como o fato de ela ser um projeto, pode-se apontá-la dentro de um organograma que identifica as fases do plano e a relação entre a de prevenção e a esporádica, como segue na figura 14, de acordo com Souza e Ripper (1998).

Cabe ainda identificar, em termos financeiros, que um plano estratégico se apresenta como mais viável, de modo que os responsáveis pela manutenção se antecipam às ações indesejadas, quer sejam naturais ou humanas, protegendo a estrutura a um custo mais estável, que garantirá o bom desempenho e a vida útil planejados. A manutenção esporádica, por sua vez, apresenta-se vantajosa nas primeiras idades da edificação, mas logo se torna onerosa e desinteressante do ponto de vista técnico, pois expõe o objeto à doença, proporcionando a sua degradação e, portanto, uma intervenção mais destrutiva.

Em 1984, Sitter instituiu uma lei, conhecida como Lei dos Cincos ou Lei de Sitter, que elucida a relação entre o custo e a intervenção que vise à durabilidade ao desempenho da obra, afirmando ser exponencial em fator de cinco. Segundo ele, uma medida tomada na fase de projetos, custará uma unidade monetária; na etapa de execução, cinco unidades monetárias; na de utilização sob manutenção preventiva, vinte e cinco unidades monetárias; na de utilização

sob manutenção corretiva, cento e vinte e cinco unidades monetárias. Esta lei reforça, assim, a ideia de que a manutenção planejada é a mais adequada.

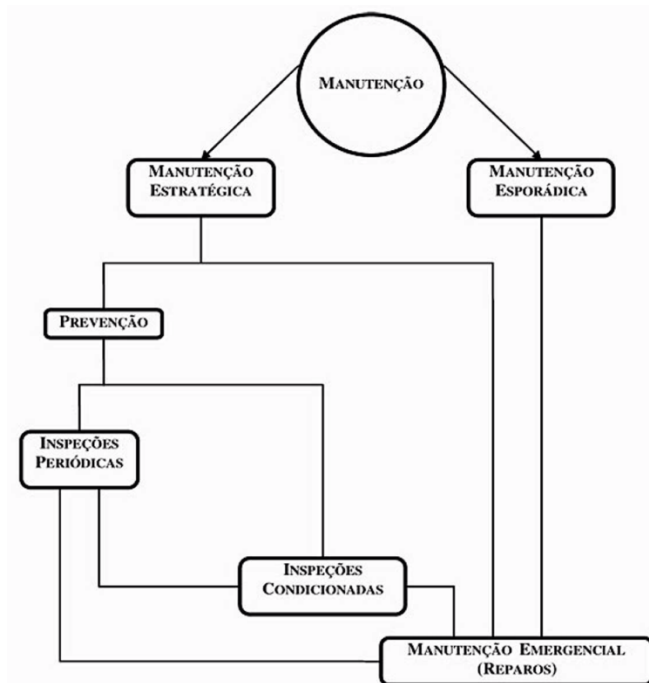


Figura 11 – Organograma de manutenção.

Fonte: Souza e Ripper (1998).

Em termos de manutenção de estruturas, duas atitudes devem ser bastante consideradas, o cadastramento dos seus componentes e as inspeções, periódicas e condicionadas. A avaliação periódica é instrumento indispensável para a garantia da durabilidade da construção, pois tem como objetivo registrar os danos e anomalias identificados na estrutura. As principais expressões a serem observadas são a fissuração, deterioração do material, focos de corrosão e deformações. A periodicidade das inspeções variará com a idade, o tipo de uso e a exposição a agentes nocivos da estrutura. Entretanto, pode-se adotar, para edificações de uso residencial e comercial, o período de dez anos e para edifícios industriais, cinco a dez anos. Por inspeções condicionadas, pode-se conceituar que se refere àquelas realizadas quando as periódicas indicarem alguma situação mais crítica, que necessita de um estudo mais técnico e detalhado. O cadastramento, por sua vez, se faz pelo registro das intervenções e inspeções realizadas em cada elemento estrutural, de modo que se possa controlar o seu desempenho ao longo do tempo. Desse modo, consegue-se manter um nível de acompanhamento e manutenção de desempenho satisfatórios da estrutura.

4.1.2.4 *Vida Útil*

Este conceito está contido no âmbito temporal, referindo-se ao período em que o sistema se comporta acima das mínimas condições para as quais foi projetado, estando em serviço e sob correta manutenção profilática.

Partindo dessa consideração, tem-se que a definição da vida útil de uma estrutura indica, então, o tempo em que os materiais, os elementos e o sistema devem apresentar um desempenho satisfatório, isto é, acima do limite mínimo, culminando ainda no aspecto da durabilidade dos materiais, tal que quão maior for esse período, mais durável deverão ser os elementos empregados.

Em defesa à multidisciplinaridade do assunto, Helene (1997) assegura que a vida útil de estruturas de concreto é um objeto que deve ser considerado como um resultado das ideias para todas as etapas do processo construtivo: concepção e planejamento; projeto; fabricação dos materiais; execução e uso. Esta última, de acordo com o estudioso, é a etapa que recebe maior influência, pois é nela em que se aplicarão as medidas de vistoria, monitoramento e manutenção preventiva, as quais garantirão a estabilidade da vida útil definida. Fica claro, assim, que cabe aos projetistas a definição deste parâmetro de período a partir das condições mínimas às quais se quer que a estrutura seja submetida ao longo das etapas, estabelecendo também as inspeções periódicas, possibilitando o monitoramento do desempenho da estrutura para que se possa reconhecer o término da vida útil, sendo então iniciadas as intervenções necessárias.

A manutenção corretiva também se faz presente no contexto, mas como fator posterior à vida útil, pois será aplicada quando o elemento ou a estrutura já não se comportar da forma para a qual foi projetada. Entretanto, pode-se lançar mão desta técnica quando o problema for elementar e não afetar o desempenho global do sistema; neste caso, diz-se que a estrutura ainda apresenta-se em período de vida útil, mas o seu componente não, sendo corrigido em alusão ao retorno ao seu desempenho adequado e ao seu tempo de utilidade particular, que deve corroborar com aquele estabelecido para o sistema estrutural.

Na década de 1990, em termos de estruturas de concreto armado e considerando apenas o fenômeno agressivo de corrosão do aço, Helene apresentou à sociedade de Engenharia brasileira um modelo de definição claro de vida útil. A figura abaixo indica esta conceituação.

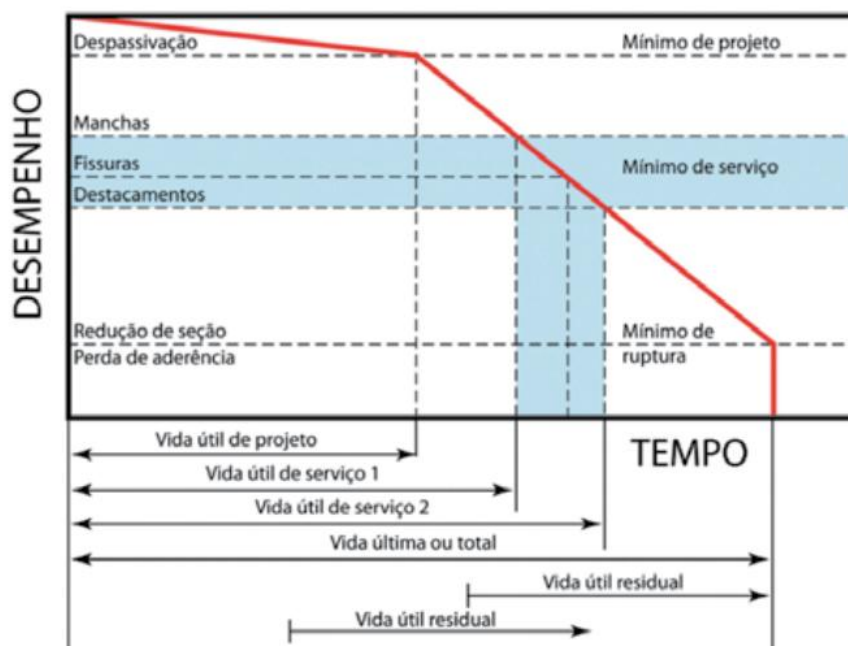


Figura 12 – Modelo representativo de vida útil de estruturas de concreto a partir do fenômeno de corrosão de armaduras.

Fonte: Helene (1997)

Em interpretação aos termos definidos na figura 10: vida útil de projeto – período dado até a despassivação da armadura, isto é, até o instante em que os produtos da carbonatação ou os íons ativos presentes no concreto passam a reagir com o aço, iniciando o processo de corrosão (período que deve ser adotado em projeto); vida útil de serviço – período dado até o surgimento de manchas na superfície de concreto e/ou fissuras na região de cobrimento do material, podendo haver destacamento do concreto; vida útil última ou total – período dado até a ruptura total ou parcial da estrutura, quando há uma redução significativa da seção resistente de aço ou uma perda significante da aderência entre a armadura e o concreto; vida útil residual – período restante, após uma data qualquer, em que o sistema ainda desempenhará suas funções com êxito.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por sua vez, em sua norma NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, define vida útil de projeto como sendo “o período de tempo durante o qual se mantêm 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 (...)”.

4.2 Manifestações patológicas em estruturas de concreto armado

A manifestação patológica estrutural, por definição, é a expressão física e/ou química ocorrida no elemento construtivo como reação ao ataque indesejado de um determinado agente causador do problema.

O concreto, material usado em grande escala no mundo, está para as estruturas civis como um elemento de resistência compressiva que apresenta uma ótima relação entre custo e benefício. Entretanto, é sabido que as estruturas estão submetidas a outro tipo de esforço preponderante bastante relevante, a tração, cuja função de resistência não pode ser atribuída ao concreto, tendo em vista sua baixa capacidade de oposição a este tipo de força mecânica. Insere-se, pois, outro elemento capaz de resistir à tração de forma eficiente, o aço. Desse modo, constitui-se como material estrutural bastante despendido, no Brasil e no mundo, o concreto armado, caracterizado pelo trabalho de dois elementos diferentes que atuam de forma monolítica.

Do ponto de vista patológico, as estruturas de concreto armado devem, então, ser consideradas sob dois aspectos, o individual e o global, sendo o primeiro referente a cada um dos componentes, o concreto e o aço, e o segundo relativo ao material resultante da união destes. Sendo assim, serão aqui dissertadas as principais formas de expressões sintomatológicas das estruturas de concreto armado a partir do aspecto individual em âmbito global, isto é, analisando as manifestações de acordo com o componente danificado, mas considerando o comportamento monolítico entre os dois, indicando, então, as possíveis origens e causas dessas manifestações, norteadas assim o diagnóstico dos problemas identificados nos objetos de estudo deste trabalho. A literatura indica que a origem da deterioração advém das etapas do ciclo de vida da estrutura; Aguiar (2006) ainda ensina que a causa de uma manifestação patológica é função da natureza da degradação, ou seja, varia com a essência físico-química do dano e com a situação de carga e ambiental em que se encontra a peça estrutural, podendo assim ser caracterizada como mecânica, física, química, eletroquímica ou biológica.

4.2.1 Origem das manifestações patológicas

Como elucidado, a origem das problemáticas estruturais se encontram em uma das fases do ciclo de vida do sistema construtivo – concepção, projeto, execução e uso, de modo que possivelmente a adoção de outra atitude na etapa envolvida no processo patológico poderia resultar em uma estrutura sã e inerte ao agente agressor. Entretanto, cabe ressaltar que o mecanismo de desenvolvimento da doença pode também estar associado a uma origem natural, de modo que a adoção de quaisquer atitudes preventivas não seria possível. Helene (1992) defende a divisão das fases, em âmbito de estudo patológico, de forma diferente, particularizando o controle dos materiais e o planejamento como etapas constituintes do ciclo.

4.2.1.1 Etapa de concepção

Esta fase se apresenta como a de escolhas, na qual são tomadas as decisões e colhidas as informações principais que darão os primeiros fundamentos para o início do projeto, bem como determinarão o caminho a ser seguido nas demais etapas. Aqui é feito o estudo preliminar, em que se define o tipo de uso, quantidade de pavimentos e área de projeção, por exemplo, possibilitando assim a escolha do sistema estrutural a ser adotado.

Não apenas financeiramente, mas quanto à durabilidade e ao desempenho influi o tipo de sistema estrutural escolhido, tendo em vista a relação existente entre estrutura, ambiente e comportamento estrutural.

Sabe-se que as dificuldades técnicas e os custos relacionados à correção de um erro são diretamente proporcionais à antiguidade deste erro. Logo, sendo a etapa de concepção a inicial, um erro nesta idade indica um enorme prejuízo, afetando todas as etapas subsequentes.

Ao se conceber uma estrutura de concreto armado, decorre-se algumas determinações que indicarão a suscetibilidade do sistema aos ataques patogênicos. Grau de agressividade do ambiente, espessura de cobrimento, resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}), cargas atuantes, vãos máximos e resistência característica do concreto (f_{ck}) são exemplos de deliberações cabíveis na etapa de concepção. É importante notar que algumas das decisões tomadas na etapa de concepção podem ser delegadas à de projeto e vice-versa, devido à proximidade técnica entre elas, podendo, muitas vezes, serem confundidas entre si.

4.2.1.2 *Etapa de projeto*

Pode-se interpretá-la como a fase complementar e imediatamente subsequente à etapa anterior, na qual são desenvolvidos os desenhos (plantas baixas, cortes esquemáticos, vistas, detalhamentos, etc.) que representarão e determinarão como serão executados cada elemento construtivo, bem como serão compatibilizados, de tal forma que um não seja fonte de interferência a outro.

Em termos de desenvolvimento de projeto estrutural, Bauer (2008) indica as principais origens dos problemas: falta ou mau detalhamento; cargas ou tensões não levadas em consideração no cálculo estrutural; variações bruscas de seção em elementos estruturais; falta ou deficiência no projeto de drenagem; efeitos de fluência do concreto não levados em consideração. Souza e Ripper (1998) ainda complementam e elencam mais alguns fatores, são eles: escolha inadequada do modelo analítico estrutural; deficiência na análise da resistência do solo; especificação inadequada dos materiais; falta de convenções nas representações de projeto; erros de dimensionamento e ausência de compatibilização entre os projetos.

Estes erros podem levar a manifestações patológicas de alto grau de periculosidade, tendo em vista que a peça estrutural já nasce doentia, facilitando o mau desempenho do objeto. Em geral, deformações excessivas e fissuras logo após a execução são os primeiros indícios de que houve equívocos no desenvolvimento dos desenhos e de todas as demais ações associadas a ele.

Infelizmente, é corriqueira a situação em que esta etapa não é cumprida por completo e então é iniciada a próxima, a de execução, sem um planejamento que justifique esta atitude, de modo que, de acordo com as estatísticas, o número de erros construtivos aumenta consideravelmente, principalmente em virtude da falta de compatibilização entre todos os projetos e devido às adaptações que são criadas na obra por falta de projeto. Portanto, é evidente, mas sempre importante afirmar, que esta etapa deve ser cumprida por completo para que se inicie a de construção, ou ainda que seja planejada, subdividindo-a em outras etapas, para que se possa inserir a etapa de execução concomitante a esta de forma organizada, isto é, observando todos os critérios necessários para que esse paralelismo não prejudique a garantia de bom desempenho e durabilidade da edificação.

4.2.1.3 *Etapa de execução*

As falhas ocorridas na construção do prédio que originam as expressões patológicas podem ser de caráter humano ou natural, isto é, podem advir da negligência dos que executam ou da própria interação entre a estrutura e o ambiente em que se insere no ato de edificar.

Do ponto de vista dos seres envolvidos no processo, profissionais despreparados e desmotivados são o ponto de partida para a ocorrência de erros, de tal modo que a falta de conhecimento implica na execução errônea e que a desmotivação pode incitar em alguns trabalhadores o desleixo ou até atitudes criminosas, em que o erro é proposital. O engenheiro, o mestre-de-obras e os demais técnicos inseridos no processo de coordenação, fiscalização e gerenciamento da obra são peças fundamentais para que se assegure a correta execução da edificação; muitas vezes a origem dos problemas está exatamente na deficiência destes profissionais.

Por sua vez, falhas de caráter natural ocorrem, de maneira geral, em corroboração àquelas advindas das etapas anteriores, de tal forma que a obra se relaciona com o ambiente em que se insere desde sua gênese, o que é perigoso, já que o agente patológico pode se instaurar internamente à peça construtiva.

Para estruturas de concreto armado, o equívoco pode ocorrer desde a preparação das fôrmas até a cura do concreto, passando pela armação, desmolde e controle de qualidade dos materiais.

Em relação à fase de colocação de fôrmas, lê-se em agregado a realização do escoramento, as falhas ocorrem, comumente, nas juntas entre as pranchas, devido à sua grande espessura e à falta de vedação, e nas superfícies do conjunto de fôrmas, devido aos grandes espaçamentos entre escoras e a má distribuição delas. De maneira geral, as manifestações patológicas aqui envolvidas se fazem pela deformação excessiva da peça e por reações do material indevidas devido ao escoamento da pasta de cimento e ao manuseio inadequado e indevido das fôrmas. O escoramento, particularmente, é uma parte do sistema de construção que deve ter bastante atenção, inclusive através da elaboração de projetos de escoramento, pois um erro neste procedimento pode levar a estrutura à ruína ainda mesmo na execução da estrutura, podendo ser fatal aos operários envolvidos no processo.

Em relação à armação, erros humanos por leitura equivocada de projeto ou distribuição e posicionamentos inadequados das armaduras são as situações mais comuns,

associadas à recorrente falha natural de material aplicado já anômalo, em geral corroído. Como consequência patológica, a fissuração do concreto tracionado é a manifestação primeira nestes casos, já que o aço existente na região de tração da seção não será suficiente para resistir ao esforço, delegando parte da função ao concreto, que pouco resiste à força de arranque. Um erro desse caráter é bastante nocivo à estrutura, podendo levar à sua ruína assim que a peça entrar em carga ou posteriormente por fadiga do material.

Quanto ao concreto, Andrade e Silva (2005) citam as falhas relacionadas a cada etapa do processo de fabricação e aplicação do material:

- Mistura: má homogeneização dos componentes do concreto; tempo de mistura insuficiente para que haja a interação química dos elementos constituintes; erro de dosagem.
- Transporte: tempo excessivo de transporte; condicionamento inadequado do concreto, promovendo a quebra das ligações da mistura.
- Lançamento: má conservação do equipamento de bombeamento, dificultando e atrasando a concretagem; lançamento de alturas elevadas, de modo a segregar o concreto, originando vazios e nichos.
- Adensamento: excesso ou deficiência de vibração, possibilitando a criação de um composto heterogêneo, em que o agregado graúdo sedimenta, dando origem a uma faixa de pasta de cimento na peça, menos resistente e, portanto, suscetível a manifestações de ordem mecânica, ou ainda o surgimento de vazios devido à ausência do adensamento; vibração da armadura, gerando o seu deslocamento indesejado.
- Cura: tempo de cura insuficiente e alto grau de exsudação, com perda excessiva de água, implicando na retração do concreto.

Já o controle de materiais, em sua totalidade, é parte de enorme importância no intento de um sistema durável e eficiente. Quando se trata de concreto armado, o acompanhamento deve ocorrer para os dois materiais, o concreto e o aço. Para este, a qualidade deve ser monitorada através da conferência das características indicadas pelo fabricante, através de ensaios de tração, análise, a olho nu ou por medição de diferença de potencial, de existência de corrosão e fiscalização de possíveis desgastes nas ranhuras das barras. Para aquele, ensaios como o de tronco de cone e o de resistência à compressão são primordiais, entretanto, deve-se acompanhar o comportamento de cada elemento do material, isto é, realizar ensaios de umidade para o agregado miúdo e de reatividade para o agregado graúdo, por exemplo. A figura a seguir indica os devidos ensaios para cada componente do concreto armado. Um

grande entrave existente aqui é a forte independência entre as indústrias de materiais e de construção de civil, de modo que não há, ou pouco existe, uma compatibilização entre a produção do material por parte daquela e a sua aplicação, cabível à obra, sendo ainda este problema potencializado pela ausência ou deficiência das normatizações dos materiais, o que dificulta a fiscalização por parte dos usuários do produto. Erros sucedidos nesta tarefa de controle técnico dos materiais são, em geral, implicadores de diminuição da qualidade e da durabilidade do sistema estrutural como um todo.

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.

Figura 13 – Principais aspectos a serem controlados nos componentes do concreto armado.

Fonte: Santos (2012)

4.2.1.4 Etapa de uso

Reside no último passo do ciclo vital da estrutura basicamente a questão da manutenção, que normalmente é violada em detrimento do desconhecimento técnico ou de aspectos financeiros dos usuários, promovendo a deterioração precoce da construção.

A realização da correta manutenção ocorre a partir da elaboração adequada de um plano de manutenção na etapa de projetos, possibilitando ao usuário saber previamente os custos que terá com a conservação do seu patrimônio e então aplicá-la de forma eficiente e programada, técnica e financeiramente.

De maneira geral, os principais erros ocorridos nesta última parte do ciclo de vida estrutural são a incorreta ou incompleta manutenção devido à inexistência de projetos, de detalhamentos necessários, quando há os desenhos, ou devido à dificuldade de acesso à peça da estrutura, a falta de limpeza de drenagem, desobstruindo as saídas de água de modo a evitar o acúmulo do líquido, o que sobrecarrega a estrutura, bem como a garantia da atuação única dos carregamentos definidos na concepção do sistema.

4.2.2 Mecanismos de expressão, sintomas e causas patológicas em concreto armado

Nepomuceno (2005) assegura 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. Considerando esta afirmação e avaliando o material como sendo formado por dois componentes, mas atuante de modo monolítico, verifica-se que o concreto é o constituinte que, por estar em contato direto com o ambiente, se apresenta como o meio difusor das substâncias e compostos, agentes agressores tanto ao próprio concreto como, em lhe alcançando, ao aço. Esse deslocamento interno no material se dá através da rede capilar existente no concreto, isto é, em virtude da permeabilidade deste elemento. Portanto, quanto mais hidrofílico for o concreto, menos duradoura será a estrutura, tendo em vista que a compatibilidade à água significa a aceitação também de determinados gases e líquidos que podem interagir com o concreto armado. Na figura 17 são classificados os poros da pasta de cimento de acordo com suas dimensões. Poros de ar aprisionado são advindos da etapa de execução, em geral devido ao processo de adensamento; poros de ar incorporado tem origem na etapa de projetos, quando é feita a dosagem do concreto e então é inserido o uso do aditivo incorporador de ar, o qual é aplicado na etapa subsequente; poros capilares surgem,

normalmente, na execução, oriundos da fuga de água no processo de cura, ou ainda na etapa de uso, devido às movimentações da estrutura, formando novos vasos condutores dentro do concreto; poros de gel, por fim, são gerados devido à água de gel. Os três primeiros tipos são os de maior influência quanto aos ataques patológicos, principalmente por serem de maior dimensão.

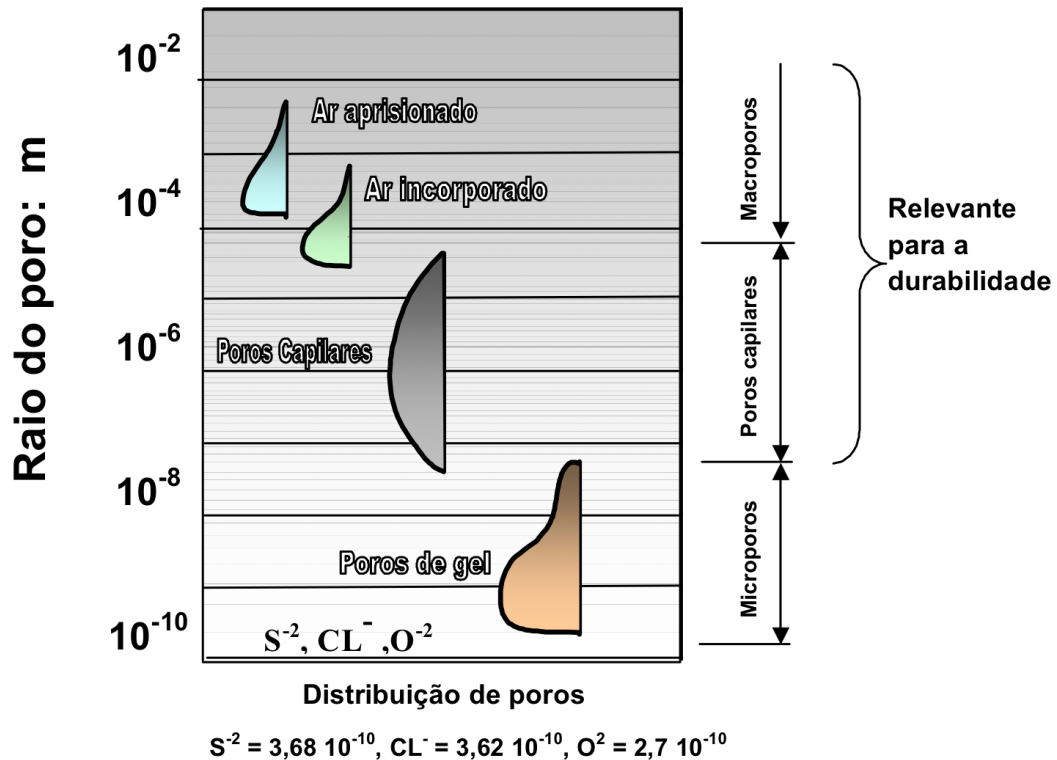


Figura 14 – Classificação e dimensões dos poros em concreto.

Fonte: Cascudo (1997)

Desse modo, o desenvolvimento e a atuação do agente agressor ocorrem, em geral, nos poros e na rede capilar do concreto, instalando-se como um elemento parasitário, que retira do objeto ou lhe altera compostos vitais, enfraquecendo-o. Iniciam-se então os processos reativos por parte do elemento estrutural, em que surgem as expressões e sintomas na estrutura, além da necessidade de um estudo patológico em caráter de solução do problema.

De maneira geral, ao iniciar um trabalho de Patologia Estrutural, isto é, o estudo de uma doença em um sistema de estrutura, o primeiro passo se dá pela identificação das manifestações patológicas na(s) peça(s), apontando quais são os problemas, seguido dos demais procedimentos inerentes à Patologia, sintomatologia, avaliação da gênese e

diagnóstico, prognóstico e prescrição. Em termos de concreto armado, as principais formas de expressão patológica são as seguintes:

- Fissuração do concreto;
- Desgaste superficial do concreto;
- Descamação do concreto;
- Desagregação do concreto;
- Ruptura ou colapso da armadura e/ou do concreto;
- Nichos e manchas no concreto;
- Eflorescência;
- Deterioração e redução da seção da armadura;
- Deformação excessiva da estrutura;
- Vibração da estrutura.

Sendo assim, em termos de didática, seria importante a apresentação das expressões encontradas em estruturas de concreto armado seguidas de suas possíveis causas e sintomas; entretanto, normalmente ocorrem várias formas de manifestação concomitantemente, podendo ter causa única ou não, bem como apenas um sintoma ou diversos sintomas. Logo, serão aqui apresentadas diversas causas de deterioração do concreto armado, relacionando a elas suas respectivas formas de expressão patológica, sintomas gerados e origem do problema, isto em virtude da facilidade do entendimento do estudo, possibilitando assim a realização do diagnóstico por meio das causas referentes às manifestações detectadas. Os textos a seguir são baseados nos estudos de Souza e Ripper (1998), bem como de outros autores que são citados ao longo da discussão.

As causas de uma situação de anomalia estrutural são classificadas em humana ou natural, sendo esta última subdividida em mecânica, física, química, eletroquímica ou biológica.

4.2.3 Causas humanas

4.2.3.1 Modelização inadequada da estrutura

As condições de equilíbrio e de estática são fatores intrínsecos a um projeto estrutural, não havendo qualquer tolerância ao seu descumprimento.

Todavia, em geral alguns erros de concepção estrutural, ou ainda, de modelização de comportamento da estrutura, mais especificamente quanto às definições dos tipos de apoio, são erros bastante comuns, causadores de problemas futuros de estabilidade e rigidez. Há aqui uma questão preocupante do ponto de vista de colapso, tendo em vista que atinge aspectos de equilíbrio do sistema estrutural.

- Origem: etapa de concepção.
- Manifestações patológicas: deformações são os primeiros indícios, a partir de flechas em lajes e vigas, seguidas de fissuração, que podem ocorrer tanto na própria estrutura como nas alvenarias sob elas. Devido à instabilidade, a vibração excessiva é um terceiro fator expressivo.
- Sintomatologia: por se tratar de uma questão de concepção e projeto, é inevitável que a alteração do comportamento previsto nestas etapas implique em redução da resistência da estrutura devido a alterações físicas nos componentes do material. Além disso, a flexibilização da peça poderá ocasionar seu alongamento ou encurtamento, gerando tensões internas indesejadas, o que faz retornar ao ponto inicial de perda de capacidade resistiva, pois a peça terá que combater, a partir de então, esses novos esforços imprevistos, limitando a sua atuação de oposição em relação às demais cargas atuantes.

4.2.3.2 *Consideração equivocada dos carregamentos*

A desconsideração ou consideração em ordem de grandeza abaixo da real são casos em que a estrutura apresentará um subdimensionamento do ponto de vista das cargas, isto é, o erro não estará no material defeituoso, mas na existência de um carregamento aquém daquele ao qual o material projetado resistirá, ocasionando assim a problemática patológica.

- Origem: etapa de concepção.
- Manifestações patológicas: a fissuração é a forma mais comum, entretanto deformações e vibrações são outros tipos de demonstração do problema.

- **Sintomatologia:** assim como no caso anterior, é inevitável a redução da resistência da estrutura, isso porque, devido à situação de suporte de uma carga maior do que a prevista, serão geradas tensões internas que solicitarão parte da capacidade resistiva da peça, diminuindo assim a condição de suporte da estrutura às cargas de projeto; de outro modo, a estrutura estará sobrecarregada.

4.2.3.3 *Interação inadequada entre o solo e a estrutura*

O estudo do solo, avaliando suas condições, composições e capacidade de suporte, é o principal subsídio ao projetista para a definição do tipo de fundação a ser usada. Entretanto, muitas vezes a sondagem do terreno é violada ou o seu entendimento é equivocado, dificultando esta escolha e então aumentando a possibilidade da ocorrência de problemas na interação entre a estrutura e o prédio.

Em geral, as causas decorrem de situações de recalque ou até de rompimento da estrutura de fundação, normalmente atreladas a uma capacidade de suporte do solo abaixo da necessária ou ao mau dimensionamento dos elementos de embasamento, como, por exemplo, comprimentos insuficientes de estacas ou tubulões, redução de área de aço de blocos ou não previsão de muros de arrimo. Outro caso promotor de situações patogênicas é o assentamento de uma edificação em um terreno sobre dois tipos de solo, de modo a estabilizar a obra sobre materiais diferentes, gerando recalques diferenciais.

- **Origem:** etapa de concepção ou etapa de projeto.
- **Manifestações patológicas:** de modo geral, as causas culminam em recalque, de tal modo que quadros fissuratórios a 45° generalizados em toda a edificação são a principal forma de expressão do problema, caracterizando recalque diferencial, que é originado pelos problemas acima elencados.
- **Sintomatologia:** tendo em vista o deslocamento vertical como o principal mecanismo gerador de problemas, a flexibilização da estrutura, por alongamentos e encurtamentos das peças construtivas, é, gerando tensão internas não previstas, o sintoma mais acentuado, afetando a rigidez e a estabilidade da estrutura e da edificação, respectivamente.

4.2.3.4 Detalhamento equivocado ou interpretação de projeto inadequada

Responsabilidade do projetista, o detalhamento é, dentre os desenhos componentes do projeto, o mais específico, isto é, aquele que transmite o maior número de informações em proporção. Desse modo, erros nesse quesito implicam em dificuldades de execução, pois acarretam em decisões tomadas em obra, muitas vezes por profissionais não qualificados para tal, devido à falta de informação. De outra forma, o equívoco pode ocorrer ainda na leitura do projeto, tal que a consequência será uma execução indevida da estrutura, edificando algo não previsto, que poderá gerar reações patogênicas por parte do sistema. Um erro de comum relação a este tipo de causa é a ausência de espaçamentos adequados entre as barras de aço, dificultando a penetração do concreto em seu lançamento e vibração; esta falha pode ocorrer devido ao detalhe do projetista ou devido ao não cumprimento, na execução, do que fora projetado.

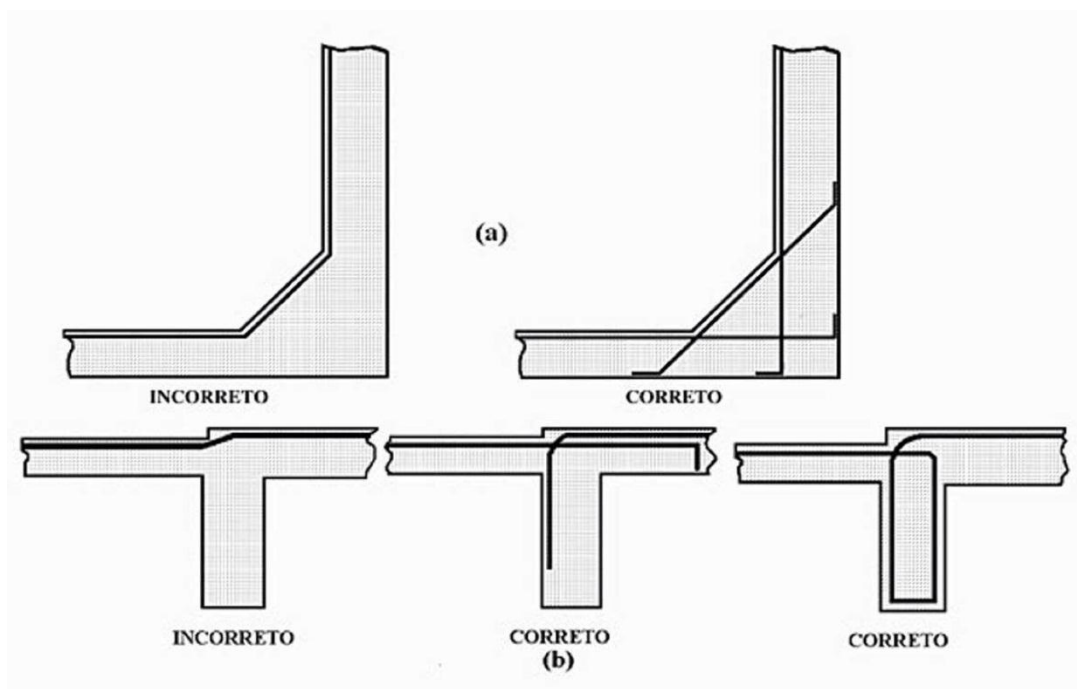


Figura 15 – Comparativo entre detalhamentos corretos e equivocados.

Fonte: Souza e Ripper (1998)

- Origem: etapa de projeto ou etapa de execução.

- Manifestações patológicas: diversas formas de apresentação de problemas relacionados a esta causa são possíveis, em virtude da variação do detalhe que estará equivocado, bem como de qual desenho foi interpretado de forma errônea. Sendo assim, dentre as expressões supracitadas, qualquer uma delas pode vir a ocorrer, o que dificulta o trabalho do patologista. A análise do projeto e sua comparação com o que está construído é um meio eficiente nesse estudo pericial, a partir das posições e tipos de manifestações identificadas.
- Sintomatologia: em corroboração ao descrito sobre as expressões patológicas, os sintomas das peças serão também diversificados, estando em função da forma com que a estrutura reagiu ao erro.

4.2.3.5 *Inadequação ao ambiente*

Em se tratando de concreto armado, o conhecimento acerca do meio em que será inserida a estrutura é fator primordial para que sejam adotadas medidas de proteção mais eficazes, preservando a durabilidade e o bom desempenho da estrutura. Quando desconsiderada, a condição de agressão do ambiente acarretará em ataques patogênicos sobre estruturas suscetíveis, sem agentes e elementos capazes de combater as ações deterioradoras.

A definição do cobrimento e da qualidade do concreto são as principais proteções dadas à estrutura, sendo, de acordo com a NBR 6118, definidas como apontam as figuras 12 e 13. Outro aspecto relevante é o que se denomina de arquitetura patológica, isto é, projetos de arquitetura que são desenvolvidos com formas e posições de elementos que vão de encontro à ação de variação de temperatura, do vento, de condicionantes geográficos ou de componentes químicos que potencializarão os ataques à estrutura.

- Origem: etapa de concepção.
- Manifestações patológicas: em geral, as estruturas são atacadas pelo ambiente por meio de atuações químicas, de modo que a demonstração desses ataques se dá pela desagregação do concreto, fissuração do concreto e redução ou rompimento de seção de armadura. Outras formas comuns de expressão são as manchas e eflorescências, relacionadas à presença de umidade excessiva. Há ainda as ações físicas, que

proporcionam a erosão do concreto, por meio de desgaste superficial e/ou descamação do concreto, normalmente devido à ação do movimento de fluidos, água ou ar.

- **Sintomatologia:** em virtude dos ataques químicos, alterações nas composições do concreto e do aço são os principais sintomas, indicando a corrosão de ambos os materiais. Devido aos ataques físicos, a mudança de forma e volume são as reações mais relevantes.

4.2.3.6 *Deficiências de concretagem*

São constituintes da metodologia de concretagem os seguintes procedimentos: transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto. Quanto ao primeiro, os erros decorrem da segregação do material e da perda de pasta de cimento, devido ao transporte inadequado em caminhões-betoneira ou carros-de-mão, além do tempo excessivo entre um volume e outro, originando juntas não previstas. Em relação ao lançamento, a principal causa de problemas patológicos é devido ao deslocamento da armadura, fazendo-a trabalhar de uma forma diferente à que foi projetada; no entanto, o efeito de ricochete – fenômeno em que o concreto é lançado a uma altura tal que sua energia potencial provoca uma colisão indesejada com a armadura e a fôrma, esparramando-o e segregando-o – também acontece no ato deste procedimento, bem como o fenômeno de exsudação, em que a água percola até a superfície, evaporando, de modo a diminuir a interação entre a pasta de cimento e o agregado graúdo, gerando vazios indesejáveis. A respeito da terceira etapa, considera-se como a de maior importância com relação à origem dos meios difusores de agentes patológicos no concreto, sendo os erros de vibração e adensamento causadores de nichos de concretagem e vazios que permitem a penetração e acomodação dos elementos deterioradores. Por fim, a cura mal feita implica em problemas na hidratação do concreto, devido ao fenômeno de retração, em que o concreto mais externo endurece primeiro que o interno, gerando diferença de temperatura, em função do calor de hidratação, e impedindo a dilatação do interior da peça, o que provoca tensões internas e então quadros fissuratórios.

- **Origem:** etapa de execução.
- **Manifestações patológicas:** a fissuração logo após o término da cura é um dos tipos mais comuns de expressão. Mas outros modos também ocorrem, como a perda de

aderência entre dois montantes de concreto e a exposição de armadura após a concretagem. Em complementação, reações químicas devido ao surgimento de vazios e demais meios difusores no concreto acarretarão processos de deterioração do material, que se manifestarão como desagregação do concreto e redução ou rompimento de seção de armadura.

- Sintomatologia: inicialmente, os sintomas mais comuns são a perda de resistência devido ao surgimento de novas tensões. Entretanto, a corrosão do concreto e do aço também são fatores que afetam a saúde da estrutura.

4.2.3.7 Inadequação de fôrmas e escoramentos

Erros de implementação de fôrmas e escoramentos estão diretamente relacionados a equívocos humanos no ato da execução. Ausência de limpeza e de aplicação de desmoldantes, estanqueidade inadequada das juntas entre fôrmas, disposição equivocada das escoras e a retirada prematura dos escoramentos e, por conseguinte, das fôrmas são as falhas mais comuns no procedimento em questão.

- Origem: etapa de execução.
- Manifestações patológicas: distorções e “embarrigamentos” são manifestações relacionadas a erros de fôrma e desfôrma. O aumento da porosidade do concreto é um modo de expressão típico de defeito na vedação entre juntas de fôrmas, devido à fuga da pasta de cimento. O surgimento de fissuração acentuada e deformações indesejáveis são exemplos indicativos de retirada antecipada e então indevida das fôrmas e escoras.
- Sintomatologia: as distorções e deformações geradas, de maneira geral, não indicam um problema sintomático à estrutura, entretanto, podem levar a uma sobrecarga devido à necessidade de realização de enchimento com argamassa para retificar a superfície da peça. Em virtude da perda de componentes da pasta de cimento, o concreto poderá apresentar sintomas de enfraquecimento em seus elementos de ligação. Por fim, um comportamento estático não previsto em projeto poderá ser outro aspecto a ser assimilado pelo sistema ao serem retirados os apoios necessários para sua cura completa antes do período necessário.

4.2.3.8 Deficiências nas armaduras

A armação de uma peça de concreto armado implicará em problemas futuros na estrutura, normalmente, por falhas no posicionamento, por ausência de área de aço na seção, devido a comprimentos de ancoragem menores que o necessário ou pela utilização de produtos anticorrosivos nas barras de aço. O uso incorreto destes produtos de proteção ocorre quando o produto é aplicado em excesso, impedindo a aderência entre o aço e o concreto, muitas vezes pela eliminação das ranhuras existentes nos vergalhões. A inversão entre armação positiva e negativa, bem como a alteração do posicionamento devido ao trânsito sobre as barras de aço são falhas que possibilitarão deficiências na armadura em grau mais acentuado.

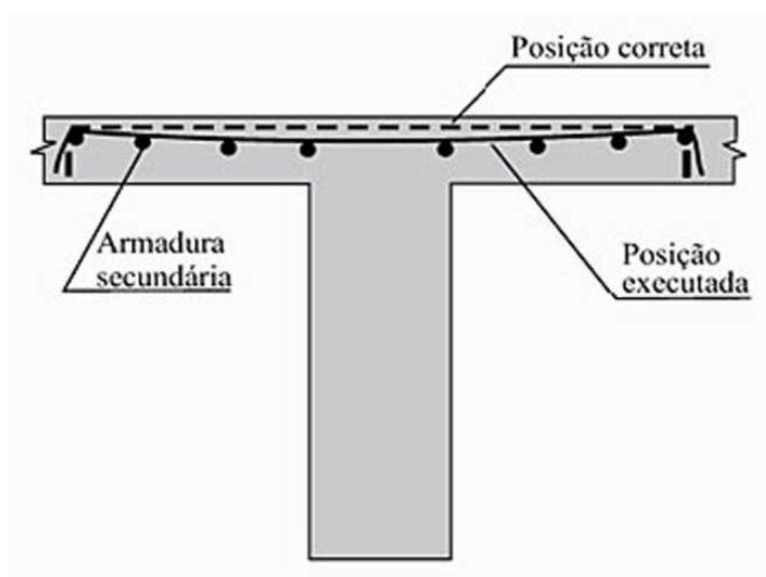


Figura 16 – Deslocamento inadequado de armadura negativa em laje.

Fonte: Souza e Ripper (1998)

Esses erros podem ter origem na etapa de projeto ou de execução, tendo em vista que espaçamentos inadequados podem ocorrer devido a equívocos de cálculo ou de armação, assim como o encurtamento de comprimento de ancoragem e a supressão de área de aço na seção da peça.

- Origem: etapa de projeto ou etapa de execução.
- Manifestações patológicas: quadros fissuratórios e fendilamentos junto ao aço são as principais expressões, em virtude da alteração do comportamento da peça no âmbito

da resistência à tração, função da armadura, redirecionando ao concreto parte da reação aos esforços de tração, cuja capacidade é limitada, implicando assim em trincas, em geral, inclinadas ou verticais e fendas.

- Sintomatologia: de maneira geral, a perda de resistência à tração é o sintoma mais relevante, em virtude do surgimento das sobretensões, entendidas como as tensões tratativas no concreto. A perda de aderência é outro sintoma a ser considerado

4.2.3.9 Utilização incorreta de materiais

A escolha e os procedimentos de aplicação de materiais são responsabilidades dos engenheiros e técnicos detentores do conhecimento necessário para isso. Entretanto, ainda que haja correta conduta destes profissionais, os indivíduos que executarão o serviço também cometem falhas no processo de uso do material, podendo acarretar em problemas de ordem patológica. Portanto, a causa humana neste caso ocorrerá por incompetência ou dolo.

São exemplos de uso inadequado de materiais: utilização de concreto com f_{ck} abaixo do calculado; uso de aço com características diferentes das especificadas pelo projetista; utilização inadequada de aditivos; concreto com dosagem equivocada, seja devido ao cálculo ou ao preparo do material. Uma situação particular é a adição de água no preparo do concreto, em busca de uma melhor trabalhabilidade, elevando consideravelmente o fator água/cimento e então tornando o concreto mais poroso, menos resistente e mais suscetível à retração.

- Origem: etapa de projeto ou etapa de execução.
- Manifestações patológicas: a fissuração, a descamação do concreto e nichos são as formas mais comuns.
- Sintomatologia: em função da alteração química do material e/ou das características dele, a redução da capacidade resistiva é o sintoma preponderante.

4.2.3.10 Falha no controle de qualidade

Causa de boa parte dos problemas, o controle de qualidade tem sido pouco considerado na construção civil brasileira nas últimas décadas, implicando em erros primários, que poderiam ser facilmente evitados, caso os serviços tivessem sido acompanhados por profissionais capacitados, que orientassem os trabalhadores de modo a prover a melhor qualidade possível à obra.

Em termos de estrutura de concreto armado, o controle se dá em respeito ao adequado recebimento do concreto e do aço, observando a realização de testes de resistência à tração e compressão, através da retirada de corpos-de-prova do montante recebido, e exames de fluidez como o de tronco de cone, realizado no concreto, assim como pelo controle do procedimento de execução de armação e concretagem. Além disso, ensaios específicos com os agregados e demais componentes do concreto são essenciais e, muitas vezes, sua ausência é o motivo único e exclusivo do problema. De maneira geral, falhas nesse processo de acompanhamento e fiscalização promovem problemas crônicos à estrutura, de modo que o sistema será solidificado com o agente agressor intrínseco a ele.

- Origem: etapa de execução.
- Manifestações patológicas: as manifestações podem ocorrer de diversas formas, variando com ação agressora. Entretanto, a elevada fluidez do concreto ou quadros fissuratórios relacionados a esforços de tração são indicadores plausíveis de problemas por falhas no controle de qualidade.
- Sintomatologia: pode ocorrer uma síndrome – conjunto de sintomas, a partir do fato de que a estrutura já surge doente, como, por exemplo, alterações químicas, perda de resistência e mudança de coloração, ocorrendo concomitantemente.

4.2.3.11 Falha no uso do sistema estrutural

Em termos gerais e preponderantes, a ausência de manutenção é a causa de maior importância nos problemas existentes em estruturas já edificadas e que possuem vida ativa considerável. A falta de conservação do objeto implica na aceitação dele às condições ambientais, cedendo aos ataques naturais por ausência de proteção, em virtude da não reposição de elementos que auxiliam neste combate ou de intervenções não realizadas que inibam a ação agressora.

Por outra ótica, existem algumas situações que ocorrem, por dolo ou por culpa, e que são bastante preocupantes, a depender do grau de invasão no comportamento e constituição do sistema, são elas: alterações estruturais, sobrecargas exageradas e alterações das condições do terreno de fundação. A primeira está relacionada a intervenções nas peças da estrutura, com retirada ou acréscimo de elementos, que promovem a mudança do comportamento estático da estrutura. As sobrecargas excessivas indicam a utilização inadequada da edificação, isto é, o uso do sistema de forma diferente da que foi projetada, alterando o modo com que será necessária a estrutura se comportar e, por não ser possível isto, implica em uma descompensação entre esforços solicitantes e esforços resistentes. Por fim, a alteração do solo na etapa de utilização, normalmente devido a novas escavações ou mudança de nível do lençol freático, indica interferência direta na estrutura, visto que afetará a base do prédio, podendo descalçá-lo.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: as manifestações podem ocorrer de diversas formas, variando com a ação agressora e com o tipo de falha de uso.
- Sintomatologia: função do contexto que envolve a ação degradante e o erro de utilização, os sintomas variam com a situação existente.

4.2.4 Causas naturais

Como mencionado acima, as causas naturais são divididas, de acordo com o tipo de ação, em mecânica, física, química, eletroquímica e biológica.

4.2.4.1 Causas naturais por ação mecânica

4.2.4.1.1 Choques e impactos contra a estrutura

É o tipo de ação mecânica que é imprevisível do ponto de vista da intensidade, mas previsível quanto à incidência, devendo ser considerada pelos projetistas. De modo geral, os choques ou impactos se dão pela colisão entre um objeto dinâmico (veículos, embarcações, aves) e a peça ou sistema estrutural. De acordo com a intensidade do abalroamento é que se pode considerar acerca da influência no comportamento reacionário da obra. Apesar de ser possível que esta causa tenha relação direta com a atitude humana, subentende-se que, nestes casos, a ação não ocorre propositalmente, caracterizando a situação como natural.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: as manifestações podem ocorrer de diversas formas, variando com a intensidade da colisão. Contudo, desgaste superficial e lascamento do concreto são as manifestações mais comuns quando ocorrem situações de menor força; para aquelas de maior ênfase, a ruína ou a deterioração, em grandes proporções, do material, com perda de concreto ou até de aço, podem ser o resultado de um choque ou impacto contra a estrutura.
- Sintomatologia: perda de estabilidade e rigidez, alterando o comportamento do sistema, o que poderá implicar em sobrecarga aos elementos circunvizinhos à peça atingida.



Figura 17 – Desgaste superficial de pilar em virtude de choque com veículo.

Fonte: Acervo pessoal

4.2.4.1.2 Recalque de fundações

Apesar de ser consequência de causas patológicas humanas, como foi dissertado, o recalque de fundações pode ocorrer de forma natural, a partir da acomodação do solo ou devido às mudanças ambientais que alteram o comportamento do lençol freático. O recalque pode ocorrer de modo diferencial, o mais comum, ou por completo, variando com a área afetada pela ação agressora e com o tipo de fundação.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: assim como nos recalques relativos aos erros humanos, a fissuração à 45°, normalmente nos elementos de vedação da edificação, é o mecanismo demonstrativo característico deste tipo de ação patológica. Em virtude da fissuração, outros mecanismos podem ocorrer, como a desagregação do concreto e deformações em peças estruturais.
- Sintomatologia: devido à movimentação vertical, a flexibilização da estrutura é o sintoma preponderante, complementada pelo surgimento de tensões imprevistas.

4.2.4.1.3 Acidentes

Caracteriza-se uma situação promotora de problema a uma estrutura como acidente quando esta não pode ser quantificada em intensidade e incidência, mas ocorre em detrimento de um fenômeno natural. Exemplos de acontecimentos que podem causar a deterioração de uma estrutura de concreto armado são incêndio, sismos e inundações ou demais conjunturas de ação dinâmica da água.

Particularmente quanto aos incêndios, a estrutura fica sob ação direta do fogo, recebendo um acréscimo brusco e elevado de temperatura que implicará em redução da sua capacidade resistiva. Desse modo, a resistência ao fogo de um material, em questão o concreto armado, se dá pela avaliação do tempo que ele consegue manter suas características iniciais quando exposto à ação calorífica. Um aspecto a ser considerado é o uso de jatos de água, intensos e com baixas temperaturas, sobre estruturas bastante quentes, que originam

uma variação térmica exagerada no sistema, provocando retrações súbitas e então deteriorando ainda mais o objeto construtivo. Por absorver o calor gerado pelo incêndio, os efeitos sentidos pela estrutura são função das temperaturas atingidas pelo fogo.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: as expressões estão relacionadas ao tipo de acontecimento acidental ocorrido, mas é possível afirmar que as manifestações relacionadas a movimentações são as mais relevantes, em virtude do caráter dinâmico dos acidentes. Em relação aos incêndios, quadros fissuratórios devido a expansão e/ou retração, alterações de cor do concreto, exposição de armadura e desagregação do concreto são mecanismos de apresentação do problema por parte da estrutura, sendo ainda o principal deles a expansão térmica, originada da absorção de calor, em que uma expansão diferenciada entre o concreto e o aço, devido a coeficientes de dilatação térmica distintos, prejudicam a aderência entre os dois materiais.

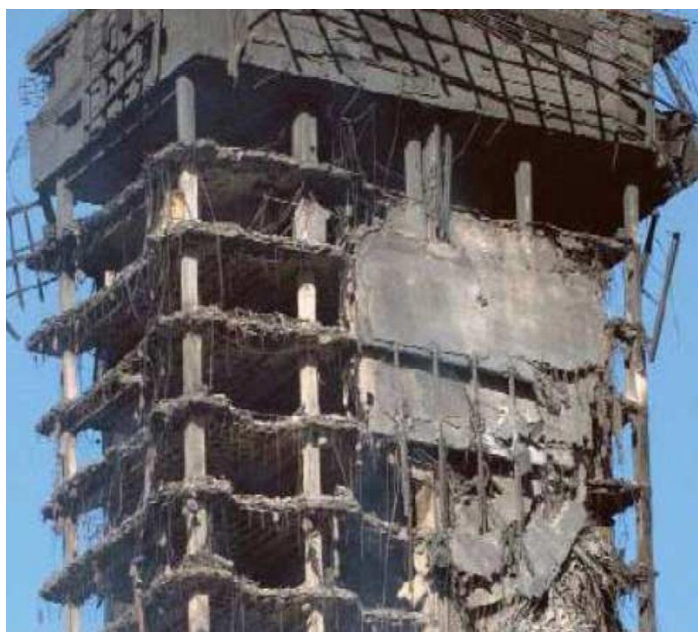


Figura 18 – Prédio deteriorado pela ação do fogo na Espanha.

Fonte: Santos (2012)

- Sintomatologia: o surgimento de tensões indesejadas, implicando em perda de resistência, e alterações físicas e comportamentais são os principais sintomas percebidos. Novamente em termos de ação do fogo, pode-se considerar a perda de aderência, a alteração de temperatura e volume e a perda da capacidade resistiva. Santos (2012) aponta o comportamento de estruturas de concreto com o aumento da

temperatura da seguinte forma: à 100°C – resistência mecânica da peça permanece inalterada; entre 100°C e 200°C – a água livre no interior do material começa a evaporar, bem como parte da água adsorvida (ligada fisicamente), dando início também à decomposição de etringita, e a resistência do aço permanece inalterada, mas a do concreto diminui em torno de 15%; entre 200°C e 300°C – perda completa da água capilar, com continuação da evaporação da água adsorvida, a composição química do cimento não sofre alteração, a resistência mecânica do aço ainda é mantida e a do concreto reduz mais 10%; entre 300°C e 400°C – perda completa da água ligada fisicamente, surgindo as primeiras fissuras no concreto, havendo redução sensível da resistência mecânica do concreto armado; à 400°C – início da redução da resistência do aço, perda de aderência entre concreto e aço e início da perda de água ligada quimicamente, em virtude do fenômeno de calcinação do cimento por desidratação do hidróxido de cálcio; à 500°C – ruptura do aço e a resistência mecânica do concreto cai para 50% da inicial; à 535°C – completa calcinação do cimento; à 573°C – expansão térmica dos agregados silicosos, originando a desagregação do concreto; à 800°C – resistência a compressão do concreto reduz a 20% do valor característico.

4.2.4.2 *Causas naturais por ação física*

4.2.4.2.1 *Gradiente térmico*

As variações de temperatura são as responsáveis pelo surgimento do gradiente térmico nas estruturas. Essa diferença termal entre dois montantes da peça pode ocorrer quando o concreto está em estado fresco ou em estado endurecido, caracterizando a retração térmica ou a dilatação térmica, respectivamente. Aquela se dá logo após o lançamento do material em sua forma fluida, em virtude das reações exotérmicas de hidratação do cimento, liberando calor e elevando assim a temperatura do concreto fresco. Em contrapartida, a interação com o ambiente promove a diminuição da temperatura dos montantes externos da peça. Assim, o interior do objeto estrutural tende a expandir, em virtude do calor de hidratação, e seu exterior a retrair, em função da sua adequação à temperatura ambiente, provocando então o

surgimento de esforços de tração na estrutura, devido ao confinamento do montante expansivo. Logo se formam os gradientes termais, que prejudicam a formação físico-química do concreto e causam problemas de ordem patológica. Quanto ao concreto em estado endurecido, seu comportamento ocorre como em qualquer outro material, em que a elevação da temperatura promove a expansão, e a diminuição implica na contração, gerando então variações de temperatura que podem desencadear alterações bruscas no comportamento ou na constituição da peça.

Este tipo de modificação indica uma variação linear no comprimento do elemento estrutural, que pode ser medida através da seguinte equação $\Delta L_{\text{TÉRMICO}} = L_0 \cdot \alpha_{\text{concreto}} \cdot \Delta t$, em que L_0 é o comprimento inicial da peça, α_{concreto} é coeficiente de dilatação térmica do concreto ($9 \cdot 10^{-6}$ mm/mm/°C) e Δt é a variação de temperatura à qual a estrutura foi submetida. Cabe ainda ressaltar que a diferença entre os coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço geram comportamentos distintos na movimentação térmica, implicando em tensões internas indevidas.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: as fissuras e as deformações são as expressões que indicam a movimentação térmica de uma estrutura. Pode-se relacionar ainda a mudança de coloração do concreto em virtude da insolação existente.
- Sintomatologia: alongamentos e encurtamentos são os sintomas mais preponderantes, assim como as mudanças de temperatura. Entretanto, interações químicas entre os componentes do material podem ocorrer em virtude do calor fornecido.

4.2.4.2.2 *Abrasão, erosão e cavitação*

A abrasão, por definição, é um mecanismo de deterioração em que há o desgaste do material a partir da fricção a seco. Através do movimento do ar, por exemplo, há o carregamento de sedimentos que, ao colidirem com o material, desgastam-no, provocando assim a sua deterioração.

A erosão, por sua vez, ocorre também devido ao atrito, mas em condições de ambiente molhado, isto é, a partir do movimento da água, que arrasta corpos sólidos em suspensão, de tal forma que estes colidem com a superfície do material desgastando-a.

Também através da ação hídrica, a cavitação é um acontecimento de degradação superficial que surge através da implosão de bolhas de vapor de água, a qual ocorre quando, em virtude da velocidade e das condições físicas de escoamento, há mudança brusca no movimento do fluido. O desgaste da superfície do objeto se dá então devido à elevada pressão que surge após a ruptura da bolha, pois é provocada uma força considerável, sobre o material, em uma área pequena.

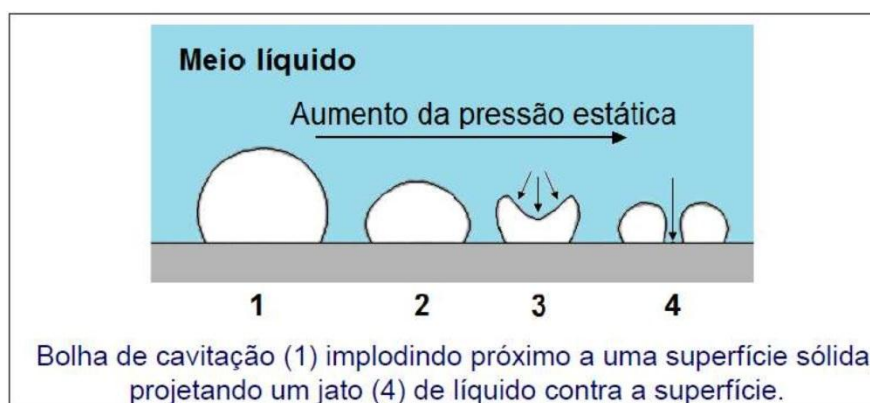


Figura 19 – Mecanismo de implosão das bolhas por cavitação.

Fonte: Santos (2012)

De modo geral, o desgaste superficial em estruturas de concreto armado está diretamente relacionado às propriedades de dureza e resistência à compressão do concreto, material que compõe os planos externos das peças estruturais. É válido ressaltar que o uso de agregados mais duros e de maior dimensão auxilia no combate a este tipo de ação patológica, bem como cuidados com a segregação e a coesão do concreto.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: em função da ação pouco profunda do agente agressor, o desgaste superficial do concreto, em termos gerais, é a manifestação mais comum, descaracterizando-o esteticamente, de modo a expor seus agregados graúdos e apresentar superfície rugosa.
- Sintomatologia: irregularização da superfície.

4.2.4.2.3 Deposição de sais nos poros do concreto

A partir do arranjo dos sais nos poros do concreto, surge a cristalização destes elementos, cujo produto é o agente agressor. O processo de solidificação dos compostos salinos em interação com a estrutura advém da evaporação da água vivente entre as moléculas e posterior reidratação pelo concreto, formando os cristais de sais hidratados. Estes, por sua vez, geram tensões de ordem de grandeza suficiente para danificar a peça, em virtude da pressão osmótica criada no interior dos poros, originada da diferença de concentração de sais. Todo o procedimento é potencializado quando há a exposição do sistema estrutural a períodos alternados de secagem e umedecimento, proporcionando a deposição de mais sais contidos na umidade em questão, a água marinha, por exemplo, e a evaporação da água existente inicial.

Os elementos necessários para que haja um problema patológico com este caráter são, portanto, uma estrutura porosa, com elevado fator água/cimento, e uma exposição a soluções de alta concentração salina.

- Origem: etapa de execução e etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a fissuração, em virtude das tensões internas geradas pelos cristais, é um tipo de expressão. Entretanto, uma demonstração típica são ciclos de escamação e descamação de sais na superfície do concreto.
- Sintomatologia: surgimento de tensões imprevistas na estrutura e alteração química das zonas mais externas do concreto.

4.2.4.2.4 Retração hidráulica do concreto

O fenômeno de retração do concreto ocorre quando em seu estado fresco, particularmente no processo de hidratação do cimento. Quando há a exsudação e/ou a evaporação rápida da água, o concreto fresco se contrai, originando tensões de tração indevidas. Esse desprendimento hídrico se dá, em geral, devido à ação de intempéries como o vento, baixa umidade ou elevadas temperaturas.

- Origem: etapa de execução.
- Manifestações patológicas: a fissuração e alteração volumétrica são demonstrações do problema. Normalmente as fissuras se apresentam com pouca profundidade, espaçadas na ordem de 0,30m a 1,0m e a 45° ou 60° em relação ao eixo longitudinal da peça.

Podendo ainda formar quadros fissuratórios em formas de mapas, o que pode confundir com as reações álcali-agregado.

- Sintomatologia: surgimento de tensões imprevistas na estrutura e perda de resistência da pasta de cimento são os principais sintomas, entretanto a alteração volumétrica pode ser sentida pela estrutura, em virtude das contrações ocasionadas pela fuga de água.

4.2.4.3 *Causas naturais por ação química*

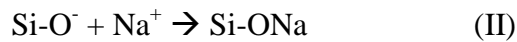
4.2.4.3.1 *Reações álcali-agregado (RAA)*

A reação álcali-agregado em estruturas de concreto é classificada de três formas, sendo função do tipo e mineralogia do agregado reativo envolvido no processo: reações álcali-sílica, reações álcali-silicato e reações álcali-carbonato.

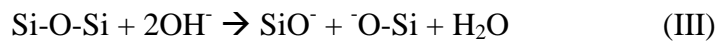
a. Reações álcali-sílica

Tipo de interação química entre álcalis e agregado reativo mais difundida tecnicamente e também mais comum, trata-se de uma processo reativo que envolve os íons alcalinos, em geral o sódio (Na^+) e potássio (K^+), íons hidroxilas (OH^-), ambos liberados na hidratação do cimento ou aqueles também podem ser sucedidos dos cloretos e sulfatos presentes no concreto, a água e o agregado reativo, neste caso a sílica (SiO_2), que pode se apresentar em termos mineralógicos na sua forma amorfa (não cristalizada), calcedônia (variedade de quartzo fibroso ou criptocristalino), cristobalita e tridimita (formas cristalizadas metaestáveis de sílica), de vidro natural (vulcânico, depósitos piroclásticos ou rochas vulcânicas) ou, ainda, de vidro artificial. Segundo a literatura técnica, as reações álcali-sílica ocorrem através de duas etapas:

- 1ª etapa: ataque ao grupo silanol (Si-OH), que constitui a superfície da estrutura sílica, pelos íons OH⁻, implicando na formação de íons SiO⁻, neutralizados pelos álcalis, e formando assim o gel sílico alcalino.



- 2ª etapa: o segundo passo do processo químico se dá também pela ação das hidroxilas presentes no meio, que então reagem com o grupo siloxano (Si-O-Si), interno à estrutura da sílica, gerando outro produto, o ácido ortossílico (H₂SiO₄), que permite a absorção de água e de mais íons alcalinos, implicando então em novas interações entre a sílica e os álcalis.



A deterioração do concreto, portanto, se dá pela expansão do produto – gel sílico alcalino, que ocorre pela absorção de água, já que ele é hidrofílico. De acordo com Berubé *et al* (2000), o gel alcalino, ao absorver água e aumentar de volume, não pode se expandir livremente, pois está confinado entre a pasta de cimento e o agregado, originando, portanto, tensões de tração que culminam, quando ultrapassam a resistência à tração da pasta ou do agregado, nas fissuras. Observa-se que o mecanismo de expansão do gel é um fenômeno ainda em discussão, divergindo opiniões.

Tendo em vista que este tipo de causa de problema patológico é função de quatro elementos principais – álcalis, hidroxilas, agregado reativo e água, alguns aspectos construtivos podem contribuir para o aumento ou limitação da reação. Quanto maior for o consumo de cimento no concreto, maior será seu poder reativo em termos de interação química com o agregado e a água e o uso de aditivos e adições pode implicar em uma elevação do teor de íons alcalinos, também contribuindo para a ação química agressora; o teor de álcalis indicativo de preocupação está em 0,6%, de acordo com Souza e Ripper (1998). Do ponto de vista de restrição do processo, a intervenção pode surgir através da redução da umidade, através de impermeabilização, de modo a inibir a expansibilidade do gel, por meio do uso de cimentos CP-III e CP-IV, que apresentam um teor alcalino menor e através da adição de pozolanas (cinza de casca de arroz, cinza ativante ou sílica ativa, por exemplo) em quantidades controladas, que reagem com os álcalis, inibindo o processo em sua origem. É recomendado, por Magalhães (2011), um teor alcalino, para o Cimento Portland, abaixo de 0,3% ou de 3,0 kg/m³; este parâmetro é obtido a partir do percentual equivalente de Na₂O em

massa, através da relação $\%Na_2O_{eq} = \%Na_2O + 0,659.\%K_2O$. A reação álcali-agregado pode ocorrer tanto nas primeiras idades da estrutura como apenas depois de anos de uso.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a manifestação típica da reação álcali-agregado é a fissuração em forma de mosaico, formando mapas paralelos ao plano superficial da estrutura. Entretanto, em virtude das expansões do processo químico, dilatações na peça são expressões que também surgem, assim como, devido ao espraçamento do gel pelas fissuras, a exsudação do produto viscoso, tornando-se aparente na superfície da peça estrutural, é outro fator demonstrativo da reação álcali-sílica, o qual pode ser confundido com a comum eflorescência. Há também os lascamentos denominados de pop-outs, que se caracterizam por serem circulares ou elípticos, na superfície do concreto a profundidades pequenas, em que tem origem em uma pequena área circular e se irradiam para os lados. Estes lascamentos surgem quando a reação álcali-sílica se dá próxima à superfície, gerando uma pressão excessiva da expansão que culmina no meio externo, forçando então o concreto a se desagregar.
- Sintomatologia: em virtude da alteração físico-química da estrutura, a perda de resistência mecânica e a redução da elasticidade do material são os sintomas preponderantes, afetando diretamente o desempenho do sistema estrutural. Outro sintoma é a variação volumétrica, devido às reações expansivas.



Figura 20 – Reação álcali-agregado em topo de pilar de vertedouro de barragem.

Fonte: <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/125/artigo285390-1.aspx> (acesso em 15/01/2015)

b. Reações álcali-silicato

De natureza química semelhante a da reação álcali-sílica, a interação em questão se dá entre os álcalis do cimento e os silicatos existentes nos feldspatos, folhelhos argilosos ou certas rochas sedimentares (argilitos, siltitos e gravaúcas), metamórficas (ardósias, filitos, quartzitos e xistos) ou magmáticas (granitos), quando os hidróxidos alcalinos reagem com os silicatos produzindo um gel expansivo que se dispõe entre a pasta de cimento e o agregado. Apesar da proximidade com o processo anterior, esta é uma reação mais lenta, em virtude de os minerais reativos estarem disseminados no retículo cristalino dos minerais, assim como o conhecimento técnico a seu respeito é mais limitado.

Há duas teorias que explicam a reação álcali-silicato. A primeira delas foi proposta por Van Aardt e Visser (1977), chamada de “Solution Theory”, na qual os autores afirmam que nas fases iniciais do concreto é originada uma camada de aderência ao redor do agregado, composta por silicato de cálcio hidratado (C-S-H) mais hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2 ou CH), de modo que, com o decorrer do tempo e na presença de umidade, o CH reagirá com o feldspato, formando a reação álcali-silicato que produz o gel expansivo. Outra forma de explicar o processo é através da penetração da cal no agregado, liberando hidróxidos e/ou silicatos de potássio e de sódio na forma de gel parcialmente solúvel em água. Os silicatos de cálcio, responsáveis pela aderência, se dissolverão na formação dos silicatos de potássio e de sódio, produzindo um vidro ou gel composto por cálcio, potássio e sódio ao redor e internamente ao agregado, o que implica em redução da sua resistência, pois o vidro ou gel é um elemento cuja propriedade de ligação é insignificante, uma vez que é parcialmente solúvel em água e pode se expandir ou contrair devido ao ganho ou a perda de água. Este ciclo alternado de entrada e saída de água é o causador do problema patológico, tendo em vista que o gel pode se expandir e se contrair com o movimento hídrico, além de ele ser duro quando umidificado e pulverulento quando seco, estado este em que se torna mais frágil e então proporciona o surgimento dos quadros fissuratórios.

A reação álcali-silicato pode ocorrer concomitantemente à álcali-sílica, devido à presença dos filissilicatos nos agregados, o que pode dificultar o diagnóstico do problema, sendo sempre necessário o exame petrográfico do agregado que indicará quais os componentes presentes no agregado.

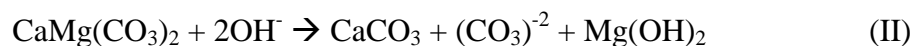
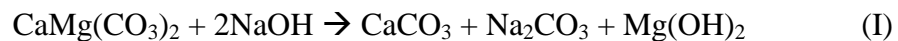
- Origem: etapa de uso.

- Manifestações patológicas: apresenta expressões patológicas semelhantes à da reação álcali-sílica, como a fissuração em forma de mosaico e o desprendimento de camadas de concreto. Entretanto a perda de aderência e a movimentação das superfícies são os aspectos mais relevantes, além da presença do gel expansivo.
- Sintomatologia: perda de resistência mecânica, afetando diretamente o desempenho do sistema estrutural. Outro sintoma é a variação volumétrica, devido às movimentações expansivas e de contração.

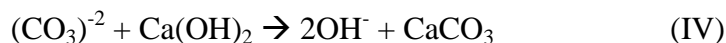
c. Reações álcali-carbonato

De caráter bastante diferenciado das reações álcali-agregado que envolvem a sílica e o silicato, o fenômeno de interação química entre os hidróxidos e o carbonato acontece a partir do ataque dos álcalis do cimento ao calcário dolomítico, de modo a formar compostos cristalizados, normalmente a brucita ($\text{Mg}(\text{OH})_2$), o carbonato alcalino (Na_2CO_3) e o carbonato cálcico (CaCO_3). O ataque dos hidróxidos alcalinos às rochas carbonáticas recebe o nome de desdolomitização, constituindo a primeira etapa da reação álcali-carbonato, seguida da regeneração do hidróxido alcalino.

- 1ª etapa: desdolomitização, ataque do hidróxido alcalino, abaixo representado pelo NaOH , formando os compostos cristalizados, de acordo com a equação química (I). Segundo Valduga (2002), esta reação com o calcário dolomítico também pode ocorrer pelo ataque de íons hidroxilas (OH^-), como indicado na equação química (II).



- 2ª etapa: após a ocorrência da desdolomitização, o carbonato alcalino reage com a portlandita – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – presente na pasta de cimento, regenerando o hidróxido alcalino e produzindo mais calcita. Desse modo, os álcalis funcionam em todo o processo como catalisadores da reação entre o hidróxido de cálcio e os íons carbonatos – $(\text{CO}_3)^{-2}$. A formação de novos hidróxidos alcalinos dá continuidade à reação de desdolomitização, que, por conseguinte, dá seguimento à reação álcali-carbonato. Este ciclo ocorrerá até o consumo total da dolomita ou até que o teor de álcalis seja reduzido por reações paralelas.



Não há, portanto, a formação de um gel expansivo que agredirá o concreto. O mecanismo de deterioração então não possui uma teoria consolidada, existindo dois modos relevantes de explicação. Um deles é defendido por Hobbs (1988) *apud* FURNAS (1997), que sugere uma expansão, como ação deletéria, devido à presença de uma pequena quantidade de argila nos cristais dolomíticos, onde a água é oculta, sendo expostas apenas quando a desdolomitização ocorre, culminando assim na absorção de moléculas aquosas por parte da argila, gerando pressões indesejáveis no interior do concreto. Já de acordo com Deng e Tang *apud* FURNAS (1997), considerando o fato de a dolomita ser envolta pela pasta de cimento, os produtos das desdolomitização ficam confinados por este composto cimentício, de maneira que, sendo o processo químico contínuo e crescente, pois há a formação de novos sólidos sem a dissolução total dos primitivos, o desenvolvimento dos cristais da reação eleva a pressão local, o que é causa do problema patológico que lhe sucede.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a fissuração é a manifestação mais relevante nesses casos. No entanto, a deposição de carbonato de cálcio, expressas por manchas esbranquiçadas, é outra forma relacionada à reação álcali-carbonato.
- Sintomatologia: perda de resistência mecânica, afetando diretamente o desempenho do sistema estrutural. Outros sintomas são a dilatação interna do concreto e a elevação do pH junto aos agregados reativos.

4.2.4.3.2 Hidratação de óxidos do cimento – CaO e MgO

O mecanismo de deterioração acontece em virtude da expansão de alguns óxidos presentes no cimento, o óxido de cálcio ou cal e o óxido de magnésio, quando hidratados. Para reagir com a molécula de água, o CaO precisa estar na forma de cal livre, já o MgO deve estar em forma de pericálcio. O fenômeno se dá, em geral, com o concreto endurecido. Para inibir a reação, Poggiali (2009) recomenda uma concentração de óxido de magnésio abaixo de 6% e de cal livre menor que 1%.

- Origem: etapa de uso.

- Manifestações patológicas: deformação da peça por estufamento, podendo ser identificadas algumas fissuras na estrutura.
- Sintomatologia: dilatação interna do concreto.

4.2.4.3.3 Reações por ação de cloretos

Os íons cloretos (Cl⁻) livres são, se não o maior agente agressor, um dos elementos de maior atuação deletéria no concreto armado. Seu mecanismo de degradação se dá pela capacidade de despassivar e em seguida corroer a armadura, destruindo não apenas a camada protetora do aço, mas também o próprio material, o que lhe caracteriza como este agente potencialmente perigoso.

Há algumas teorias que indicam formas de atuação do íon cloro na corrosão do aço. Uma delas é a teoria do complexo transitório, ensinada pelo Comitê 222 do ACI, a qual afirma que os íons Cl⁻, ao penetrar no concreto, competem com os íons OH⁻ na formação de compostos ferrosos pela corrosão, de modo que é formado um complexo solúvel de cloreto de ferro (FeCl₂). Em seguida, este composto se difunde até as áreas anódicas da pilha de corrosão, onde se encontram os hidróxidos ferrosos (Fe(OH)₂), destruindo-o e então dando continuidade ao seu ataque corrosivo à armadura, agora mais internamente. A precipitação dos hidróxidos ferrosos ocorre a certa distância do eletrodo, de modo que os íons cloreto dispersos no meio ficam livres para transportar mais íons de ferro da região anódica; o oxigênio presente também interage com o Fe⁺², dando origem aos óxidos de ferro, que possuem volume quatro vezes maior que os cloretos de ferro, proporcionando assim a expansão do concreto. Todo este processo indica a corrosão da armadura, seguida da degradação do concreto por dilatação como reação à atuação deletéria contra o aço.

A causa do problema patológico é, pois, os íons cloreto associados à performance do oxigênio contido no material. Entretanto, para que este componente químico atue, é necessário o seu transporte até as barras de aço, o que ocorre por meio da água. Esta condução através do concreto é iniciada pela entrada do agente no material, o que pode ocorrer de três formas: por absorção capilar – quando há o contato entre a solução rica em íons cloreto e o concreto, havendo depósito dos ânions nos poros do material com conseguinte absorção através da água/umidade, em que a penetração ocorre devido às tensões capilares, sendo os

ciclos de molhagem e secagem, na superfície da estrutura, essenciais para a continuidade da inserção dos íons, pois há a deposição deles no período de secagem e a absorção quando houver a presença hídrica; por difusão iônica – consiste no movimento dos íons em meio aquoso para o interior do concreto, devido a uma diferença de gradiente de concentração iônica, que ocorre entre o ambiente externo e o interno (concreto) ou ainda, então como deslocamento no interior da peça, entre duas regiões dentro do material; por permeabilidade a líquidos sob pressão hidráulica – mecanismo caracterizado pela penetração de água rica em íons cloreto em virtude da existência de uma diferença de pressão hidráulica entre o meio externo e interno que força a entrada da substância no concreto, o que acontece nos casos de estruturas em contato direto e contínuo com a água. Após esta assimilação dos íons cloreto, é necessária a condução dos elementos químicos até a armadura, o que ocorre pelos vasos capilares existentes no concreto. Sendo assim, quanto mais poroso e permeável o meio cimentício, leia-se quão maior for a interconexão capilar do concreto, maior a difusão e então mais fácil o transporte dos agentes ao seu objeto de atuação degradante. Portanto, para que haja a existência do problema patológico devido à ação dos íons de cloro, são necessários estes componentes químicos, a presença de água, um concreto permeável, poroso e de rede capilar integrada, além do oxigênio.

Dito isto, alguns aspectos podem ser relacionados como promotores desses elementos constituintes da reação, são eles: uso de aditivos aceleradores de pega que contenham CaCl_2 , alta relação a/c, mal adensamento e cura, inserção do sistema em um ambiente de atmosfera marinha ou em águas ricas em cloretos, uso de sais de degelo, limpeza da superfície estrutural com ácido muriático (HCl), etc. Outro fato interessante é que, durante a reação, quanto menor a concentração alcalina, mais rápida e mais fácil será a atuação dos íons cloretos. Desse modo, a redução do pH do concreto é fator preponderante na potencialização do processo químico, sendo comprovado, segundo Emmons (1993) *apud* Santos (2012), que é preciso um nível de 8000 ppm de íons cloreto para iniciar a corrosão quando o pH é de 13,2, sendo este valor reduzido a apenas 71 ppm quando o pH cai para 11,6, demonstrando assim que uma diminuição sensível do indicador ácido-base resulta em uma considerável elevação da suscetibilidade do concreto armado aos ataques do cloro. Um aspecto positivo na limitação desta reação é a presença dos aluminatos (C_3A e C_4AF) do cimento, que interagem com os íons cloreto formando cloroaluminatos de cálcio e cloroferratos, reduzindo, portanto, a concentração do agente agressor.

- Origem: etapa de uso.

- Manifestações patológicas: a fissuração paralela à armadura é a expressão comum que indica o problema de corrosão do aço, sendo a identificação da redução do pH e do elevado teor de cloro a comprovação de que o processo deletério se deu pela ação dos cloretos. Em virtude da expansão após a formação dos óxidos de ferro, há a desagregação do concreto, seguida da exposição de armadura, com mudança da coloração das barras de aço, tendo em vista que assumirão as cores do produto da corrosão, vermelho-alaranjado em sua maior totalidade, referente aos óxidos de ferro – ferrugem, e esverdeado em regiões menores, devido aos cloretos de ferro, podendo ainda resultar em colorações mais escuras, em geral em tons de marrom, na combinação entre as duas citadas.



Figura 21 – Corrosão da armadura de estrutura inserida em ambiente marinho devido à ação de cloretos.

Fonte: <http://www.metacaulim.com.br/images/foto-corrosao-armaduras-zoom.jpg> (acesso em 15/01/2015)

- Sintomatologia: a perda de resistência à tração é o sintoma preponderante, tendo em vista a deterioração da armadura, sendo a redução da seção das barras na região anódica e a perda de aderência entre aço e concreto sintomas consequentes. Alguns sintomas paralelos ainda surgem, como a redução do pH e a despassivação das barras de aço.

4.2.4.3.4 Reações por ação de ácidos e de sais

De acordo com Souza e Ripper (1998), os ácidos perigosos ao concreto podem ser orgânicos ou inorgânicos, de modo que, em qualquer situação, a ação do íon hidrogênio é que provoca a formação de substâncias solúveis, as quais agridem o concreto ao serem transportados para o seu interior.

Os ácidos reagem com os compostos de caráter básico presentes na pasta de cimento, formando sal e água, de modo que o produto salino se apresenta como agente agressor. Ocorre que, conforme Bauer (2008), os sais produzidos podem ser solúveis ou pouco solúveis/insolúveis, de modo que quando solúveis podem ser facilmente lixiviados, o que implica no desenvolvimento da rede porosa no interior do concreto, colaborando com a difusão de outros agentes, patogênicos, na matriz da peça estrutural; no caso de insolubilidade, os sais não se apresentam ofensivos, atacando o concreto de forma lenta ou quase inerte, podendo até auxiliar no fechamento dos poros pela sua deposição neles. Ainda segundo Bauer (2008), o principal reagente do cimento com ácidos e sais é o hidróxido de cálcio, de tal forma que a interação com os compostos ácidos implica na formação de alguns produtos cálcicos como o carbonato de cálcio – pouco solúvel, o sulfato de cálcio – parcialmente solúvel – e cloreto de cálcio – muito solúvel.

O ácido clorídrico (HCl) é bastante utilizado para limpeza, sendo sua aplicação muito perigosa para a estrutura, uma vez que o ácido pode reagir com o silicato de cálcio hidratado ($3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ ou C-S-H) produzindo o cloreto de cálcio (CaCl_2), solúvel em água como já foi afirmado e, portanto, nocivo ao concreto. Este composto químico ainda se torna mais ofensivo ao material devido à sua capacidade de despassivação e de corrosão da armadura.



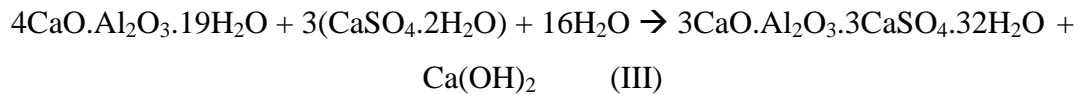
O ácido sulfídrico (H_2S) é um ácido fraco e por si só não implica em perigo ao concreto. No entanto, em geral esse composto é encontrado em águas residuais, de modo que pode reagir com o oxigênio (O_2) produzindo ácido sulfúrico (H_2SO_4), conforme a equação química (II).



O H_2SO_4 é bastante agressivo ao concreto, tal que reage com a portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) resultando em sulfato de cálcio dihidratado, pouco solúvel em água, na forma de gesso/gispsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$).



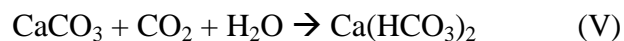
O gesso produzido, então, reagirá com o aluminato tricálcio hidratado ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 19\text{H}_2\text{O}$), componente do cimento responsável por conferir resistência mecânica à pasta, provocando dano à estrutura. O produto principal desta reação é a etringita ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$), composto expansivo. O ácido sulfúrico, portanto, atinge a resistência mecânica da estrutura, assim como provoca a dilatação indesejada da peça. Ele pode ser originado pela oxidação do ácido sulfídrico ou advir dos óxidos de enxofre existentes no ar dos centros urbanos, os quais surgem da fuligem dos carros e indústrias, de modo que se produz o H_2SO_4 pela combinação entre os óxidos e a água da chuva, caracterizando a chuva ácida.



Outro ácido inorgânico agressivo às estruturas de concreto é o carbônico (H_2CO_3). Este também é classificado como fraco e, logo, não preocupa em nível patológico por atuação direta. Entretanto, ao reagir com o hidróxido de cálcio, produz sal e água, sendo aquele o carbonato de cálcio, o qual é insolúvel e assim inofensivo ao concreto.



Contudo, o CaCO_3 em presença de dióxido de carbono (CO_2) livre na água, contribui com a hidrólise da portlandita, originando o bicarbonato de cálcio ($\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$) que é muito solúvel e, logo, bastante nocivo ao objeto estrutural, resultando em decomposição química do concreto e dissolução e lixiviação da pasta de cimento, como ensina Poggiali (2009), conforme a equação (V).



Quanto aos orgânicos, Bauer (2008) defende ser os ácidos metanoico (CH_2O_2), acético (CH_3COOH) e láctico ($\text{C}_3\text{H}_6\text{O}_3$) os que atacam mais intensamente o concreto, sendo o último o de maior recorrência e encontrado nas águas residuais das leiterias.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a desagregação do concreto e a deposição de compostos cálcios dissolvidos na superfície do concreto, expressa por substâncias escorridas de cor esbranquiçada. A confirmação da causa ácida se dá, muitas vezes, pela detecção da redução do pH do concreto. A presença de etringita na composição do concreto indica a ação do H_2SO_4 .

- Sintomatologia: varia com o ácido reagente, entretanto o sintoma global é a abertura dos poros por lixiviação dos sais solúveis. Quando tratar-se de HCl, a redução de seção do aço, com posterior deterioração do concreto, devido à corrosão é o sintoma particular. Em sendo o ácido sulfúrico o reagente, relata-se a perda de resistência mecânica da pasta de cimento e a expansão do material. Para a ação de ácido carbônico, a degradação química do concreto por dissolução da cal.

4.2.4.3.5 Reações por ação de água pura

Neste 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 *apud* SANTOS, 2012). Este tipo de composto hídrico advém dos rios, lençóis freáticos, lagos de degelo e de chuvas não ácidas e não contém íons de cálcio e sais dissolvidos em quantidade considerável.

A água pura atua na pasta de cimento endurecida, atacando por meio de lixiviação dos hidróxidos de cálcio, pois é o componente do cimento mais suscetível ao ataque do agente em questão, tendo em vista sua elevada solubilidade. Portanto, a ação da água pura se dá por meio das zonas permeáveis do concreto, dissolvendo as bases de cálcio implicando então em redução do pH.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a principal demonstração deste tipo de processo deletério se dá pela dissolução do hidróxido de cálcio com precipitação de gel de sílica – quando o pH cai para 10,5 – ou gel de alumina – quando o pH se encontra abaixo de 7 – que formam as estalactites e estalagmites. Além disso, a formação de eflorescências brancas na superfície da peça estrutural denota a existência do carbonato de cálcio, produto da reação entre o cálcio dissolvido na água pura e o dióxido de carbono presente no ambiente.
- Sintomatologia: a perda de resistência mecânica do concreto é sentida, tendo em vista que a água pura reage com o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), composto que confere a propriedade resistiva ao material, dissolvendo-o. Outro sintoma é a elevação da umidade.



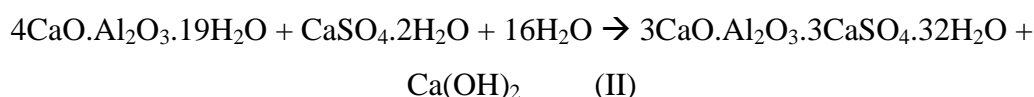
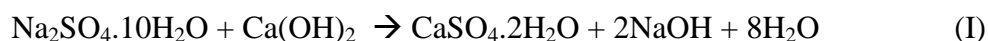
Figura 22 – Estalactites no reservatório Santa Efigênia, em Curitiba - PR.

Fonte: <http://faq.altoqi.com.br/content/277/679/pt-br/a-deteriora%C3%A7%C3%A3o-das-estruturas.html>
(acesso em 15/01/2015)

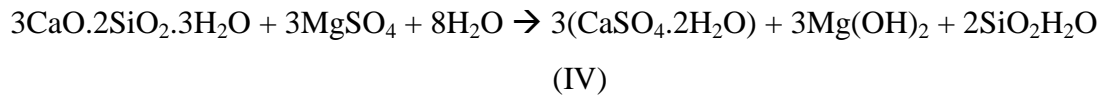
4.2.4.3.6 Reações por ação dos sulfatos

O íon sulfato (SO_4^{-2}) atua desconstituindo o concreto quimicamente, sendo classificado como um dos agentes mais perigosos. Os compostos mais relevantes são os solúveis sulfatos de sódio (Na_2SO_4), de magnésio (MgSO_4) e de cálcio (CaSO_4), encontrados em regiões de jazidas de minérios e de indústrias de papel, o sulfato de potássio (K_2SO_4) e o sulfato de amônia (NH_4SO_4), existente nas águas agrícolas. Os íons em questão ainda são geralmente encontrados, no meio ambiente, em águas naturais e de uso agrícola, no solo e nos efluentes, podendo ainda estar intrínsecos ao concreto.

De acordo com Emmons (1993) *apud* Santos (2012), o mecanismo de atuação do SO_4^{-2} se dá pela decomposição química da pasta de cimento, agredindo a portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) e o aluminato tricálcio hidratado ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 19\text{H}_2\text{O}$). Esta reação produz gesso em forma de gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), quando os íons agressores reagem com o hidróxido de cálcio, e, por conseguinte, resultam em etringita ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) ao interagir entre si o gesso formado e o aluminato tricálcio hidratado. Este processo é representado pelas equações (I) e (II) a seguir, sendo o composto agressor o sulfato de sódio.



Quando o sulfato reagente se tratar do MgSO_4 , a problemática se eleva, pois este composto de enxofre é mais agressivo devido à sua maior solubilidade em relação aos de cálcio e sódio. Neste caso, os componentes cimentícios afetados são novamente o hidróxido de cálcio e agora o silicato de cálcio hidratado ($3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ ou C-S-H), objeto que confere resistência mecânica ao concreto. As reações são expostas abaixo.



Em virtude do ataque aos compostos alcalinos de cálcio, há redução do pH com conseqüente interferência na película passivadora da armadura, de modo que em determinado ponto esta proteção será insuficiente para combater a ação dos elementos degradantes do aço. As obras normalmente atacadas são as que estão em contato direto com o solo ou com as águas naturais ou de efluentes, portanto as estruturas de fundações, de sistemas de esgotamento, de ambientes marinhos, entre outras.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a evidência mais comum do ataque de íons sulfatos é a alteração para coloração esbranquiçada do concreto. No entanto, em virtude da expansão advinda da etringita formada e das possíveis corrosões do aço, pode-se constatar também a desagregação e fissuração do concreto por dilatação.



Figura 23 – Topo de pilar com consolo deteriorado por ação de íons sulfatos.

Fonte: <http://www.metallica.com.br/vergalhao-galvanizado-durabilidade-e-seguranca-para-sua-obra> (acesso em 15/01/2015)

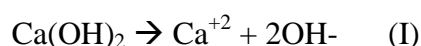
- Sintomatologia: a perda de resistência mecânica do concreto é sentida, tendo em vista a decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H), composto responsável pela propriedade resistiva do material. Outros dois sintomas detectáveis são a redução do pH, podendo haver despassivação da armadura, e a mudança do caráter físico da estrutura, em função da degradação do concreto.

4.2.4.3.7 Reações por ação do anidrido carbônico - carbonatação

A carbonatação é um evento químico dado pela presença de compostos de dióxido de carbono (CO_2), ou anidrido carbônico, que reagem com o meio alcalino da pasta de cimento. Este fenômeno é, por definição, um processo natural de dissolução do hidróxido de cálcio, em geral, ou de um dos demais hidróxidos presentes no concreto, liberados na hidratação do cimento, que reagem com os íons CO^{-3} originados na reação entre o dióxido de carbono e a água, formando os compostos carbonatados. Portanto, para ocorrer a reação, é necessário que haja a presença da pasta de cimento alcalina, do anidrido carbônico (CO_2) e da água (H_2O).

Observa-se que a intensidade e a velocidade de carbonatação do concreto dependem, sobretudo, da temperatura e umidade relativa do ar – entre 40% e 70%, segundo Figueiredo (2005), da porosidade do material, do nível de fissuração do concreto e do tipo de meio ambiente, indicador do teor de CO_2 presente no ar. De acordo com Souza e Ripper (1998), fissuras com aberturas maiores que 0,4 mm aceleram a carbonatação.

O processo químico ocorre pela neutralização da fase líquida intersticial saturada do hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), ou outro entre os compostos hidratados da matriz cimentícia, quando reagem com o dióxido de carbono, precipitando em carbonato de cálcio, na presença de umidade. Equacionando, em função do hidróxido de cálcio, tem-se:



Portanto, a equação geral pode ser obtida por (V).



O principal problema patológico causado pela carbonatação do concreto é a redução da alcalinidade do meio cimentício, de modo que, ao atingir a armadura, implica na despassivação das barras de aço, desprotegendo-as. Elas tornam-se bastante suscetíveis à corrosão, devido à então ausência da película passivadora e a existência de uma rede capilar aberta que interliga o meio externo até a região desprotegida, sendo essas vias desenvolvidas pela difusão do CO_2 no concreto.

Tendo em vista que o fenômeno em questão não é a causa direta do problema patológico, mas sim o meio propiciador da corrosão da armadura, pode-se classifica-lo como uma causa indireta, sendo um acontecimento natural, que pode, inclusive, colaborar com a compactação do concreto através da colmatação dos poros da estrutura.

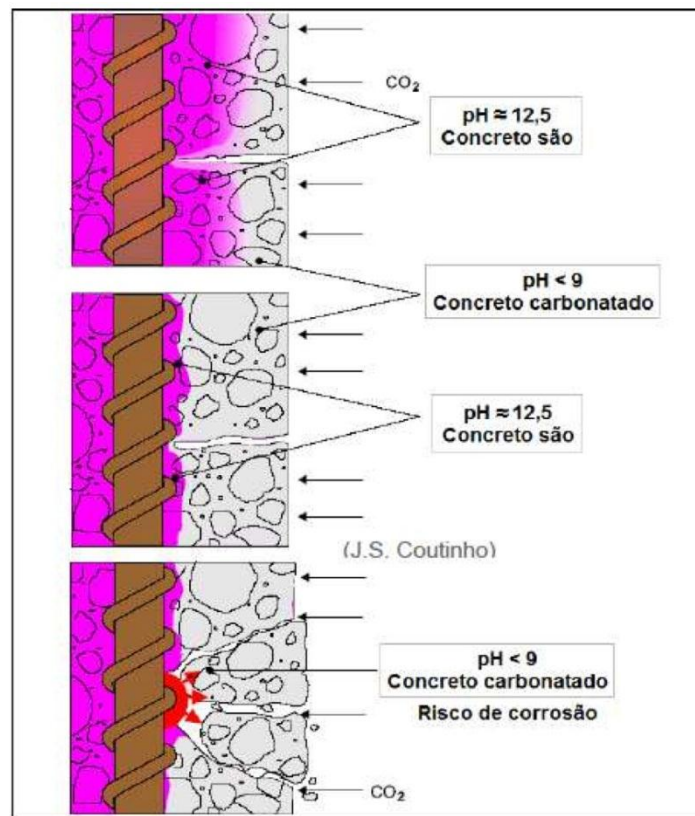


Figura 24 – Mecanismo de ação do fenômeno de carbonatação.

Fonte: Santos (2012)

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a expressão relevante se dá pela identificação de um pH em torno de 9, indicador da redução do teor alcalino no meio devido às reações de carbonatação que envolvem os álcalis do concreto.
- Sintomatologia: a redução do pH é o sintoma preponderante, associada à despassivação da armadura.

4.2.4.4 Causa natural por ação eletroquímica – corrosão eletroquímica

Corrosão, por definição, é a interação destrutiva de um material pelo meio que o envolve. Em referência ao aço de um sistema estrutural em concreto armado, este processo é considerado deletério quando se dá de forma eletroquímica, com a atuação do aço (material degradado) e do concreto (meio degradante) no processo. No entanto, é importante ressaltar que esta reação pode ocorrer também de modo químico, por uma reação entre gás oxigênio e metal ferro, com formação de película de óxido; o revés está no fato de que este é um processo lento e que não provoca a deterioração superficial de objetos metálicos, sendo assim inofensivo.

No sistema concreto armado, o aço é protegido pelo elevado pH do concreto, entre 12,5 e 14, na medida em que é formada uma película envolvente sobre toda a superfície da barra de aço, por interação da sua lâmina superficial, constituída pelos hidróxidos férricos ($\text{Fe}(\text{OH})_3$), com os compostos alcalinos do meio. A equação (I) representa esta relação, de acordo com os estudos de Cascudo (1997).



Quando esta proteção é desfeita, ou seja, quando há a desativação do mecanismo químico protetor, ocorre a exposição da armadura à ação dos agentes deletérios do aço, tendo em vista a capacidade da película de impedir o acesso da umidade, do oxigênio e dos compostos nocivos, bem como dificultar a dissolução do ferro. Este processo de retirada da proteção das barras se dá através da carbonatação do concreto ou pelo ataque de cloretos, ambos culminando na redução do pH do meio que envolve a armadura. Além de expor o aço, esses mecanismos promovem o desenvolvimento da rede capilar que permitirá a ação dos agentes da corrosão, proporcionando-lhes o acesso à armadura dentro do concreto.

A corrosão então pode ocorrer, sendo seu caráter semelhante ao de uma pilha. Para que aconteça a degradação do aço, então, é preciso que existam alguns elementos básicos de uma célula eletroquímica, são eles: o eletrólito, o ânodo, o cátodo, a diferença de potencial e o condutor metálico. O primeiro é o transportador no qual ânodo e cátodo devem estar imersos, sendo frequentemente um líquido, neste caso a água. O segundo é o eletrodo de oxidação, onde há a remoção de metal devido à perda de elétrons, inerente à região anódica. O cátodo, por sua vez, é o eletrodo que irá receber os elétrons doados pelo ânodo, havendo nele a deposição de material, produto da incorporação dos elétrons em questão pelos cátions desta zona. O quarto componente da pilha é a diferença de potencial, fator que surge pela distinta

predisposição de compartilhamento de elétrons entre ânodo e cátodo. Por fim, o condutor metálico é a própria barra de aço, por onde se movimentam os elétrons da reação.

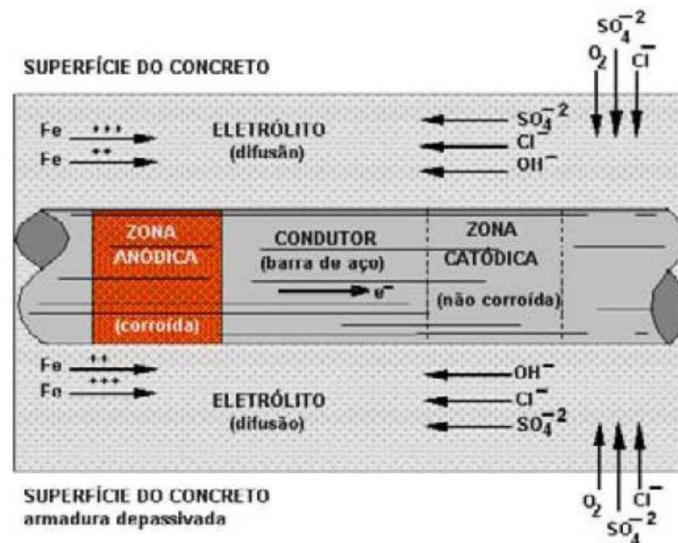
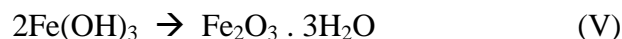
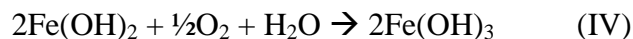
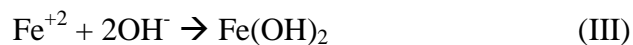


Figura 25 – Esquemática da corrosão eletroquímica.

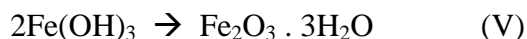
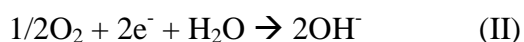
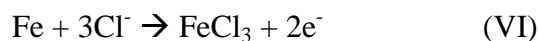
Fonte: Helene (1986)

O mecanismo eletroquímico ocorre, portanto, a partir do fluxo de íons da região catódica para a zona anódica, em virtude da propensão catódica em receber elétrons, promovendo a liberação deles no condutor metálico e, assim, o surgimento da corrente elétrica dirigida do ânodo ao cátodo, onde os elétrons irão interagir com as moléculas de água e oxigênio do local, implicando em redução. Desse modo, está constituída a pilha, sendo a região anódica corroída e a catódica não. As reações de redução no cátodo formam hidróxidos e óxidos, compostos expansivos. Pode-se equacionar o processo da seguinte forma:



A equação (I) ocorre no ânodo, constituindo a dissolução do ferro. A (II) acontece no cátodo, é a redução do oxigênio, produzindo íons OH^- . As equações (III), (IV) e (V) indicam a formação dos produtos da corrosão, de modo que se desenvolvem no eletrólito, reação (III), e culminam na região catódica, onde há a concentração de oxigênio, necessária na reação (IV). Entretanto, com o desenvolvimento do processo corrosivo, esses produtos eletroquímicos vão sendo depositados ao longo da barra.

Nos casos em que a causa for a ação dos íons de cloro, as equações químicas mudam.



Destaca-se a importância do oxigênio e dos agentes agressivos dispersos no eletrólito no processo de corrosão eletroquímica.

O primeiro se encontra dissolvido no eletrólito e é o responsável pelo consumo dos elétrons fornecido pelo ânodo, de modo a produzir as hidroxilas que reagirão com os íons de ferro (Fe^{+2}) livres na água, formando o produto da corrosão. É, portanto, elemento indispensável para a consumação do processo, sendo necessário estar dissolvido em meio aquoso. No entanto o O_2 se difunde até a zona catódica pelos poros secos, interagindo com a água apenas no final do percurso. Dessa forma, fica claro que em casos de concreto saturado, não há ocorrência de corrosão eletroquímica, pois o oxigênio não é capaz de se difundir em meio aquoso. Do mesmo modo, em concretos secos não há a dissolução do O_2 e, então, não ocorre o processo.

Os agentes agressivos, por sua vez, potencializam o processo, tendo em vista que colaboram na despassivação da armadura e aumentam a condutividade elétrica do concreto. Como exemplo de agentes, pode-se citar os sulfetos (H_2S), cloretos (Cl_2), íons nitritos (NH_4^+), íons sulfatos (SO_4^{-2}), o dióxido de carbono (CO_2), entre outros. A velocidade do procedimento pode ser elevada em função das facilidades encontradas pelos agentes patológicos em adentrar ao concreto, como, por exemplo, um concreto poroso e de espessura de cobertura pequena.

A corrosão eletroquímica, enfim, deteriora o aço por meio da sua desintegração físico-química e afeta o concreto através da expansão dos produtos corrosivos.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: a principal manifestação se dá pela formação de crostas ao redor de determinada área da armadura, com concomitante redução de seção de outra região do elemento construtivo, existindo ainda alteração da coloração das barras de aço, que adquirem tom marrom-alaranjado, que pode irradiar para o concreto. Quanto ao concreto, são as fissuras paralelas à armadura e a sua desagregação as expressões relevantes, indicando o rompimento do material cimentício devido aos produtos expansivos supracitados. Estes resultados são, normalmente, de três a dez vezes mais volumétricos que os seus compostos de origem.

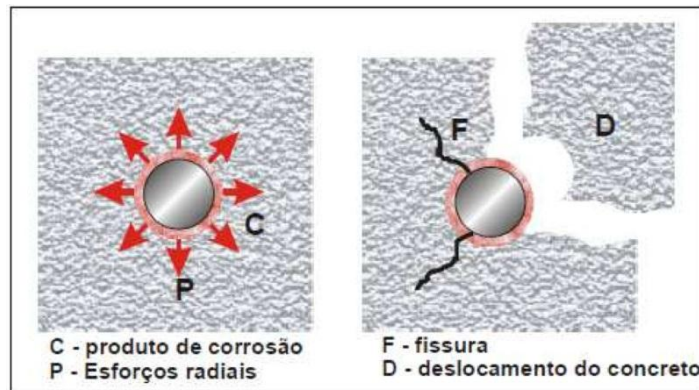


Figura 26 – Processo degradante do concreto devido às tensões originadas da corrosão eletroquímica.

Fonte: Helene (1986)

- Sintomatologia: a perda de resistência à tração, bem como a perda de aderência entre o concreto e o aço são os sintomas principais. No entanto, outro sintoma não menos importante é o de perda de resistência do concreto, em virtude das pressões causadas pelas expansões surgidas, as quais podem chegar a valores maiores que 15 MPa.



Figura 27 – Armadura longitudinal de viga corroída e deslocamento do concreto carbonatado.

Fonte: Acervo pessoal

4.2.4.5 Causa natural por ação biológica

Os ataques biológicos tem caráter orgânico. As situações comuns se dão pelo desenvolvimento de organismos ou plantas nas aberturas do concreto, onde reagirão com o material, fornecendo a parte orgânica da reação. Um caso particular é o das conchas, que

podem modificar o comportamento dinâmico da estrutura. Outras situações relevantes decorrem do desenvolvimento de raízes dentro das fissuras, podendo ocasionar a dilatação local do concreto, e do surgimento de mofo nas superfícies do objeto estrutural, em virtude da proliferação de fungos na presença de umidade.

- Origem: etapa de uso.
- Manifestações patológicas: presença de plantas e/ou organismos na superfície da estrutura.
- Sintomatologia: alterações comportamentais em termos químicos é o principal sintoma. Podendo ainda haver o surgimento de tensões indesejadas advindas de expansões por inserção dos materiais orgânicos externos.



Figura 28 – Presença de fungos em face inferior de laje.

Fonte: <http://refon.com.br/noticia/1267/o-mofo-nas-paredes!-11/05/2013> (acesso em 15/01/2015)

4.3 Intervenções de Recuperação e Reforço em estruturas de Concreto Armado

O sucesso de uma intervenção estrutural reside no correto estudo patológico que deve ser realizado previamente, através da anamnese, do diagnóstico e do prognóstico, possibilitando indicar a origem do problema, os mecanismos de ação deletéria e o possível comportamento do material a partir de então. Desse modo, o engenheiro patologista possui ferramentas suficientes para examinar e propor as soluções para a estrutura.

As intervenções podem ser em caráter de recuperação ou de reforço. A diferença se dá pelo fato de que a primeira indica uma operação de retorno à integridade das peças estruturais a partir do tratamento do concreto e do aço existentes, podendo haver reposição do montante deteriorado; já o reforço é definido como o trabalho de aumento de capacidade de carga da estrutura por acréscimo de elementos portantes, em virtude de perda de resistência do sistema, quando ele não mais atende às solicitações de projeto. Este último tipo pode ocorrer ainda advindo de uma necessidade de alteração funcional da estrutura, devendo o sistema ser reforçado para que se adeque ao novo uso. Não sendo esta situação de cunho patológico, também não é escopo deste trabalho e, portanto, não será aqui abordada.

Apesar de distintos, os dois tipos de intervenção são complementares. Na maioria dos casos, é preciso a adoção de medidas de recuperação e reforço, tendo em vista a necessidade de retorno às condições de projeto e o incremento estrutural para retificar a perda de resistência ocorrida, situação comum em âmbito patológico.

O projeto de intervenção, ou seja, a prescrição do engenheiro é iniciada pela identificação dos mecanismos de ação contra a estrutura e pela análise das condições de resistência da peça deteriorada, quando ele pode concluir o modo de intromissão de forma a combater os agentes agressores, proteger, a partir de então, a estrutura contra a ação destes e indicar os adequados procedimentos de recuperação e/ou reforço para o sistema enfraquecido. O apontamento dos processos de degradação ocorre com base na discussão do item 3.3.

4.3.1 Intervenções de Recuperação

Como afirmado, a recuperação é um processo de reconstituição das condições estruturais de um sistema, seja de forma localizada ou geral, a depender da intensidade e extensão do problema.

Em termos de concreto armado, a recuperação se dá por um tratamento que segue uma linha de ação padrão, variando nas técnicas utilizadas. Este procedimento ocorre através dos seguintes procedimentos, podendo haver modificações de ordem: remoção do substrato de concreto deteriorado, limpeza e preparação das superfícies de aço e concreto, tratamento do aço danificado e reposição dos elementos extraídos. A seguir, são descritas as diversas

técnicas para cada etapa do processo de recuperação, sendo explanados os procedimentos de execução com base nos estudos de Helene (1992) e de Souza e Ripper (1998).

4.3.1.1 Remoção do substrato de concreto deteriorado

4.3.1.1.1 Escarificação manual ou mecânica

Também denominado de apicoamento manual ou mecânico, Souza e Ripper (1998) afirmam ser a escarificação o ato de retirar a camada mais externa do concreto, em geral até 10 mm de profundidade. É também bastante despendida em casos de necessidade de remoção de substrato em locais de difícil acesso.

As ferramentas necessárias para tal tarefa, quando manual, são um ponteiro, uma talhadeira e uma marreta leve (1 kg), podendo-se utilizar um martelo de geólogo (ponta viva) quando a profundidade for de 2 a 3 mm. Para o processo mecânico, faz-se necessário um martelo pneumático ou elétrico (máximo de 5 kg) e um ponteiro com extremidade de picador ou xis superposto a cruz.

A produção para o processo manual é dada pelo valor de 2 a 4 m²/dia; em termos de equipamento mecanizado, este parâmetro reduz consideravelmente para 0,5 a 0,8 m²/h, quando o trabalho é realizado na horizontal e de baixo pra cima, podendo duplicar se a superfície for vertical.

- Procedimento: escarificar de fora pra dentro, evitando golpes que possam lascas as arestas e contornos da estrutura, retirando todo o material deteriorado até atingir o concreto são e obtendo uma superfície rugosa que propicie boas condições de aderência. Deve-se prever cimbramento adequado, quando necessário, o que depende da extensão e da intensidade de invasão na estrutura.

4.3.1.1.2 Corte do concreto – remoção profunda

Ocorre quando se faz necessária a exposição da armadura para reparos ou inserções de novas armaduras, caracterizando-se por uma remoção de concreto com profundidade de cerca de 2 a 3 cm além da barra de aço em questão.

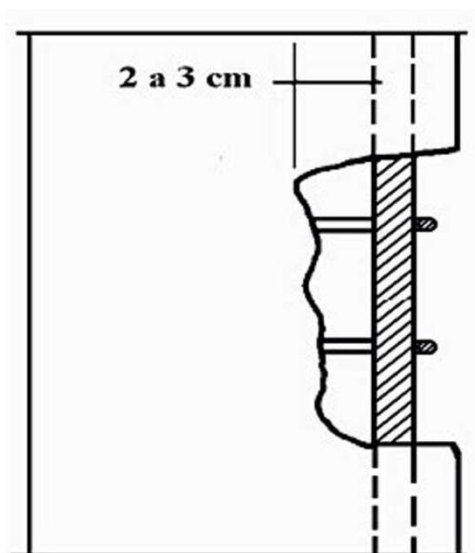


Figura 29 – Profundidade de remoção para o procedimento de corte do concreto.

Fonte: Souza e Ripper (1998)

Os equipamentos utilizados são os mesmo dispendidos para a escarificação do concreto, martelo e ponteiro, o que implica na mecanização do processo, principalmente em virtude de ser um procedimento bastante invasivo. Outro equipamento empregado é o disco de corte, cuja função se dá em geral por delimitar a área que deverá sofrer intervenção por meio de rasgos, o que auxilia ainda na retirada do concreto doentio.

- Procedimento: delimitar com um lápis a região de remoção e, em seguida, realizar os rasgos nos limites indicados com o uso do disco de corte, o qual deve permanecer ortogonal à estrutura. A seguir, realizar o corte de fora pra dentro com o uso do martelo e do ponteiro, retirando todo o material deteriorado até atingir uma profundidade em torno de 2 cm além da barra de aço que deverá receber tratamento, obtendo-se ainda uma superfície rugosa do concreto. É importante notar que a o corte não poderá apresentar quinas vivas, as quais devem ser boleadas, em taludes de 1:3, além de que este processo é, de maneira geral, acabado por escarificação manual, tendo em vista a existência de pontos de difícil acesso. Deve-se prever cimbramento adequado, quando necessário, o que depende da extensão e da intensidade de invasão na estrutura.

4.3.1.2 Limpeza e preparação da superfície de concreto

Em todo serviço de correção estrutural, os processos de limpeza e preparo do substrato são inevitáveis e de suma importância, tendo em vista que os objetivos são a eliminação total de qualquer resíduo patológico e a capacidade de aderência ao material de recuperação.

4.3.1.2.1 Lavagem pela aplicação de soluções ácidas

Tem por objetivo a retirada de produtos químicos como tintas, ferrugens, graxas, carbonatos, resíduos e manchas de cimento. Este tipo de procedimento, no entanto, é bastante perigoso à estrutura, pois é nocivo à camada superficial do concreto, não podendo haver seu contato com a armadura. Desse modo, este tipo de limpeza não deve ocorrer em peças que apresentem espessura de cobrimento reduzida, bem como próximo a juntas de dilatação, onde pode escorrer e atingir o interior do objeto construtivo. Para que o ácido não deteriore a estrutura, as medidas preventivas estão na saturação da peça antes do processo, promovendo o fechamento dos poros, e na lavagem final da peça.

Normalmente, o ácido utilizado é o muriático, ou ácido clorídrico comercial (HCl), utilizado em diluição, numa proporção ácido:água de 1:6. Outros produtos desincrustantes podem ser utilizados, sendo o modo de uso indicado pelo fabricante.

A aplicação deve acontecer em pequenas áreas e de forma progressiva, sendo os equipamentos utilizados: um pulverizador, uma brocha, uma trincha e um esfregão.

- Procedimento: preliminarmente à aplicação do ácido, saturar a estrutura com água limpa, através do uso da brocha, para evitar a penetração do produto no concreto. Em seguida, preparar a solução ácida em presença de água, na proporção de 1:6, como indicado acima. Aplicar a solução através do pulverizador, observando o fenômeno de efervescência sobre os resíduos que se deseja remover, de modo a identificar o fim da reação quando cessar o borbulhamento, característica da descontaminação. Com a trincha, remover as partículas soltas dispostas na superfície. Por fim, realizar a lavagem final da região de intervenção, primeiramente com uma solução

neutralizadora de amônia diluída em água, na proporção 1:4, aplicada com o esfregão, seguida por jatos de água natural.

4.3.1.2.2 Lavagem pela aplicação de soluções alcalinas

Apresenta o mesmo propósito da técnica anterior, sendo despendida em situações de exposição de armadura ou espessura de revestimento reduzida e de limpeza de juntas de dilatação, em virtude da nocividade das lavagens com soluções ácidas nestes casos. Entretanto, deve haver uma preocupação quanto à existência de reatividade nos agregados, pois a elevação da alcalinidade potencializa o processo, como indica a equação (II) do item 3.3.4.3.1, alínea a.

Sua principal aplicação se dá em lavagens de grandes áreas que apresentem resíduos ácidos impregnados. Uma ressalva é a limpeza de produtos da corrosão, caso em que as soluções alcalinas não apresentam atividade eficiente.

É uma técnica que se apresenta vantajosa quanto à neutralização de peças que indiquem pH reduzido, além de melhorar as características de aderência do substrato de concreto. Como revés, a possibilidade de potencialização das reações álcali-agregado, a não remoção de resíduos da corrosão e dificuldade de interação com produtos à base de epóxi. Os equipamentos envolvidos são: um pulverizador, uma brocha, uma trincha.

- Procedimento: saturar a estrutura com água limpa, através do uso da brocha, para evitar a penetração do produto no concreto. Aplicar a solução através do pulverizador e realizar concomitantemente a lavagem da região de intervenção por jatos de água natural. Remover com a trincha as partículas resistentes.

4.3.1.2.3 Lavagem com solventes voláteis

Ocorre instantes antes da aplicação de resinas epóxi, isso porque sua volatilidade carrega as partículas existentes na superfície de concreto ou aço, retirando as contaminações existentes, o que torna a aderência entre a resina e o substrato muito mais forte.

De maneira geral, remove gordura, graxas e óleos, além de interagir bem com ácido úrico. Uma preocupação é a sua aplicação em locais de risco de incêndio, tendo em vista sua propriedade inflamável.

O equipamento utilizado é um pincel, ou estopa ou algodão.

- Procedimento: aplicar o produto Acetona, embebido no pincel, estopa ou algodão, nas superfícies que devem ser lavadas, executando movimentos circulares e enérgicos que colaborem com a retirada dos resíduos. Aguardar alguns minutos para que haja a completa limpeza por volatilidade.

4.3.1.2.4 Limpeza com jatos de água

Normalmente relativa à limpeza do substrato de concreto, tanto no início do processo de recuperação, quando a intenção é a retirada dos resíduos sólidos existentes, quanto ao longo dele, quando se pretende retirar os produtos gerados por alguma intervenção física e/ou química, como citado nos itens anteriores.

De modo geral, a água utilizada é fria, muitas vezes simultaneamente ao uso de jatos de areia. No entanto, quando o objetivo é remoção de gorduras ou manchas de forte impregnação química, o uso de água quente com dissolução de biodegradante se faz necessário.

Os equipamentos envolvidos são mangueira de alta pressão, equipamento tipo lava-jato e bico direcional. A produção pode chegar a 100 m²/dia.

- Procedimento: aplicar os jatos de água começando pelas partes mais profundas e mantendo sempre a mesma pressão. Executar movimentos circulares. Quando a intenção for a remoção das partículas soltas de concreto ou de impregnações químicas, aplicar o jato de modo direcional e alternando com jatos de areia.

4.3.1.2.5 Limpeza com jatos de areia

Os jatos de areia são geralmente utilizados após os processos de remoção de concreto por apicoamento ou corte, sendo a sua principal função eliminar as partículas soltas e remover qualquer material que prejudique a aderência entre a estrutura antiga e o novo produto de recuperação, implicando na preparação das superfícies de contato. Permite a remoção das camadas de corrosão nas barras de aço.

A areia a ser utilizada deve ser limpa, seca, de granulometria adequada ao diâmetro do equipamento e isenta de matéria orgânica, não podendo ser reaproveitada. A produtividade, nestas condições, se dá em taxas de 10 a 15 m²/h.

O equipamento necessário é: uma máquina de jato de areia acoplada a um compressor de ar, mangueira de alta pressão e bico direcional.

- Procedimento: aplicar o jato mantendo o bico ortogonalmente à superfície, a 1 m de distância. Mover o bico em movimentos circulares, de modo a distribuir uniformemente o material.

4.3.1.2.6 Limpeza com jatos de vapor

Indicado para remoção de impurezas orgânicas e minerais (sais), sendo necessária, normalmente, a dissolução de biodegradante, associando-o ao vapor.

Os equipamentos utilizados são: caldeira para geração de vapor, mangueira de alta pressão com isolamento térmico (amianto) e bico direcional.

- Procedimento: aplicar o jato direcionado às regiões de limpeza, em movimentos horizontais e verticais alternados.

4.3.1.2.7 Limpeza com jatos de ar comprimido

Técnica complementar que visa à retirada das partículas residuais aos processos de preparação do substrato, de tal forma que é bastante despendida em situações de difícil acesso. Outra utilidade dos jatos de ar comprimido é a secagem das peças estruturais.

Por tornar demasiadamente limpa a superfície, permite a aplicação de adesivo epóxi logo após a sua aplicação.

Os equipamentos utilizados são: um compressor dotado de filtro de ar e óleo e uma mangueira de alta pressão.

- Procedimento: iniciar o processo pela limpeza das cavidades e fissuras, lançando o jato de dentro para fora. Em seguida, vedar estes orifícios e proceder com o jateamento nas áreas adjacentes, sendo o jato direcional quando preciso.

4.3.1.2.8 Queima com maçarico

Tem por função remover resíduos como graxas e óleos impregnados nas camadas do concreto até 5mm, desagregando o material. A principal preocupação quanto à estrutura está nas armaduras, não devendo ser a técnica aplicada em situações de exposição do aço ou espessura de cobrimento inferior a 35 mm.

O único equipamento necessário é o maçarico.

- Procedimento: aplicar o maçarico de forma direcional, sem, contudo, concentrar a aplicação por muito tempo sobre uma mesma região da superfície.

4.3.1.2.9 Escovação manual

Realiza a limpeza dos resíduos soltos na superfície da estrutura e também prepara, através da retirada de produtos da corrosão ou de sujeiras impregnadas, as superfícies das barras de aço.

O equipamento necessário é a escova de cerdas de aço, sendo seu uso limitado à perda de rigidez dos arames. A produção média é dada por 2 m²/h.

- Procedimento: escovar de forma enérgica e repetitiva sobre a superfície até que seja identificada a total retirada das partículas e sujeiras existentes.

4.3.1.2.10 Lixamento

Procedimento de preparação da superfície de concreto que pode ser realizado manual ou mecanicamente. Quando manualmente, é realizado em áreas pequenas de modo a remover resíduos impregnados. Em caso de uso de equipamento dinâmico, as regiões podem ser maiores. Esta última situação indica ainda algumas vantagens sobre a outra, pois prepara as superfícies do concreto e do aço abrindo seus poros e retirando as crostas de corrosão existentes no aço, bem como as eflorescências viventes no concreto.

O equipamento necessário para o procedimento manual é uma lixa de ferro para o uso em armaduras e uma lixa de água para o uso em concreto. Já nos casos mecânicos, os equipamentos devidos são uma lixadeira eletromecânica e um disco de lixa acoplado a ela.

- Procedimento manual: esfregar a lixa em movimentos circulares e enérgicos sobre a superfície, observando a remoção das sujeiras existentes. No caso do aço, o processo só tem fim quando se obtém a condição de metal branco, isto é, quando o material adquire características de coloração acinzentada.
- Procedimento mecânico: Aplicar a lixa paralelamente à superfície em movimentos circulares. Para as armaduras também deve ser observado o estado de metal branco.

4.3.1.3 Tratamento e reposição de área de aço danificada

Quando, nos estudos preliminares, é identificada a corrosão do aço com redução significativa da seção da barra sem, contudo, indicar caso para reforço, deve-se proceder com a avaliação da necessidade de reposição da área de aço perdida ou não, tendo em vista que se pode obter a situação em que a redução não implicará em perda de resistência preocupante, apenas havendo alguma flexibilidade da estrutura. Admitir, quando possível, a barra com seção diminuída é a melhor opção em termos de durabilidade, isso porque a inclusão da nova barra complementar dificultará o preenchimento da massa de concreto cortada ou ainda, em casos de pilares, por evitar o surgimento de uma excentricidade reativa indesejada. Neste último caso, deve-se avaliar se a barra complementar, quando necessária, provoca esta reação

imprópria e, em ocasionando o problema, deve-se optar pela inserção de barras em número par, obtendo o equilíbrio na distribuição da carga da peça.

De acordo com Souza e Ripper (1998), o parâmetro a ser observado é o de uma redução de 15%, quando, abaixo disso, não há necessidade de reposição de área de aço, como apresenta a relação (I) a seguir.

$$A_{s,corr} < 0,85A_s \quad (I)$$

Este limite é bastante discutível, principalmente para as situações em que o risco é considerável. A inequação acima ocorre para barras isoladas, mas mantém-se para o caso de barras corroídas em uma mesma seção, o que implica em somatório, como demonstra a relação (II).

$$\sum A_{s,corr} < 0,85 \cdot \sum A_s \quad (II)$$

É importante ressaltar ainda que a área de aço complementar é dada por:

$$A_{s, reposição} = A_s - A_{s,corr}$$

$$\sum A_{s, reposição} = \sum A_s - \sum A_{s,corr}$$

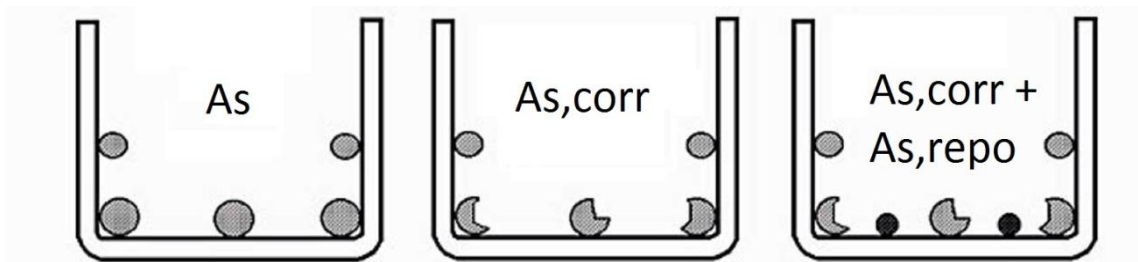


Figura 30 – Áreas de aço em seção de viga.

Fonte: adaptado de Souza e Ripper (1998)

Ao ser definido que a parte da seção de armadura perdida não implica em perda de resistência significativa, o processo de recuperação se resume às técnicas descritas acima, são elas: corte do concreto que envolve a(s) barra(s), seguido da limpeza e preparação das superfícies expostas do concreto e do aço por meio de jatos de areia, água e/ou ar comprimido ou ainda por técnicas de lixamento e escovação, de modo que a armadura fique perfeitamente limpa, adquirindo a condição de metal branco (cor acinzentada) e o concreto se apresente isento de qualquer resíduo impregnado, finalizando-se pela reconstituição do montante cimentício removido. As técnicas e materiais escolhidos variam de acordo com cada situação, em função do grau de dificuldade e com a disponibilidade do mercado.

Quando houver a necessidade de reposição de área de aço, o processo de recuperação também ocorre, inserindo-se, então, a etapa de colocação da nova armadura após a limpeza e preparação das superfícies. Este procedimento requer três atenções especiais, são elas: as emendas, a ancoragem e o envolvimento da barra em meio alcalino.

Referindo-se às emendas, elas podem ser realizadas por soldagem, por conectores ou por amarração com traspasse. A primeira nem sempre é possível, tendo em vista que depende do tipo de aço existente e que, nas estruturas dos últimos tempos, a tipologia utilizada não permite a solda. Já o uso de luvas mecânicas ou quaisquer outros dispositivos de emenda é uma solução viável, mas que deve obedecer ao critério de que o conector deve ser mais resistente que as barras. Por último, a emenda por amarração com traspasse ocorre quando houver espaço suficiente para tal, sendo a melhor opção em termos de eficiência e durabilidade. A fixação do novo elemento traspassado à estrutura se dá pela amarração com arame recozido nas barras existentes ou por meio de furos realizados no concreto, sempre aplicando resina epóxi nas áreas de contato de emenda, seja entre as barras de aço ou entre a nova armadura e o concreto, podendo-se substituí-la por graute quando a função for preencher o furo no concreto. Independente do tipo de emenda, obedecer à norma de concreto brasileira, a NBR 6118, em seu item 9.5.

A ancoragem, por sua vez, refere-se ao ato de engastar a barra de aço na estrutura existente, havendo um comprimento de ancoragem necessário para que haja a adequada transferência de esforços entre os elementos viventes e os complementares. Souza e Ripper (1998) ensinam que normalmente este valor sem encontra em torno de 40% do comprimento da barra para casos de amarração com resina epóxi e de 70% quando o produto for o graute.

Garantir a proteção alcalina é um ato que depende da adoção de medidas corretas, isto é, em consonância com a NBR 6118, relativamente aos aspectos de cobrimento, espaçamento, emendas e ancoragem das armaduras de complementação.

4.3.1.4 Reposição do concreto extraído

Em termos de recuperação, a intervenção ocorre impreterivelmente com ação sobre o concreto, podendo se restringir a ele ou alcançar a armadura. Desse modo, sempre haverá a necessidade de reposição do concreto removido ou cortado, o que pode acontecer por meio do

uso de dois materiais, argamassa ou concreto, sendo a escolha função da intensidade e da extensão do montante a ser repostos. A seguir são apresentadas as diversas formas de aplicação de cada um dos materiais, indicando as situações de viabilidade para uso.

4.3.1.5 Reposição com argamassa

O uso deste material é limitado à profundidade de cobrimento das armaduras, devendo ser aplicado apenas quando o interior da peça se apresentar são.

4.3.1.5.1 Argamassa de cimento e areia

Este tipo de argamassa deve ser, preferencialmente, aplicado em cavidades com no mínimo 2,5cm de profundidade sem exceder a espessura de cobrimento, condição de qualidade no uso do material, e pode ser preparada de forma convencional ou como farofa. Quando dispendida de modo comum, o traço do material obedece à proporção de 1:3 em volume, sendo a relação água/cimento em torno de 0,45. Neste caso, o produto deve ser aplicado sobre uma ponte de aderência, isto é, uma fina camada de adesivo epoxídico preestabelecida sobre o substrato de concreto são, em camadas de 1 cm que devem ser pressionadas energicamente contra a superfície anterior. A cura pode ser úmida, de 1 a 3 dias, ou química, por meio de adesivo PVA ou acrílico diluído.

A argamassa farofa é aplicada a um traço entre 1:2,5 e 1:3, sendo a relação a/c reduzida para 0,33, podendo chegar a 0,4. A aplicação também deve ser em espessuras de 1 cm e a cura se dá úmida ou quimicamente novamente. Deve ser evitada em áreas extensas e em casos de difícil acesso, tendo em vista seu caráter fragmentado.

Em qualquer situação, a aplicação em pequenas áreas acontece em extensão total; para áreas de maior dimensão, dispõe-se o produto em faixas de 1 m.

- Procedimento – argamassa convencional: saturar a superfície do substrato de concreto durante 12 horas para que se obtenha uma região úmida e saturada, sem empoçamento. Aplicar a ponte de aderência em fina camada homogênea; esta etapa pode ser

suprimida, quando não for possível, sendo necessário efetuar um cuidadoso enrugamento da superfície com posterior saturação. Em seguida, aplicar a argamassa convencional em camadas de 1 cm, pressionando-a contra a superfície anterior, de modo que uma aplicação só deve ocorrer após a antecessora adquirir resistência suficiente para receber a referida pressão. Realizar a cura úmida, de 1 a 3 dias, ou a química, diluindo adesivo acrílico em proporção de 1:10 ou por uso de adesivo PVA. Nas primeiras 36 horas evitar radiação solar direta através de anteparos.

- Procedimento – argamassa farofa: saturar a superfície do substrato de concreto durante 12 horas para que se obtenha uma região úmida e saturada, sem empoçamento. Aplicar a ponte de aderência em fina camada homogênea; esta etapa pode ser suprimida, quando não for possível, sendo necessário efetuar um cuidadoso enrugamento da superfície com posterior saturação. Em seguida, aplicar a argamassa farofa em camadas de 1 cm, efetuando-se a compactação da massa por soquete de madeira e pressionando-a contra a superfície anterior, de modo que uma aplicação só deve ocorrer após a antecessora adquirir resistência suficiente para receber a referida pressão. O soquete deve ser usado de dentro para fora, ligeiramente inclinado no sentido dos lados do orifício. Entre uma camada e outra, deve-se encunhar britas por meio do soquete, as quais devem penetrar na argamassa, até que haja transbordamento do material cimentício, executando-se ranhuras na superfície final da camada. Realizar a cura úmida, de 1 a 3 dias, ou a química, diluindo adesivo acrílico em proporção de 1:10 ou por uso de adesivo PVA.

4.3.1.5.2 Argamassa polimérica

Argamassa composta por cimento, agregados minerais inertes, aditivos e polímeros. Normalmente, é industrializada, cabendo ao usuário apenas a adição de água na proporção indicada pelo fabricante para a homogeneização do produto.

O incremento de resina polimérica à argamassa de cimento e areia reduz o consumo de água, mantém a plasticidade, reduz a permeabilidade e aumenta a capacidade de aderência do material. Outra característica importante é o seu caráter tixotrópico – capacidade de se liquefazer mediante aplicação de uma força externa, retornando ao seu estado normal após a

cessão da carga. Esta propriedade, por sua vez, garante a aplicação do produto contra a gravidade.

A argamassa polimérica, quando aplicada em ambiente interno e sem presença de água, pode ser composta por resina polimérica PVA; em casos de aplicação em estruturas expostas à ação hídrica, o polímero usado deve ser o acrílico, tendo em vista seu caráter impermeável mais considerável.

- Procedimento: saturar a superfície do substrato de concreto durante 12 horas para que se obtenha uma região úmida e saturada, sem empoçamento. Enrugar a superfície do substrato e aplicar a ponte de aderência à base de resina polimérica ou epóxi, em fina camada homogênea. Em seguida, aplicar a argamassa em camadas de 1 cm, pressionando-a contra o substrato ou camada anterior. Esta só poderá interagir com a nova lâmina de argamassa quando adquirir resistência suficiente para resistir à pressão de aplicação.

4.3.1.5.3 Argamassa epoxídica

São as argamassas que tem como seu aglomerante uma resina epoxídica. Sua aplicação possui algumas condicionantes, como explica Johnson (1973) *apud* Souza e Ripper (1998):

“Quando se tem a necessidade de um pequeno volume de material, quando se trata de recuperar seções de espessura fina, ou quando se deve pôr em serviço a obra antes que a argamassa (...) tenha tempo de endurecer, deve-se utilizar argamassa tendo resina epóxi como aglomerante.”

Apresenta ainda elevadas resistências mecânica e química, combatendo com flexibilidade os esforços e protegendo a estrutura em ambientes ácidos. A tixotropia é uma propriedade também inerente à argamassa de base epóxi. Sua aplicação ocorre em cavidade com profundidade de 5 a 15 cm.

Assim como a polimérica, é um produto normalmente industrializado a três componentes: um endurecedor líquido, uma resina base líquida e o agregado em pó, sendo homogeneizados em obra de acordo com as recomendações do fabricante.

Algumas ressalvas ainda são feitas, também por Johnson (1973), no que diz respeito à: compatibilidade térmica – a argamassa possui um coeficiente de dilatação térmica diferente do concreto, devendo-se prever, em situações de grande variação térmica, juntas de dilatação ou a elevação da taxa de agregado, o que aproxima o coeficiente de dilatação entre os materiais; baixas temperaturas – os produtos à base epóxi fragilizam-se sob temperatura amena; altas temperaturas – os produtos epoxídicos resistem mal a temperaturas elevadas, conservando suas propriedades quando inseridos em ambientes com temperatura até 65°C, de acordo com o ACI Committee 503, e volatilizando ou carbonizando o epóxi a temperaturas acima de 300°C.

- Procedimento: limpar a superfície de contato da estrutura com jato de ar seco e aplicar a ponte de aderência à base epóxi sobre o substrato seco. Preparar a argamassa misturando o endurecedor e a resina epoxídica por 3 minutos, até se obter a total interação entres estes elementos, seguida da inserção do agregado em pó, que deve ser colocado aos poucos, até que se obtenha total absorção das partículas. Aplicar e adensar energicamente a argamassa em camadas de 1,5 cm, respeitando um período de 5 horas entre a aplicação de uma lâmina e outra. A superfície que irá receber a nova camada deve estar ranhurada. Na cura, proteger contra a radiação solar durante as 8 horas iniciais, observando ainda uma temperatura superior a 14°C nas primeiras horas e a exposição a uma temperatura entre 32°C e 40°C, durante 4 horas, após as 8 horas iniciais. Isto pode requerer o uso de equipamento infravermelho ou aquecedores elétricos.

4.3.1.5.4 Argamassa projetada

Técnica de grande valia para o preenchimento de cavidades em grandes áreas, a projeção de argamassa é considerada para reparos de profundidade abaixo de 5 cm. De modo geral, é uma forma de reposição de material difundida para aplicação em teto e parede, de modo que a argamassa adere ao substrato em virtude da força do jato, que comprime o novo material, promovendo a auto aderência ao concreto. Um elemento imprescindível é o acelerador de pega, tendo em vista que esta capacidade de interação do material ao substrato

vai se perdendo ao longo do tempo, estagnando, entretanto, após a cura da massa, processo em que se insere a função do aditivo.

- Procedimento: preparar a superfície do substrato com jato de areia e água alternados, finalizando com o um jateamento de água para umedecer e saturar, seguido de uma secagem a jato de ar. Quanto este procedimento não for possível, aplicar uma ponte de aderência à base epóxi na superfície umedecida. Misturar a argamassa a seco, em traço de 1:2,5 e a/c de 0,45. Projeter a argamassa contra o substrato de baixo para cima e dos cantos para o centro, em camadas de 2 cm. Nas regiões em que houver armadura, inclinar o bocal sensivelmente, visando envolver toda a barra. A cura pode ser úmida por 7 dias ou química. Proteger contra a radiação solar nas primeiras 36 horas.



Figura 31 – Aplicação de argamassa projetada no Espírito Santo.

Fonte: <http://www.sthel.eng.br/index.cfm?target=Servicos> (acesso em 28/01/2015)

4.3.1.6 *Reposição com concreto ou graute*

4.3.1.6.1 Uso de concreto pré-adicionado

Técnica de aplicação de concreto que consiste no preenchimento prévio da cavidade ou fôrma com agregado graúdo devidamente compactado, seguido pela aplicação da pasta de cimento. O fato de haver elevada densidade de brita indica um baixo poder de retração, o que é bastante benéfico para casos de reparos estruturais.

Sua aplicação ocorre para qualquer profundidade, observando apenas as dificuldades de inserção do agregado graúdo.

- Procedimento: saturar o substrato durante 12 horas e aguardar a secagem da superfície ao final, de modo a se obter um substrato saturado e de superfície seca. Preenche-se a cavidade ou a fôrma com o agregado graúdo, cuja granulometria deve se encontrar entre as peneiras 12,5 mm e 40 mm, compactando-o. A fôrma deve estar estanque e rígida. Preparar a pasta de cimento na proporção de 1:1,5 e relação água/cimento menor que 0,45, adicionando pozolana ao traço em razão de meio volume da adição para cada volume de cimento. Umedecer o agregado imergindo, com água inerte, o volume a ser reparado. Após escorrer a água, injetar, sob pressão, a argamassa preparada, de modo lento e contínuo; em cavidades de grande extensão, dispor diversos tubos injetores a cada 50 cm, tal que a aplicação da pasta ocorra simultaneamente. Cura úmida por 14 dias, ou química. Esta última etapa é bastante importante na inibição de fissuras e retração.

4.3.1.6.2 Uso de concreto convencional

Repor o montante de concreto extraído com outro volume do mesmo material também é uma opção a ser considerada. Bastante utilizado para preenchimento de nichos e vazios pontuais, o novo produto deve apresentar qualidade e resistência iguais ou superiores ao material existente, granulometria de agregados compatível e, de preferência, incorporação de ar em torno de 3% a 5%. Pode ser aplicado a qualquer profundidade.

A aplicação pode ser direta, à base de resina epóxi ou ainda com adesivo PVA ou adesivo acrílico. Nos últimos três casos, há a aplicação prévia de ponte de aderência a partir

do mesmo produto em questão; para uso de adesivo PVA ou acrílico, há também a dissolução do colante na água de amassamento em proporção de 1:3. O aditivo PVA é substituído pelo acrílico sempre que a estrutura tiver contato permanente com a água.

- Procedimento: Preparar as fôrmas com “cachimbo” e o concreto com relação água/cimento menor ou igual a 0,5 e abatimento entre 100 mm e 150 mm. A dimensão do agregado deve ser $\frac{1}{4}$ da menor grandeza da peça e aditivo plastificante pode ser adicionado à massa. Aplicar a ponte de aderência à base de epóxi no substrato seco e, em seguida, posicionar as fôrmas de modo rígido e estanque. Lançar o concreto lenta e progressivamente, adensando-o com soquete ou vibrador pequeno. Esta etapa é cessada quando houver o transbordamento do concreto pelo cachimbo. Remover as fôrmas após 24 horas e retirar o excesso protuberante após 48 horas. A cura é úmida, durante 14 dias, ou química.

4.3.1.6.3 Uso de concreto projetado

Assim como indicado para o caso de jateamento de argamassa, a projeção de concreto se dá pela aplicação do material através de jatos de alta velocidade, atingindo 120 m/s. Técnica utilizada em grandes extensões, como em fundos de laje, pode ocorrer por mistura úmida ou seca. No primeiro caso, a água de amassamento é adicionada antes de ser processada pela máquina projetora e na situação segunda o componente líquido é inserido apenas dentro do bocal de saída, advindo de uma câmara separada existente no equipamento.

Um problema inerente a esse método é o fenômeno de ricochete, proporcionando perdas consideráveis de concreto, o qual não pode ser reaproveitado depois de ricocheteado, tendo em vista a possibilidade de alterações importantes como a diminuição da granulometria dos agregados e o início do processo de hidratação do cimento.

A aplicação ocorre em camadas de 5 cm. Os equipamentos necessários são: compressor de ar (365 a 600 pcm); máquina de projetar, preferencialmente de câmara dupla; bomba d'água de alta pressão (90lbs/pol²); mangote para transporte do concreto; duas mangueiras para passagem do ar comprimido e da água.

- Procedimento: similar ao descrito no item 3.4.2.5.4.

4.3.1.6.4 Uso de graute

Material bastante dispendido nos serviços de intervenção estrutural, o graute é um termo advindo do inglês *grout* (argamassa) que designa um produto constituído por agregados finos, é de alta fluidez e de baixa retração. Sua definição ainda não é consolidada no meio técnico, de modo que não se pode afirmar que o graute é um tipo de concreto ou de argamassa. Entretanto, o conceito mais bem aceito é o de microconcreto.

Classificado de acordo com o tipo de aglomerante, o graute pode ser de base mineral, isto é à base de cimento, ou orgânica, cujo elemento de ligação é a resina epóxi ou polímeros. O primeiro é o mais acessível e, portanto, o mais usual, atingindo resistências mecânicas apreciáveis e sendo de menor custo. Já o material epoxídico ou polimérico, Oliveira *et al.* (2002) afirma que é aplicado em situações especiais, tendo em vista sua alta capacidade de aderência e resistência à esforços dinâmicos, o que especifica sua aplicação e encarece o produto.

As principais vantagens e, então, os motivos para tamanha aceitação do material no mercado são: propriedade tixotrópica; autonivelamento; autoadensamento; material expansivo, permitindo melhor aderência e baixa retração; resistência mecânica elevada, posicionando-se entre 15 e 80 MPa; rápida cura, podendo ser liberado para entrar em carga após 3 horas de aplicação; resistência química, protegendo o concreto e a armadura existentes.

Grautes de base mineral são limitados a profundidades de 10 cm, em geral, e os de base orgânica podem atingir profundidade de 70 cm ou mais, requerendo projeto detalhado de aplicação.

O material pode ser preparado em obra ou industrializado, havendo apenas a homogeneização do produto no local de aplicação, normalmente pela inserção de água.

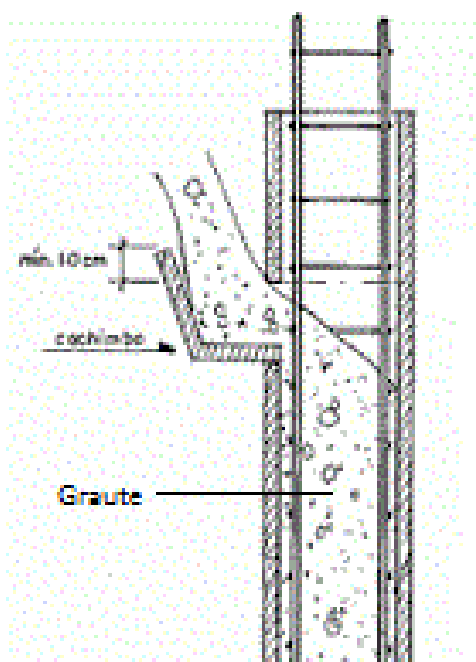


Figura 32 – Aplicação de graute com fôrma cachimbo.

Fonte: adaptado de <http://construcaociviltips.blogspot.com.br/2012/04/concretagem-nos-pilares.html>
(acesso em 28/01/2015)

- Procedimento: Preparar as fôrmas com “cachimbo” e o graute. Realizar limpeza à jatos de água e ar comprimido, removendo as sujeiras e mantendo a superfície seca. Aplicar a ponte de aderência à base de epóxi no substrato seco e, em seguida, posicionar as fôrmas de modo rígido e estanque. Lançar o graute lenta e progressivamente, cessando quando houver o transbordamento do material pelo cachimbo. Remover as fôrmas após 24 horas e retirar o excesso protuberante após 48 horas. A cura é úmida, durante 7 dias, ou química.

4.3.2 Intervenções de Reforço

As técnicas de reforço são despendidas visando ao aumento de capacidade de resistência à compressão ou a tração, isto é, em virtude de auxiliar o concreto ou o aço nas oposições aos seus respectivos esforços solicitantes, além de reduzir deformações e aumentar a rigidez e ductilidade das peças estruturais. Sendo assim, a seguir são discriminadas algumas práticas de destaque, as quais são despendidas de acordo com a necessidade do reforço, em termos de compressão ou de tração.

4.3.2.1 Reforço por injeção em fissuras

Ativa ou passiva, essas são as duas características possíveis de uma fissura, o que implica dizer que há ou não movimentação, respectivamente. As aberturas no concreto proporcionam o acesso de agentes agressivos ao interior da estrutura, de modo que é necessário vedá-las a fim de impedir esta penetração patogênica. Quando a fissura é ativa, deve-se proceder primeiro com sua estabilização sanando a causa da movimentação da estrutura, o que torna a expressão passiva, e então fechar os orifícios. O principal problema, entretanto, de quadros fissuratórios é a perda do estado monolítico do concreto nas regiões fissuradas, o que deve ser reestabelecido através da inserção de material aderente e resistente no interior das fissuras, de modo que proporcione a unificação do material e possa também resistir aos esforços de compressão. Como consequência evidente, o preenchimento das fissuras promove também a vedação das aberturas.

A técnica de injeção em fissuras se dá pela disposição do material aderente e resistente no interior delas, o que ocorre por gravidade ou sob baixa pressão, dependendo das dimensões da abertura. Aquelas com dimensão superior a 0,1 mm devem ser preenchidas pressionadas ($\leq 0,1$ MPa); quando a fenda apresentar espessura acima de 3 mm, o procedimento pode ocorrer por gravidade, sendo este último ato limitado a profundidades pequenas.

O material de enchimento mais usual é a resina epoxídica, tendo em vista suas propriedades adequadas à unificação e capacidade resistiva necessárias, destacando-se ainda o seu caráter flexível, evitando assim sua retração, e seu rápido endurecimento. Outra questão importante das resinas à base de epóxi é a viscosidade, tal que podem ser encontradas desde estados de alta fluidez a situações de baixa viscosidade, adequando-se aos diversos casos de fissuração. Pimentel e Teixeira (1978) *apud* Souza e Ripper (1998) sugerem as decisões quanto à viscosidade deste material: para fissuras com abertura $w < 0,2$ mm, resinas líquidas com viscosidade em torno de 100 cps aos 20°C; para $0,2 \text{ mm} < w < 0,6$ mm, resinas líquidas com viscosidade máxima de 500 cps a 20°C; para $0,6 \text{ mm} < w < 3$ mm, resinas líquidas com viscosidade máxima de 1500 cps a 20 °C; para $w > 3$ mm, resinas puras ou com carga. Outro material também dispendido em casos de injeção em fissuras é o grout, o qual é limitado, no entanto, pelo seu caráter bastante fluido.

- Procedimento: o processo de injeção ocorre detalhadamente, seguindo o passo a passo abaixo, conforme explicam Souza e Ripper (1998).

1. Executar furos ao longo das fissuras para colocação dos bicos injetores com diâmetro e profundidade na ordem de 10 mm e 30 mm, respectivamente, espaçados de 50 mm a 300 mm, variando com a espessura da fissura, mas obedecendo ao parâmetro de 1,5 vezes a profundidade da fissura;
2. Limpar energicamente a trinca e os furos realizados com jateamento de ar comprimido seguido de aspiração;
3. Fixar tubos plásticos nos furos feitos para a injeção, sendo o chumbamento realizado com o mesmo material que selará as fissuras na etapa 4;
4. Selar os trechos de fissura entre um furo e outro, de modo a impedir a expulsão do material de enchimento, com aplicação de cola à base de epóxi, acrílica ou poliuretânicas, pressionando-a com firmeza contra a fissura através de espátula e observando espessuras da ordem de 1 mm a 5 mm, devendo ser tão menor quanto maior for a temperatura ambiente. Aguardar 12 horas para a que a cola reaja com as paredes da fissura, protegendo a peça contra agressões mecânicas e intempéries;
5. Comprovar a eficiência do sistema por meio de aplicação de ar comprimido nos furos de injeção, atentando para a intercomunicação entre eles, isto é, se há liberação do ar inserido no furo adjacente. Quando esta condição não for satisfeita, realizar furos intermediários;
6. Executar a injeção do material de preenchimento escolhido, tubo a tubo, iniciando pelos pontos de cotas mais baixas, sempre com pressão crescente. Na aplicação em determinado ponto, o tubo imediatamente a seguir deve estar aberto e a injeção só será cessada quando houver a saída do material por ele. Feito isso, vedar o tubo de injeção usado e seguir para o subsequente. Em casos de resistência na injeção, defasar aplicações no mesmo tubo em períodos de 15 minutos, mantendo a mesma pressão. Quando for identificada a necessidade de aumento da pressão e esta for bastante elevada, ou ainda quando não houver necessidade de nenhuma pressão, fica evidente a existência de fuga do material, devendo-se suspender o procedimento até que seja sanado o problema de evasão indesejada;



Figura 33 – Injeção de resina epoxídica em fissuras.

Fonte: <http://www.hirataeassociados.com.br/tecnologiadetalhe/recuperacao-e-reforco-estrutural>
(acesso em 31/01/2015)

7. Conservar os tubos plásticos por 12 a 24 horas a partir do final do processo de injeção e, em seguida, regularizar os furos com o mesmo material de preenchimento.

4.3.2.2 *Reforço por grampeamento de fissuras*

Também designado por costura das fissuras, a técnica de grampear o concreto consiste na disposição de armadura adicional, transversal à trinca, de modo que possa suprimir o esforço de tração causador da manifestação patológica. De modo geral, é um artifício dispendido para fissuras ativas localizadas, desenvolvidas em linhas isoladas.

Deve-se considerar ainda o surgimento de novas tensões devido à ancoragem dessas armaduras, o que põe em discussão a viabilidade da técnica. Seu principal contraponto se dá pelo entendimento de que, por haver o aumento da rigidez em determinado local da peça, o esforço gerador do problema passará a atacar as áreas adjacentes. Portanto, para que se torne eficiente, o grampeamento de fissuras só deve ocorrer quando cessada a causa da fissuração.

Uma segunda e importante ressalva feita por Souza e Ripper (1998) diz que os grampos devem ser dispostos com inclinação diferente entre eles e em relação ao eixo da

fissura, além de terem comprimentos variáveis. Isto minimiza o surgimento de novas tensões em virtude de ancoragens das barras em linha única.

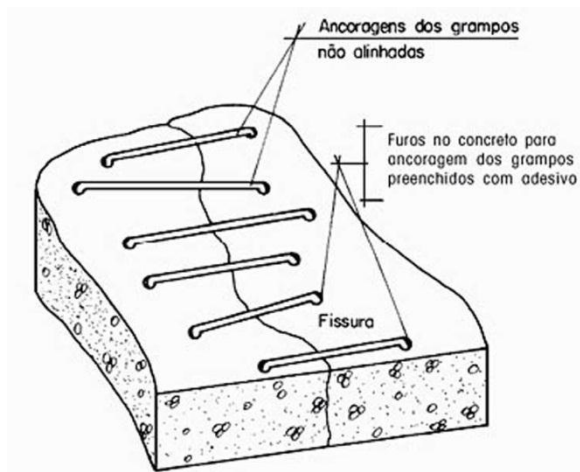


Figura 34 – Esquema de grampeamento de fissura.

Fonte: Souza e Ripper (1998)

- Procedimento: descarregar a estrutura e, em seguida, realizar rasgos superficiais na direção de colocação das barras, bem como seus furos de ancoragem. Encher os furos com resina adesiva apropriada, e injetar resina à base de epóxi ao longo de toda a fissura, de modo que a selagem ocorra em nível abaixo do rasgo de acomodação da armadura. Dispor os grampos nos berços executados e vedar os espaços entre as barras e o rasgo com o mesmo adesivo selante anteriormente utilizado.

É interessante discutir ainda outra forma de efetuar a costura das fendas causadas por tração, é a técnica de comprimir a peça através da aplicação de cabos de aço ou armadura comum, de modo a fazer oposição ao esforço de tração por meio da inserção do esforço de compressão. Este procedimento se dá pela colocação de barras ou cabos transversais à fissura, de modo que sejam amarrados nos apoios da peça, resistindo à movimentação de abertura da peça e forçando a compressão da região tracionada, o que suprime o esforço causador do problema.

4.3.2.3 Reforço com fibras de carbono

O reforço com fibras de carbono tem por função confinar a estrutura, auxiliando no trabalho resistivo à compressão, ou ainda atuar combatendo os esforços de flexão. Estes sistemas apresentam as seguintes propriedades: elevada resistência mecânica, elevada rigidez, bom comportamento à fadiga, boa resistência à cargas cíclicas, elevada resistência aos ataques químicos, inerte à corrosão, estabilidade térmica e reológica e baixo peso específico.

Tais características advêm da formação dos compostos de fibras de carbono – CFC, que permitem uma microestrutura consolidada e rígida do material. Segundo Machado (2011), o CFC é constituído por dois elementos principais e fundamentais, a matriz polimérica e as fibras de carbono, de modo que a este cabe a função absorver as tensões de tração e à primeira manter as fibras coesas, propiciando a transferência de tensões de cisalhamento entre o concreto e a fibra de carbono. É interessante notar ainda que as fibras de carbono são originadas da carbonização de fibras de polímeros orgânicos, sendo este processo o que promove o agrupamento dos milhares de filamentos de carbono formados, implicando em uma matriz microestrutural que apresenta um elevado módulo de elasticidade e considerável resistência mecânica.

Várias são as formas comerciais encontradas dos compostos, perfis, barras, laminados, tecidos bidirecionais e folhas flexíveis unidirecionais, sendo esta última a mais empregada.

A aplicação da técnica é possível em vigas – combate à flexão e ao corte, em lajes – combate à flexão, devendo o CFC estar disposto nas direções longitudinal e transversal da peça e em pilares – combate à flexocompressão.

Nos casos de flexão, o cálculo deste tipo de reforço decorre da consideração da força resultante da seção tracionada da fibra de carbono, em auxílio à atuação da armadura tracionada, no momento resistente global da peça, de modo este deve ser maior que o momento solicitante. Do mesmo modo, para reforço ao cisalhamento, deve-se recalcular os esforços solicitantes e comparar com os esforços resistivos, sendo então neste considerada a atuação do CFC. Por fim, em termos de confinamento, a introdução das fibras de carbono proporciona um efeito de pressão de confinamento na estrutura ao induzir um estado de tensão triaxial no concreto, o que implica em um considerável aumento da resistência do concreto à compressão, além de elevar a ductilidade do material. Neste último caso, o cálculo se dá pelo dimensionamento da pressão de confinamento indispensável para o reforço, o que permite a quantificação de camadas de lâminas de fibra de carbono necessárias para se alcançar tal objetivo.

- Procedimento: o processo também deve obedecer a uma sequência lógica, indicada a seguir de acordo com os estudos de Machado (2011).
 1. Preparação da superfície de concreto para o recebimento do sistema composto. Nos casos de flexão e cisalhamento, a preocupação se dá quanto à colagem, denominada de colagem crítica. Nessas situações, deve-se proceder com o jateamento da superfície por uso de jatos de areia ou limalhas metálicas, removendo os resíduos impregnados e, em seguida, efetuar a limpeza com jato de ar comprimido. Para confinamento, a preparação se dá pela garantia de uma superfície lisa e retilínea, o que, muitas vezes, requer a regularização com argamassa polimérica ou lixamento das discontinuidades e rugosidades existentes. Há ainda as situações de quinas, devendo haver o arredondamento delas, com raios de curvatura da ordem de 30 mm. Ao final dos processos, toda a superfície deve estar seca e o concreto não deve apresentar umidade intersticial, uma vez que isso pode inibir a penetração das resinas responsáveis por fazer a aderência entre os materiais;
 2. Aplicação do imprimador primário. Aos imprimadores primários cabe a função de penetração nos poros do concreto, colmatando-os. Esta etapa ocorre com o auxílio de rolos e pincéis;
 3. Aplicação do regularizador de superfície. Ocorre por meio da pasta regularizadora, cuja função é evidente, garantir uma superfície desempenada e contínua;
 4. Corte e imprimação das superfícies de carbono. O corte é realizado com tesoura metálica ou estilete apropriado, observando a área estabelecida em projeto de intervenção. A imprimação da folha de CFC, por sua vez, é iniciada pela saturação com resina de colagem, o que pode ocorrer diretamente na peça ou na superfície de contato da folha, e, em seguida, a fibra de carbono é aplicada na estrutura com o auxílio de rolos de espuma e rolos metálicos, este último com a função de promover o alinhamento das fibras e a rolagem das bolhas de ar aprisionadas no sistema;
 5. Aplicação da segunda camada de saturação. Realizada sobre a lâmina de fibra de carbono instalada, esta camada secundária tem o objetivo de envolver o elemento de reforço, garantido seu encapsulamento. Deve-se aguardar em torno de 30 minutos para a execução desta etapa.

Convém alertar que para a aplicação de várias camadas de fibra de carbono, deve-se proceder com a sequência acima para cada folha, de modo que a camada de saturação de uma não pode ser a de imprimação da subsequente, deve-se prever camadas de imprimação e saturação independentes para cada folha.

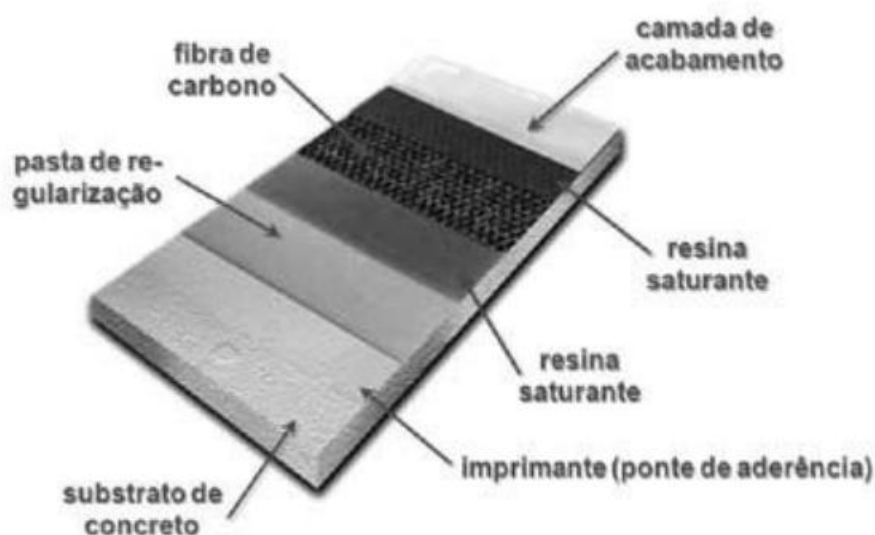


Figura 35 – Camadas do sistema composto de fibras de carbono.

Fonte: Machado (2011)

4.3.2.4 Reforço por protensão exterior

A protensão é, na verdade, uma pós-tensão aplicada à estrutura em funcionamento, que tem como objetivo reforçá-la através do incremento de capacidade resistente. A técnica é caracterizada pela inserção de uma força externa à estrutura contrária àquela que é causa do problema patológico.

Há diversas situações em que o reforço por protensão exterior cabe, como: para costura de fendas em vigas, por aplicação de uma força que gere uma deformação oposta à que deu causa ao fendilhamento; para inibição de deformação, cuja proposta é a mesma citada para o caso de costura de fendas; para redistribuição de esforços, aliviando apoios sobrecarregados ao conduzir os esforços para os adjacentes mais folgados; para aumento de capacidade de carga da estrutura.

O procedimento é variável, sendo função da situação de reforço, devendo-se observar, no entanto, de modo geral, a questão da ancoragem, tendo em vista que uma amarração mal feita pode significar o colapso do reforço, já que os elementos portantes envolvidos são ativos, isto é, apresentam tensão externa. Ao haver a perda de ancoragem, há também a redução da força exterior e, portanto, o enfraquecimento do sistema de reforço, implicando em sua ruptura quando a ancoragem é totalmente desfeita.

4.3.2.5 *Reforço por colagem de chapas metálicas*

O uso de chapas metálicas como reforço para estruturas de concreto armado é baseado na colagem desses elementos nas superfícies da peça enfraquecida, através de adesivo químico e/ou de parafusos auto fixantes. Isto permite o surgimento de uma armadura secundária que é solidária à estrutura, combatendo os esforços solicitantes assim como os demais elementos já existentes. As principais vantagens estão no baixo custo e no fato de ser uma intervenção pouco invasiva, ou seja, com alterações físicas mínimas no objeto estrutural.

No entanto, algumas preocupações são inerentes ao método, colocando em dúvida sua viabilidade. O primeiro quesito a ser avaliado é a resistência e interação aço-cola-concreto. Cánovas (1988) *apud* Reis (2001), recomenda espessuras da ordem de 1 mm para as resinas, tendo em vista que camadas mais grossas implicam em redução da resistência à tração da resina. Como os materiais que promovem a aderência entre a chapa e a estrutura devem resistir igualmente ao esforço residual solicitante, uma solução viável é o uso de chumbadores que auxiliem a cola em seu trabalho, de modo que a resina e os parafusos tenham a mesma capacidade de transferência de esforços. Outro aspecto é a ruptura frágil do sistema devido ao descolamento do concreto de cobertura da armadura, fenômeno conhecido como “peeling off”. Souza e Ripper (1998) dissertam sobre essa questão afirmando que a resistência característica à tração do sistema de chapas metálicas está condicionada à resistência do concreto a este esforço, de modo que é perigoso a concepção de reforços desta natureza para concreto com $f_{ck} < 17,5$ MPa. Sendo assim, a qualidade do concreto é fundamental para o sucesso do reforço, devendo-se avaliar se a resistência à tração que deve caber ao reforço pode ser suportada também pelo concreto existente na estrutura. O uso de parafusos inibe, da mesma forma, o desprendimento do concreto, pois fortifica o comportamento monolítico entre

o sistema de reforço e a estrutura. Um último levantamento a ser feito é a possibilidade de corrosão das chapas na sua superfície de colagem, dificultando a constatação do problema, assim como em casos de surgimento de fissuras na região de contato do concreto. Há ainda uma preocupação a ser tomada quanto à sensibilidade das resinas epoxídicas quando submetidas a elevadas temperaturas, isto é, sua baixa resistência ao fogo, devendo-se proteger o reforço contra incêndio por meio de aplicação de camada isolante à base de amianto ou vermiculita.

Apesar dos questionamentos apontados, a técnica é usual e demonstra eficiência quando tomados os devidos cuidados.

- Procedimento: o processo é iniciado pela decapagem da superfície de contato da chapa por meio de jateamento abrasivo, devendo-se proteger tal plano com filme autocolante para transporte e manuseio até o local de aplicação. Preparar por jatos de areia ou apicoar por percussão com martelo de agulhas a superfície para promover uma rugosidade uniforme da superfície de concreto, que permitirá uma melhor aderência à resina epoxídica. Em seguida, realizar a limpeza da peça com jatos de água, secando-a logo após por jateamento de ar comprimido. Aplicar a resina de colagem. Fixar a chapa metálica, observando criteriosamente o correto posicionamento da peça e pressionando-a contra a estrutura. Quando houver a existência de chumbadores, realizar os furos no concreto antes da limpeza e preenche-los com resina à base de epóxi para sua fixação, que deve ocorrer logo após a inserção da chapa. A amarração do elemento metálico à estrutura deve ocorrer ainda por pressão contínua durante as primeiras 24 horas, aguardando o endurecimento completo da resina. Esse processo se dá, por exemplo, através de escoras ajustáveis, que, apoiadas em outra superfície, possam exercer a devida compressão para a colagem do sistema à estrutura. Por fim, realizar a soldagem das juntas entre duas chapas subsequentes e então limpar as superfícies externas do reforço com escova de aço, por meio de aplicações enérgicas. Deve-se ainda efetuar o tratamento anticorrosivo das chapas, utilizando tinta à base de zinco.

4.3.2.6 Reforço pela aplicação de perfis metálicos

O uso de perfis de aço para reforçar estruturas de concreto armado obedece à mesma ideia indicada nos casos com chapa metálica, de modo que trabalhe em complementação à armadura da peça. De acordo com Souza e Ripper (1998), as estruturas assim reforçadas trabalham, no seu estado último, como elementos de concreto armado convencionais, o que potencializa a viabilização do uso de perfis metálicos, pois garante o mesmo comportamento reológico do objeto estrutural.

Em termos de cálculo, deve-se proceder inicialmente com duas hipóteses: a primeira diz respeito aos casos em que a peça estrutural já não mais apresenta condições de trabalho e o reforço deve ser dimensionado em substituição total ao elemento portante danificado; a segunda conjectura se refere às situações em que se considera apenas a diminuição da capacidade resistiva do objeto estrutural, havendo a necessidade, entretanto, de um elemento portante adjacente que complemente tal competência. No caso de comprometimento total, tem-se condições de cálculo menos complexas, partindo da ideia de que a estrutura de reforço, o perfil metálico, deve ser dimensionado para o mesmo carregamento indicado no projeto original, podendo haver acréscimo de carga quando houver mudança de uso concomitante à deterioração da estrutura que ocasione perda de resistência; entretanto, a intervenção é mais onerosa, tendo em vista a relação direta entre carregamento e área de aço. De outro modo, no caso de complementação à seção existente, o perfil metálico é dimensionado de forma mais complexa, devendo-se observar o descarregamento da peça estrutural como conduta condicional para o sucesso da intervenção, visto que o reforço, quando aplicado a uma estrutura em carga, só atuará para novos carregamentos que porventura surgirem, não sendo dispendido para os esforços solicitantes existentes; o adequado uso de reforços por complementação, portanto, se dá pelo descarregamento correto da estrutura e pela adoção dos devidos cuidados na aderência entre perfil e concreto.

Outro fator a ser considerado é o trabalho em conjunto de chapas e perfis metálicos, de modo que aqueles são usados para o travamento desses, auxiliando no confinamento da estrutura existente e na atuação em estado monolítico entre os materiais novos e antigos.

- Procedimento: o processo é bastante semelhante ao descrito no item anterior, de modo que o tratamento das superfícies, tanto metálicas como do concreto, são idênticas. Após a execução destes processos de preparação e limpeza, posicionar cuidadosamente os perfis e realizar seu chumbamento, com parafusos, na estrutura existente. Em seguida, dispor tubos plásticos, espaçados em torno de 20 cm, ao longo do perímetro da região de contato entre o aço e o concreto, em virtude da injeção de

resina colante e então realizar a vedação dos comprimentos entre os tubos e ao redor dos chumbadores, utilizando a mesma resina adesiva, geralmente à base de epóxi ou grout. A pressão de injeção deve ser rigorosamente controlada.

4.3.2.7 Reforço por aumento da seção transversal existente

Método mais usual no Brasil, o aumento das áreas de aço e/ou de concreto é um processo que decorre da inserção de novos montantes dos elementos estruturais em questão, de modo que trabalhem em solidariedade à peça elevando o seu poder de carga.

À grosso modo, esses reforços são viáveis para todos os casos de solicitação mecânica, devendo-se avaliar, contudo, os mesmos questionamentos levantados anteriormente a respeito da condição de trabalho da estrutura danificada, bem como a questão do descarregamento, tendo em vista que essa é uma intervenção mais invasiva quando comparada aos dois casos anteriores.

No âmbito do cálculo, o procedimento se dá obedecendo também às normas de projeto de estruturas de concreto armado, de tal forma que a diferença para um dimensionamento convencional reside no estabelecimento prévio das áreas necessárias de aço e/ou concreto, cabendo ao calculista patologista os trabalhos de verificação de estabilidade e de projeção dos procedimentos executivos de recuperação e reforço.

- Procedimento: a realização de reforços por complementação da seção transversal é uma técnica que varia de acordo com a situação e com a peça em questão. No entanto, em uma visão global, a sequência se mantém pela limpeza e preparação da superfície do substrato seguida pela colocação do reforço, que, neste caso, ocorre pela disposição inicial das fôrmas, depois a nova armadura e, por fim, a concretagem com material convencional, grout ou argamassa, a depender da profundidade. Observa-se que a aderência é promovida pelo adequado apicoamento do substrato, sendo necessária a aplicação de resina epoxídica em casos de carregamentos muito elevados. Outro fator relevante é que o concreto projetado é uma excelente opção, devido à sua aplicação eficiente e rápida.

5 METODOLOGIA

O processo global de estudo da(s) doença(s) em um sistema estrutural provém da sequência já citada: anamnese, diagnóstico, prognóstico e prescrição. Neste trabalho, o escopo reside na patologia estrutural de duas obras edificadas, situadas no Campus I da Universidade Federal da Paraíba, são o Laboratório de Sistemas de Refrigeração por Adsorção e a Garagem UFPB, sendo ambos os prédios galpões concebidos com estruturas de concreto armado.

A seguir, serão discutidas as manifestações, causas e efeitos para as duas edificações, tendo como objetivo a elaboração de projetos de intervenção adequados para a recuperação e reforço das estruturas em questão, os quais serão abordados no capítulo subsequente.

5.1 Laboratório de Sistemas de Refrigeração por Adsorção - LABRADS

5.1.1 Anamnese

Esta etapa se caracteriza pelo levantamento de dados sobre a estrutura, bem como pela análise/inspeção para avaliação do problema. Algumas informações importantes são a idade do sistema, o processo construtivo adotado, características e disposições geométricas, condições de exposição ao ambiente e, quando possível, acesso ao projeto estrutural. A anamnese é concluída com a análise da problemática, indicando as manifestações encontradas e avaliando as possíveis causas do problema, bem como relatando a existência de materiais, compostos inseridos no ambiente ou situações que podem ter provocado a doença.

Vinculado ao Centro de Energias Alternativas e Renováveis – CEAR, da Universidade Federal da Paraíba, o Laboratório de Refrigeração por Adsorção – LABRADS – está situado no Campus I desta universidade e tem por suas instalações um galpão em estrutura de concreto armado, sendo os pilares e as vigas moldados in loco e as lajes pré-moldadas e armadas em uma direção, com vedações em alvenaria vazada e coberta em fibrocimento.

Em junho de 2014, o Centro em questão apresentou à UFPB, através do processo de número 23074.033548/2014-81, os problemas estruturais existentes nesta edificação, solicitando providências. Concomitantemente, a pedido do professor responsável pelo

laboratório, Antônio Pralon, o professor desta instituição e engenheiro civil Normando Perazzo Barbosa emitiu um laudo referente à visita técnica realizada no local, apresentando uma proposta de intervenção.

Obteve-se a informação de que o prédio possui aproximadamente quatro (4) anos de existência, caracterizando-o como recente. Além disso, outro relato importante é o de que houve um acréscimo de sobrecarga na estrutura, não prevista em projeto, com a distribuição de painéis solares na cobertura do galpão, na ordem de 15 Kgf/m² ou 0,15 KN/m², como ilustra a figura 5 a seguir.



Figura 36 – Coberta do LABRADS.

Fonte: Acervo pessoal.

Ao perceberem o mau comportamento da estrutura, os responsáveis pela edificação providenciaram a colocação de vigas de travamento, no sentido do menor vão, na tentativa de minimizar as deformações apresentadas. Figura 6.



Figura 37 – Vigas de travamento LABRADS.

Fonte: Acervo pessoal.

Em visita ao LABRADS para realização de inspeção visual, puderam-se constatar as expressões patológicas existentes: deflexões excessivas das vigas que apoiam as lajes, seções pequenas das vigas e pilares, quadros fissuratórios no meio dos vãos e em alguns apoios dos vigamentos, exposições de armaduras e nichos no concreto.

A figura 39 apresenta a planta baixa de locação dos pilares e vigas principais da estrutura, além de indicar as seções dos elementos portantes.

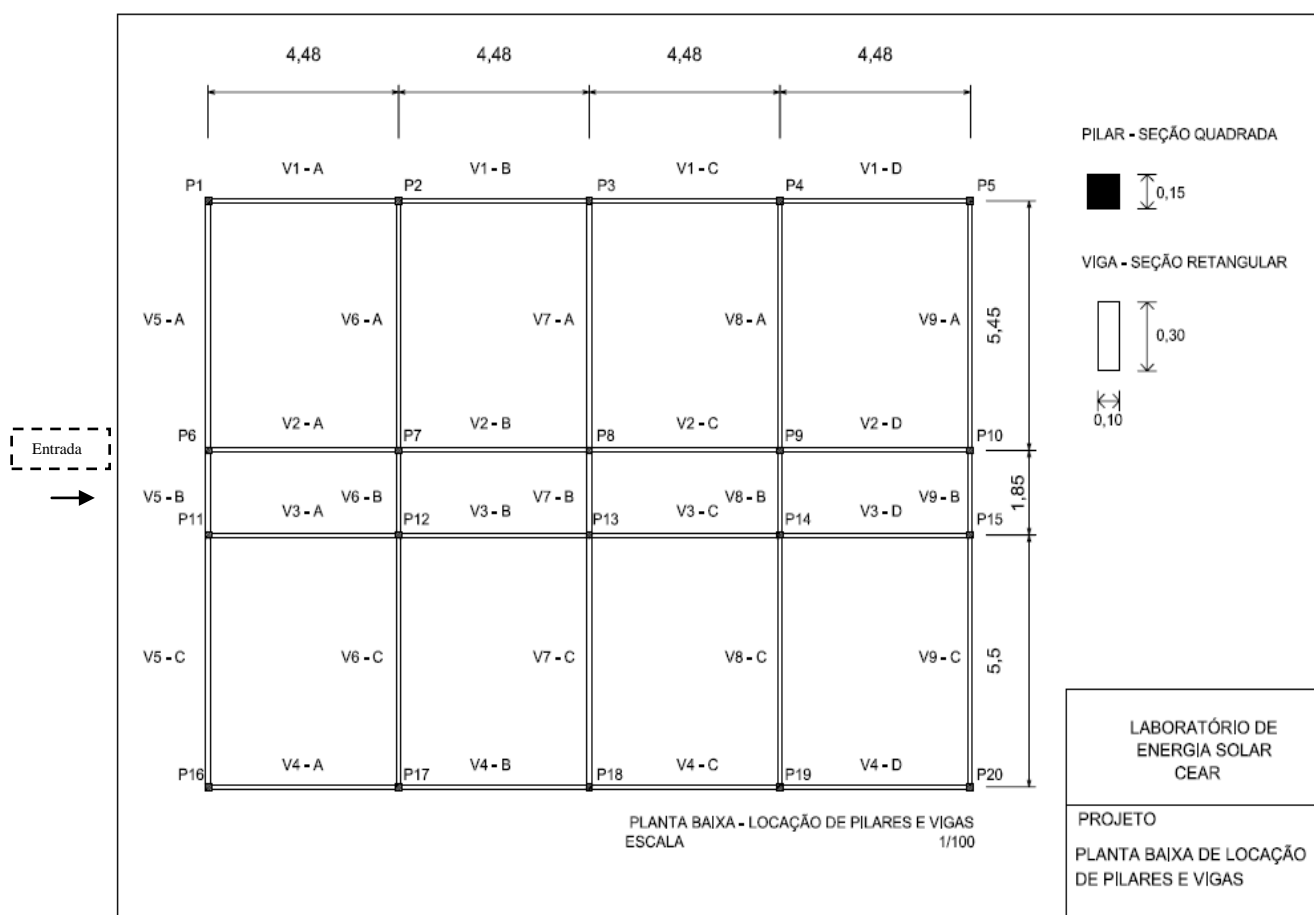


Figura 38 – Planta baixa de locação de pilares e vigas LABRADS.

Fonte: Acervo pessoal.

5.1.2 Diagnóstico

A fim de um melhor entendimento acerca das condições da estrutura, realizaram-se os ensaios de esclerometria e de profundidade de carbonatação.

O primeiro é despendido pelo uso do equipamento esclerômetro, cujo objetivo é a indicação da resistência do concreto existente. O procedimento é regido pela NBR 7584:2012 – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio e se dá pela aplicação mínima de nove impactos em determinada região do elemento estrutural, sendo anotados os respectivos valores de cada choque. Realizou-se o ensaio em quatro pontos, isto é, em quatro pilares distintos, o P6, o P1, o P5 e o P18. De posse dos dados, foram efetuados os cálculos aritméticos devidos, obtendo-se os seguintes resultados:

Área	Pilar	Valor do impacto									Média	Média corrigida (IE)	Resistência aproximada (MPa)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9			
1	P6	28	28	28	28	28	28	30	30	33	29,00	28,50	18,70
2	P1	28	32	32	30	27	34	28	28	32	30,10	30,00	20,10
3	P5	24	25	22	27	30	29	28	21	23	25,44	25,40	13,80
4	P18	31	31	30	30	30	30	29	30	30	30,30	30,30	20,10

Obs.: Em vermelho, valores que se afastam de mais ou menos 10% da média e são descartados.

Os valores de resistência foram obtidos mediante tabela do fabricante e indicam uma média final de 18,20 MPa. Entretanto, para efeito de cálculo e a favor da segurança, admite-se que a resistência característica (f_{ck}) do concreto é de 15 MPa.

O outro ensaio realizado foi o de profundidade de carbonatação, em que o procedimento se dá pela execução de um furo no elemento estrutural com posterior aplicação de fenolftaleína, indicador ácido-base que demonstra se houve redução do pH a partir da carbonatação do concreto. Os pilares 1 e 11 foram os que sofreram o exame e os equipamentos utilizados foram: uma furadeira Bosch GSB 19-2, uma broca 12 mm, um frasco com 30 ml de fenolftaleína e uma trena comum. A profundidade carbonatada aferida na pior situação foi de 15 mm, aproximadamente. A figura 40 abaixo ilustra um dos ensaios.



Figura 39 – Furo no pilar 1 com aplicação de fenolftaleína.

Fonte: Acervo pessoal.

Desse modo, pode-se realizar um diagnóstico parcial afirmando que o concreto apresenta uma resistência característica razoável, bem como um grau de carbonatação considerável, o que se dá em virtude da elevada porosidade do concreto. Além disso, observou-se espessuras de cobrimento de 0 mm a 20 mm, evidenciando uma desconformidade com a norma de concreto brasileira – NBR 6118, assim como pontos de corrosão. Cabe ressaltar que o baixo resultado esclerométrico apresentado pelo P5 está relacionado ao fenômeno de corrosão existente em maior intensidade neste elemento.

No entanto, para concluir o diagnóstico é preciso indicar a origem das deformações excessivas e fissuras encontradas nas vigas da edificação. Em virtude da reduzida seção destes objetos estruturais e da flexibilização de todo o vigaento principal, a hipótese primeira acerca da causa do problema é a de modelização inadequada da estrutura.

Para avaliar tal suposição, analisou-se um modelo de pórtico, referente àquele mais carregado no sistema estrutural em questão, no programa FTOOL, de modo a se obter a máxima deformação da estrutura submetida ao carregamento e com as características existentes. Assim, pode-se avaliar qual a flecha atual e compará-la ao limite da norma regulamentadora brasileira, indicando se há realmente excesso de deflexão devido à falta de inércia da seção ou erros de apoio. De acordo com a NBR 6118, em seu item 13.3, o limite para flechas em estruturas fletidas em laboratórios é dado de acordo com o fabricante do material que carregará a estrutura, neste caso as placas solares.

Tabela 13.2 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^{(1)}$
	Pavimentos que			$l/350+$
Efeitos estruturais em serviço	devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	contraflecha ⁽²⁾
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
				$l/750^{(3)}$ ou

Figura 40 – Limites para deslocamentos – NBR 6118.

Fonte: Acervo pessoal.

Entretanto, não foi possível o levantamento dessa informação por parte do fabricante. Dessa forma, por critério de segurança e em razão de restringir qualquer desconforto aos usuários, optou-se por limitar a esse valor de flecha em $L/500$. Portanto, para o maior vão, de 5,50 m, tem-se que a deflexão máxima admitida para os elementos fletidos é de 11 mm.

Antes da análise no FTOOL, é preciso calcular qual o carregamento atuante no vigamento mais solicitado, isto é, para qualquer um dos pórticos internos do sistema. Optou-se pelo pórtico constituído pelos elementos V7, P3, P8, P13 e P18. A seguir são descritos os cálculos e demonstrados os diagramas relativos.

Para a definição do carregamento nessa viga, são necessários os cálculos/indicação das cargas verticais atuantes. Neste caso, tem-se a contribuição das lajes e o peso próprio da viga que atuam como cargas gravitacionais. Vejamos a seguir.

Reação das lajes. De acordo com Carvalho e Filho (2013), a reação da laje na viga que apoia as nervuras pré-moldadas é dada por $p_{laj e} = p \cdot l_x / 2$, tal que: $p_{laj e}$ – reação da laje; p – carregamento uniformemente distribuído no pavimento; l_x – comprimento do vão da laje paralelo à nervura. A seguir, tem-se o cálculo do carregamento p atuante na cobertura do Laboratório.

$$p = q + g + s$$

q – carga acidental: para laje de cobertura, esta contribuição é desconsiderada.

g – peso próprio: para lajes pré-moldadas, o peso próprio adotado é de 1,5 kN/m².

s – sobrecarga: a sobrecarga neste caso é constituída pelo peso das placas solares, já indicado por $0,15 \text{ KN/m}^2$, acrescido do peso das telhas de fibrocimento, dado por $0,20 \text{ KN/m}^2$

Portanto,

$$p = 1,5 + (0,15 + 0,2) = 1,85 \text{ KN/m}^2$$

Logo, para a viga V7, tem-se que a contribuição em carga das duas lajes que este elemento apoia é de duas vezes p_{laje} , cujo $l_x = 4,48\text{m}$:

$$p_{laje,V7} = 2xp_{laje} = 2x \left(\frac{1,85 \times 4,48}{2} \right) = 8,30 \text{ KN/m}$$

Peso próprio. Sendo $\gamma_{\text{concreto}} = 25 \text{ KN/m}^3$ e a seção da viga de $0,10 \times 0,30 \text{ m}$, tem-se que:

$$g = 25 \times 0,10 \times 0,30 = 0,75 \text{ KN/m}$$

Assim, o carregamento atuante no trecho A da viga V7 é dado por:

$$p_{V7} = 8,30 + 0,75 = 9,05 \approx \mathbf{9,10 \text{ KN/m}}$$

Definido o carregamento da viga do pórtico em questão, tem-se a seguinte configuração do sistema carregado:

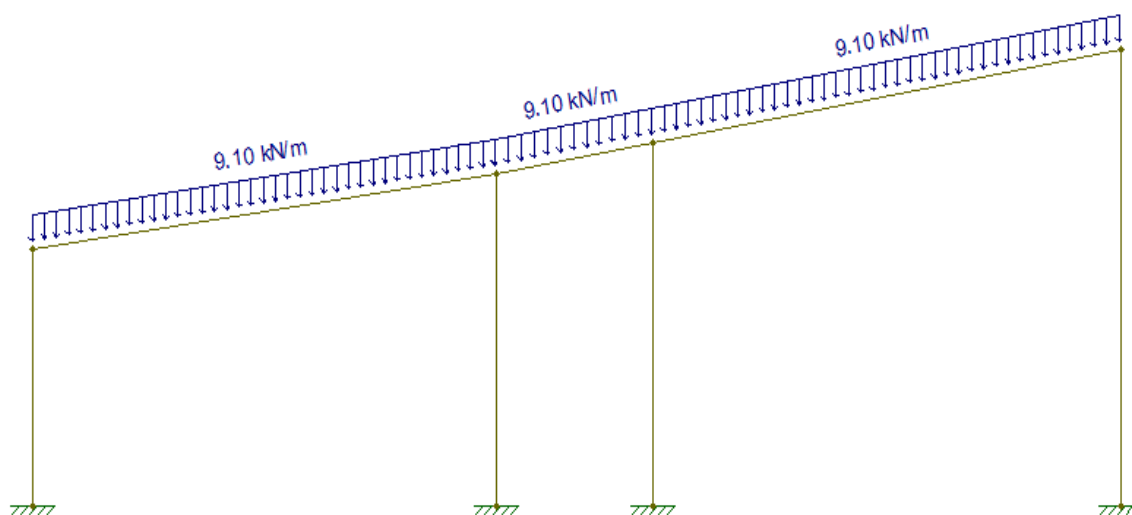


Figura 41 – Esquema de carregamento do pórtico mais solicitado - LABRADS.

Fonte: Acervo pessoal.

Para que haja a indicação da deflexão máxima da viga, é necessária a determinação da rigidez (EI) da peça. Sabe-se que na estrutura atuam o concreto e o aço, entretanto, como indicam Carvalho e Filho (2013), em geral pouco difere as características geométricas quando

consideradas seção bruta ou homogeneizada, sendo, portanto, calculada a inércia a partir da seção bruta sem consideração da armadura. O módulo de elasticidade considerado foi o do concreto para análise de estado limite de serviço, ou E_{cs} , dado por:

$$E = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \sqrt{15} \approx 18500 \text{ MPa}$$

Assim, lançando no programa FTOOL as características geométricas e o carregamento atuante, pode-se encontrar uma flecha máxima real de 13,9 mm, como indica a figura 42 abaixo.

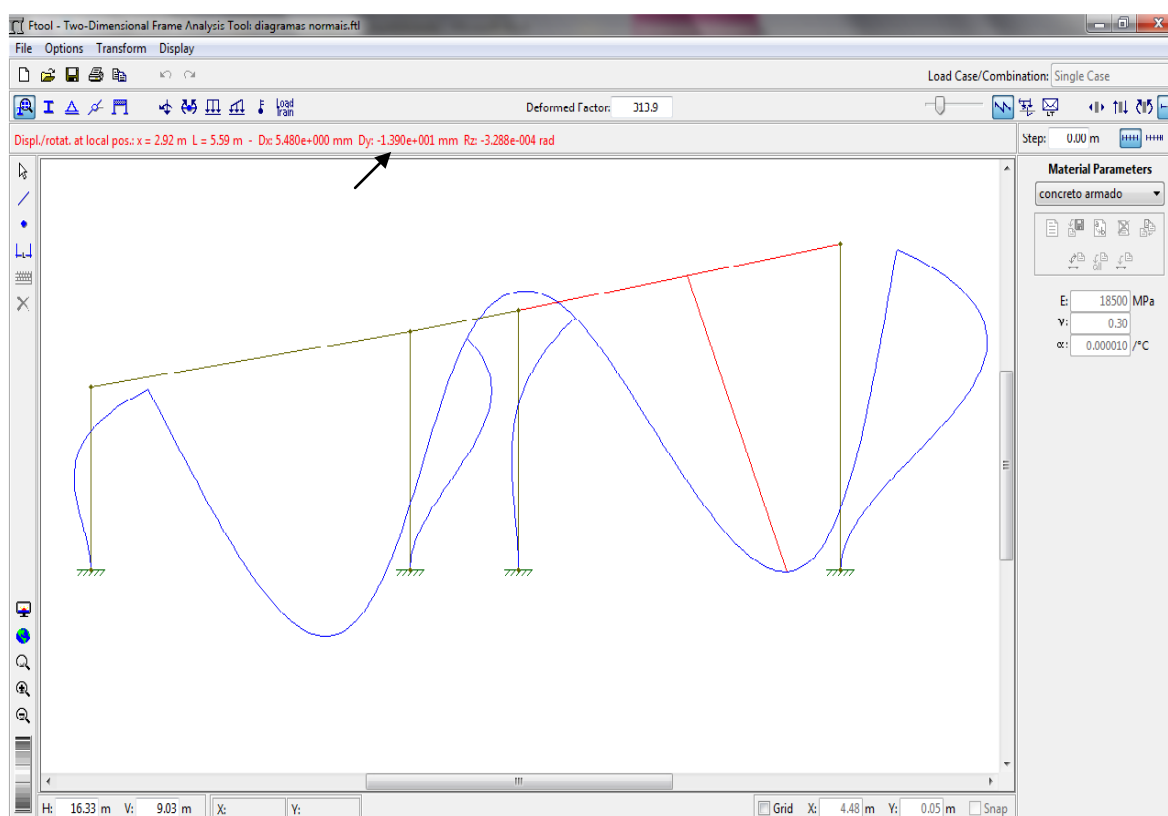


Figura 42 – Indicação da flecha máxima do pórtico mais solicitado - LABRADS.

Fonte: Acervo pessoal.

Comparando ao limite de $L/500$, que resulta em 11 mm, percebe-se que a situação atual não atende à restrição adotada. Portanto, pode-se afirmar que a causa do problema de deformação excessiva está relacionada à inadequada modelização da estrutura no que diz respeito à sua rigidez, tendo em vista que a deflexão é calculada em função deste parâmetro.

Em suma, o diagnóstico dado para o caso é: a estrutura do LABRADS apresenta duas manifestações patológicas principais – redução de seção de armaduras e deformações excessivas das vigas do sistema. Sendo assim, pode-se afirmar que a diminuição de área de

aço se dá em virtude do fenômeno de corrosão eletroquímica, originado pela carbonatação do concreto que despassiva a armadura tornando-a suscetível ao ataque dos agentes de corrosão, havendo potencialização do processo em virtude das baixíssimas espessuras de cobrimento encontradas; as flechas excessivas, por sua vez, são decorrentes de erro humano na modelização da estrutura, tendo em vista a seção reduzida dos elementos estruturais. É importante notar que, devido à indisponibilidade do projeto estrutural, é possível que a causa do problema de deflexão advinha de equívoco de execução, tendo em vista que a viga pode ter sido projetada em seção T, por exemplo, e ter sido executada em seção retangular, alterando o comportamento da estrutura. Portanto:

- Manifestações patológicas: deflexões excessivas das vigas que apoiam as lajes, seções pequenas das vigas e pilares, quadros fissuratórios no meio dos vãos e em alguns apoios dos vigamentos, exposições de armaduras e nichos no concreto.
- Origem: etapa de projetos ou etapa de execução.
- Causa: espessuras de cobrimento reduzidas e inércia inadequada das seções de vigas.
- Sintomatologia: redução da capacidade resistiva do material, perda de aderência entre o aço e o concreto, sobrecarga da estrutura e falta de rigidez.

5.1.3 Prognóstico

Tem-se clara a existência de duas problemáticas principais: corrosão das armaduras e deformação excessiva de vigas. Desse modo, para o fenômeno de oxirredução, em caso de prosseguimento do processo, pode-se alcançar reduções tão significativas de áreas de aço de modo que levem ao rompimento da armadura, anulando qualquer contribuição resistiva do componente partido. Em termos de deflexão, deve-se analisar a situação do âmbito do efeito de fluência, o qual tende a potencializar as deflexões e então elevar o quadro fissuratório dos elementos estruturais. Além de reduzir a capacidade resistiva do concreto, o aumento da quantidade, das espessuras e dimensões das fissuras implicam no aumento de pontos de propensão à difusão de agentes agressores ao interior do concreto; tendo em vista a existência corrente de corrosão eletroquímica, esses novos caminhos podem agravar os ataques corrosivos.

Outro fator a ser considerado é o aumento da extensão das fissuras, de modo que isso pode reduzir a área de concreto comprimida, propiciando o esmagamento do concreto.

5.2 Garagem UFPB

5.2.1 Anamnese

Sob responsabilidade da Prefeitura Universitária da UFPB, a Garagem desta universidade foi edificada em 1968 e está situada externamente e ao lado do seu Campus I, cujas instalações são caracterizadas por galpões integrados que resultam nas edificações: Garagem e Oficina. No mesmo terreno, encontram-se ainda a marcenaria, o ambiente de lavagem dos veículos e o prédio de administração.

Objeto de estudo deste trabalho, a garagem tem por função proteger e armazenar os veículos da instituição, além de proporcionar local adequado para manutenções periódicas aos automóveis. Sendo assim, a edificação é constituída por cobertas em fibrocimento apoiadas em estrutura mista composta por madeira e pórticos em concreto armado pré-moldado.

Em maio de 2014, o então coordenador de manutenção da Prefeitura Universitária em questão apresentou à UFPB, através do processo de número 23074.022713/2014-70, os problemas estruturais existentes nesta edificação, solicitando “vistoria técnica nos elementos pré-moldados do galpão da garagem, uma vez que foi detectado desgastes nas bases fixadas ao solo”.



Figura 43 – Garagem UFPB.

Fonte: Acervo pessoal.

Uma inspeção técnica, em caráter de anamnese, foi realizada no local e então se pôde constatar que os pórticos apresentam, de modo generalizado, manifestações patológicas nas bases dos pilares, expressando elevados graus de corrosão das armaduras e de desagregação do concreto, além de fissuras paralelas às barras longitudinais e espessuras de cobrimento que variam de 0 mm a 20 mm. Outra observação importante é o fato de que o concreto apresenta considerável densidade de agregado graúdo.

5.2.2 Diagnóstico

Para a obra em questão, tem-se que o problema ocorre em intensidade nas bases dos pilares, havendo inclusive ruptura de barras de aço.



Figura 44 – Deterioração de base de pilar com ruptura de armadura longitudinal - Garagem.

Fonte: Acervo pessoal.

Tendo em vista a existência de uma problemática principal, dada pelo fenômeno de corrosão das armaduras, é indicada como hipótese primeira de causa a carbonatação do concreto seguida de corrosão eletroquímica, acontecimento bastante comum em garagens devido à elevada concentração de dióxido de carbono. Para analisar tal proposição, foram despendidos os ensaios de esclerometria e de profundidade de carbonatação na estrutura, para

viabilizar a análise das condições do concreto existente. Os exames foram realizados, para cada pilar ensaiado, em dois pontos, um na base e outro a meia altura, em virtude de o problema se configurar localmente na região inferior e então ser possível a análise do comportamento do material ao longo do objeto estrutural.

A esclerometria foi realizada em quatro pilares escolhidos aleatoriamente e em oito pontos, conforme indica a tabela abaixo:

Área	Pilar	Local	Valor do impacto									Média	Média corrigida (IE)	Resistência aproximada (MPa)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9			
1	P1	Meio	54	55	56	53	58	58	54	53	54	55,00	55,00	58,60
2	P1	Base	58	58	60	58	58	58	60	56	58	58,22	58,22	-
1	P2	Meio	56	56	57	58	58	54	54	54	54	55,66	55,66	-
2	P2	Base	56	60	59	58	58	60	60	60	58	58,77	58,77	-
1	P3	Meio	58	54	56	52	53	58	54	58	54	55,22	55,22	-
2	P3	Base	56	62	52	62	62	63	57	58	55	58,55	59,40	-
1	P4	Meio	58	62	56	58	58	54	55	57	55	57,00	57,00	-
2	P4	Base	64	58	58	56	58	58	58	58	57	57,66	57,63	-

Obs.: Em vermelho, valores que se afastam de mais ou menos 10% da média e são descartados.

Devido à limitação do Índice Esclerométrico (IE) em 55 na tabela do fabricante, não foi possível a aferição da resistência em todas as áreas ensaiadas. Desse modo, sendo o limite superior da tabela de 58,60 MPa e sendo este valor relativo à área 1 do P1, adota-se que a resistência mínima a ser considerada é de 58,60 MPa, indicando ainda um concreto de elevada resistência à compressão. A variação entre os IE das áreas de meio e de base em cada pilar não são significantes, apontando uma homogeneização da resistência do componente de cimento.



Figura 45 – Execução de marcação para o ensaio de esclerometria.

Fonte: Acervo pessoal.

Quanto ao ensaio de profundidade de carbonatação, também foi realizado na base e a meia altura do pilar, onde não há manifestações patológicas visuais. As figuras 45, 46 e 47 demonstram o ensaio, realizado em dois pilares selecionados aleatoriamente.



Figura 46 – Execução de furo em pilar para ensaio de profundidade de carbonatação.

Fonte: Acervo pessoal.



Figura 47 – Indicação da profundidade de carbonatação por meio de fenolftaleína.

Fonte: Acervo pessoal.



Figura 48 – Medição da profundidade de carbonatação.

Fonte: Acervo pessoal.

As medições indicam uma profundidade máxima de carbonatação da ordem de 9 mm, como ilustra a figura 47, sendo esta profundidade aferida tanto para os pontos na base como a

meia altura do pilar. Desse modo, pode-se concluir que o fenômeno de carbonatação existente no sistema não é o responsável por desencadear a corrosão do aço dos elementos danificados, tendo em vista que a profundidade máxima identificada não representa o cobrimento de 15 mm existente para as armaduras longitudinais.

Portanto, está descartada a possibilidade de corrosão eletroquímica em virtude da ação do anidrido carbônico. Entretanto, sabe-se que a corrosão é um fenômeno existente e causa da deterioração da estrutura, sendo necessária a indicação do mecanismo de corrosão.

Uma suposição para tal fenômeno é a de aeração diferencial. Este evento ocorre quando, em uma mesma estrutura, duas regiões vizinhas apresentam concentrações de oxigênio distintas, promovendo o surgimento de uma diferença de potencial nas barras de aço, sendo a zona de baixo teor a anódica e a de elevada taxa a catódica. Desse modo, há o desenvolvimento do efeito de pilha, em que o cátodo recebe elétrons do ânodo, promovendo a corrosão das barras na região de baixo teor de O_2 . É válido ressaltar que os elétrons liberados para as zonas catódicas decompõe as moléculas de água e o produto, em contato com o oxigênio, produz grupos hidroxílicos, elevando o pH da região.

Esse tipo de corrosão é comum em estruturas imersas em dois meios diferentes, isto é, água e ar ou solo e ar, como é o caso em questão. Desse modo, para a ocorrência da garagem UFPB, a zona anódica nas barras de aço das bases dos pilares é aquela inserida no solo, onde há baixa concentração de O_2 ; já a zona catódica é a que está exposta ao meio ambiente, onde se pode identificar a deposição dos produtos da corrosão. Além disso, evidenciam também a corrosão por aeração diferencial na situação em questão os fatos de que os rompimentos que ocorreram se deram exatamente nas interfaces solo-ar, que o entorno das barras de aço é um meio alcalino – pH elevado – e que a corrosão se deu de forma localizada na base do pilar.

Contudo, em virtude dos produtos expansivos de corrosão, houve a desagregação do concreto e o surgimento de fissuras paralelas às barras, o que provocou a intensificação da corrosão das armaduras, levando ao quadro generalizado de deterioração das armaduras, inclusive com rupturas de elementos de aço.

O diagnóstico, portanto, para o problema patológico da edificação em discussão, é o de corrosão por aeração diferencial, potencializada pela posterior corrosão eletroquímica. Sendo assim, esta é uma problemática de origem na etapa de uso, mas que está diretamente relacionada às etapas de concepção e execução, tendo em vista que as reduzidas espessuras de cobrimento e a características porosa do concreto potencializam o mecanismo deletério. Além

disso, pode-se concluir que, devido à região anódica estar inserida no solo, as armaduras de fundação podem estar igualmente corroídas.

- Manifestações patológicas: desagregação do concreto, redução de seções das armaduras, alteração da coloração das barras de aço para cor vermelho alaranjada, fissuração paralela às barras longitudinais e exposição de armaduras.
- Origem: etapa de concepção, etapa de execução e/ou etapa de uso.
- Causa: corrosão por aeração diferencial nas superfícies das peças, espessuras de cobrimento pequenas e porosidade elevada do concreto.
- Sintomatologia: redução da capacidade resistiva do material e perda de aderência entre o aço e o concreto.

5.2.3 Prognóstico

Tendo em vista o rompimento de algumas barras de aço, pode-se afirmar que a continuação do processo corrosivo pode levar à excessiva redução da capacidade resistiva da estrutura, comprometendo ainda mais o seu desempenho.

No panorama atual, a corrosão está localizada na região inferior da estrutura, mas com o decorrer do tempo, o processo tende a se estender ao longo de toda a armadura.

6 RESULTADOS

Este capítulo tem por intuito apresentar as duas propostas de solução de recuperação e reforço para as obras em questão neste trabalho, de modo que culminam na conclusão do estudo patológico, pois caracterizam as prescrições relativas a cada caso.

6.1 Prescrição Laboratório de Sistemas de Refrigeração por Adsorção - LABRADS

A partir da identificação no diagnóstico de que as vigas não atendem aos limites de deflexão considerados, a prescrição deste caso se dá pelo aumento da rigidez das peças, caracterizando uma intervenção de reforço. Isto pode ocorrer, como discutido anteriormente, através de chapas ou perfis metálicos, por uso de folhas de fibras de carbono ou por aumento da seção transversal da peça. Tendo em vista as dificuldades locais em termos de execução de reforços, opta-se pela intervenção por aumento de seção transversal da viga. Quanto à constatação de corrosão das armaduras dos pilares e vigas devido à reduzida espessura de cobrimento, deve-se prever o tratamento das armaduras e o aumento da camada protetora de concreto. Outro fator que deve ser motivo para intervenção é a reduzida seção dos pilares, de modo que se faz necessário a verificação da correta seção para esses elementos e, se preciso for, o dimensionamento da nova seção adequada, podendo-se prever, assim como nas vigas, um aumento de seção dos elementos.

Para as deformações excessivas das vigas, utilizando novamente o programa FTOOL, indicam-se novas seções para que se avalie a deflexão desses objetos estruturais, de modo a se definir a nova seção apropriada quando o limite de $L/500$ não for mais ultrapassado.

Para uma primeira tentativa, adota-se uma seção de 12x30 cm e verifica-se a deflexão máxima no programa, como segue na figura 49.

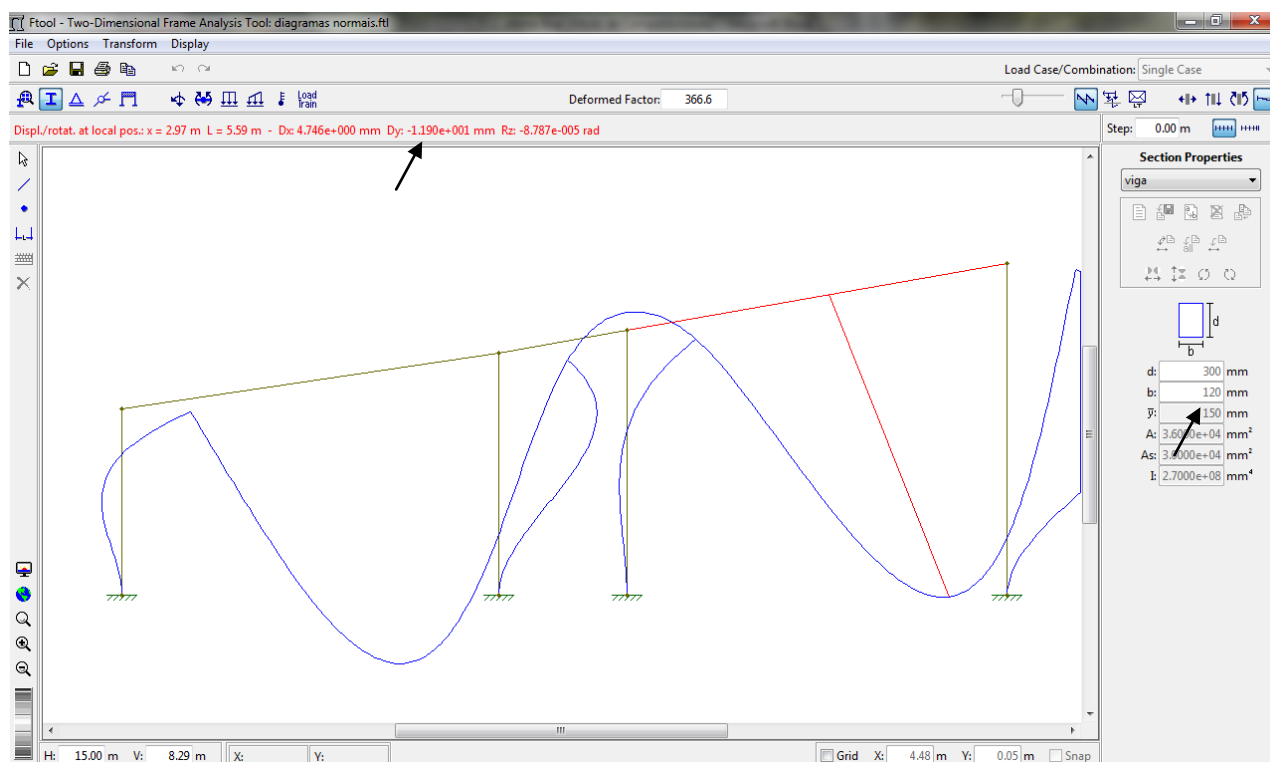


Figura 49 – Aferição da deflexão máxima para seção de viga 12x30 - FTOOL.

Fonte: Acervo pessoal.

Percebe-se que para esta seção a deformação máxima da viga é de 11,90 mm, implicando ainda em insatisfação ao limite de 11 mm definido. Para uma nova tentativa, adota-se uma seção que eleve a inércia exponencialmente em grau 3, isto é, aumentando a altura da seção, cujas dimensões são 15x40 cm. Ressalta-se que o acréscimo na dimensão horizontal decorre da também necessidade de aumento da espessura de cobrimento, devendo-se avaliar posteriormente se há compatibilidade com a norma. A figura 50 indica a deflexão máxima encontrada.

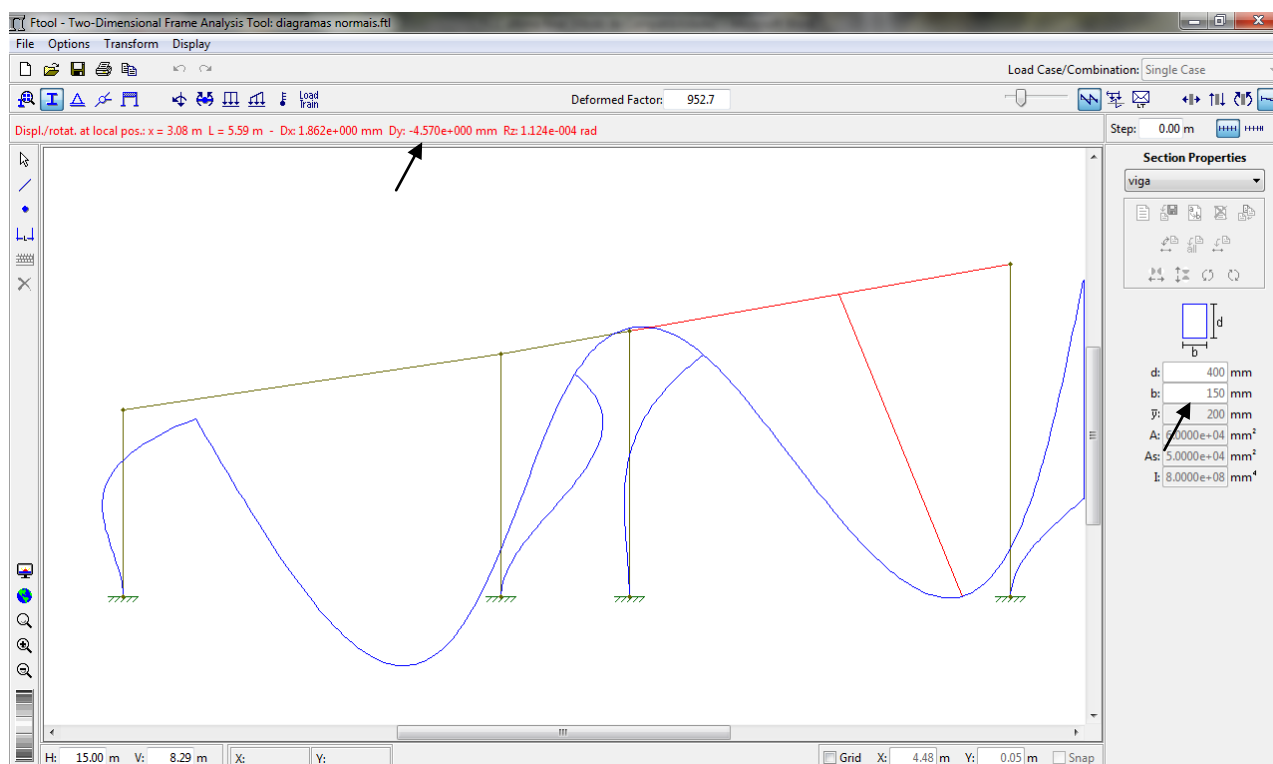


Figura 50 – Aferição da deflexão máxima para seção de viga 15x40 - FTOOL.

Fonte: Acervo pessoal.

O valor aferido foi de 4,57 mm, bastante favorável ao limite de 11 mm fixado.

Portanto, o aumento de seção das vigas para 15x40 satisfaz as condições de serviço para o carregamento atuante no laboratório do CEAR, devendo-se assim detalhar o processo de execução. Contudo, tendo em vista a ausência do projeto estrutural, a consideração da armadura existente como contribuinte para a resistência aos esforços solicitantes se torna inviável, de modo que se optou por dimensionar uma nova área de aço A_s para o carregamento total atuante nas vigas, tal que as novas barras operem reforçando a estrutura existente, ou seja, que entrem em serviço quando os elementos viventes não mais resistirem

totalmente à carga solicitante, mas apenas parcialmente ou até mesmo quando perderem a capacidade de oposição.

Desse modo, a partir da seção já definida de 15x40 cm e do momento máximo de 23,60 KN.m indicado pelo programa FTOOL, dimensiona-se a nova área de aço, como segue:

Dados: seção 15x40; $M = 23,60 \text{ KN.m} \rightarrow M_d = 1,4 \cdot 23,60 = 33,04 \text{ KN.m}$; classe II – espessura de cobrimento de 30 mm; $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$; aço CA-50 - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

1) Atribuição de um valor para a altura útil (d)

Deve-se estipular um valor para d adotando uma área de aço avulsa. Escolhendo uma camada de 2Φ20.0, considerando um diâmetro mínimo de estribo de 0,5 cm e uma espessura de cobrimento de 3 cm, tem-se uma área útil:

$$d = 40 - 3 - 0,5 - 1 = 35,5 \text{ cm}$$

2) Verificação do domínio

Define-se como dimensionamento ideal aquele em que o domínio se encontra entre o 3 e o 4, quando a seção é subarmada. Para garantir tal condição, segue:

$$K_{II,CALC} = \frac{0,355}{\sqrt{33,04/0,15}} = 0,024$$

$$K_{II,2-3} = \sqrt{\frac{1,4}{0,85 \cdot \left(\frac{15000}{1,4}\right) \cdot 0,8 \cdot 0,26 \cdot 0,896}} = 0,029$$

$$K_{II,3-4} = \sqrt{\frac{1,4}{0,85 \cdot \left(\frac{15000}{1,4}\right) \cdot 0,8 \cdot 0,63 \cdot 0,748}} = 0,0202$$

Como $K_{II,2-3} > K_{II,CALC} > K_{II,3-4}$, então Domínio 3! Para confirmar, calcula-se $K_x = 0,399$ e vê-se que está entre os limites do domínio 3 que são 0,26 e 0,63.

3) Cálculo da área de aço A_s

$$A_s = M_d / K_z \cdot \sigma_{sd} \cdot d = 33,04 / (1 - 0,4 \cdot 0,399) \cdot (500 \times 10^3 / 1,15) \cdot 0,355 = 0,169 \text{ m}^2$$

$$= \mathbf{1,69 \text{ cm}^2}$$

Portanto, para esta área de aço:

Se Φ8.0 → 4 barras

Se Φ10.0 → 3 barras

Se Φ12.5 → 2 barras

Adotou-se a bitola de 12.5 mm.

4) Espaçamento horizontal

Condições: $e_h \geq 2 \text{ cm}$; $e_h \geq 12,5 \text{ mm}$; $e_h \geq 1,2 \cdot d_{\text{máx, agregado}}$ ($1,2 \cdot d_{\text{máx, agregado}} = 2,28 \text{ cm}$)

$$e_h = bw - 2x\text{cobrimento} - 2x\text{estribo} - 2x\Phi = 15 - 2x3 - 2x0,5 - 2x1,25 = 5,5 \text{ cm}$$

Logo, o espaçamento horizontal está adequado.

5) Espaçamento vertical

Condições: $e_v \geq 2 \text{ cm}$; $e_v \geq 12,5 \text{ mm}$; $e_v \geq 0,5 \cdot d_{\text{máx, agregado}}$ ($1,2 \cdot d_{\text{máx, agregado}} = 0,95 \text{ cm}$); $\bar{y} < 10\% \cdot h$

Como se tem apenas uma camada, não há espaçamento vertical. Entretanto, deve-se assegurar a última condição dada para \bar{y} .

$$\bar{y} = 1,25/2 = 0,625 \text{ cm} < 0,10x40 (4 \text{ cm})$$

Dessa forma, estão satisfeitas todas as condições e o dimensionamento da viga à flexão simples está correto.

Para os momentos negativos, a literatura indica ser prudente adotar uma bitola ligeiramente maior, neste caso $\Phi 16.0 \text{ mm}$. Quanto aos esforços de cisalhamento, dado um cortante máximo V_s de 28,90 KN, de acordo com o programa FTOOL, adota-se estribo simples aberto com uma armadura transversal de bitola 5.0 mm, possibilitando o cálculo do espaçamento (s) como segue. É importante destacar que a área de aço da armadura transversal A_{sw} é dada por duas vezes a área da seção de uma barra, tendo em vista que há o cruzamento de duas seções de barra para uma seção da peça.

$$s = \frac{A_{sw} \cdot d \cdot f_{yd}}{1,10 \cdot V_{sd}} = \frac{(2x0,2)x35,5x500}{1,10x1,15x1,4x28,90} = 138,7 \text{ cm}$$

O espaçamento necessário, então, é de 1,4 m. No entanto, por conveniência, adota-se um espaçamento de 50 cm. Observa-se que as armaduras transversais terão espessura de cobertura de 2 cm, em virtude da seção existente. Entretanto, esta medida está em desacordo com a norma, que determina, para a classificação do LABRADS, uma espessura mínima de 3 cm. Assim, faz-se necessário o corte do concreto existente a uma profundidade de 1 cm a fim de posicionar a armadura transversal de modo a garantir o cobertura adequado definido pela NBR 6118.

Por fim, é preciso dimensionar o comprimento de ancoragem das armaduras longitudinais e transversais. De acordo com a norma citada, o comprimento básico de ancoragem para armaduras passivas de resistência à tração é dado por:

$$l_b = \left(\frac{\Phi}{4}\right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right); f_{bd} = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times \frac{0,21 \times \sqrt[3]{15^2}}{1,4} = 2,053$$

Logo,

$$l_b = \left(\frac{12,5}{4}\right) \cdot \left(\frac{500}{1,15 \times 2,053}\right) = 662,10 \text{ mm} = 66,21 \text{ cm}$$

Portanto, o comprimento de ancoragem para as barras de reforço longitudinais é de 66,21 cm, reto. Cabe salientar que nas extremidades de vigas esse comprimento é impraticável para ancoragens retas, devendo-se partir para o uso de ganchos. Entretanto, em situações de reforço a estrutura já está edificada, o que também torna impraticável a execução de ganchos, devido à dificuldade para se inserir a barra nos elementos existentes. Sendo assim, para esses casos, deve-se realizar a ancoragem reta com comprimento igual ao máximo disponível e, ainda, chumbar esse comprimento reduzido de ancoragem no apoio com resina epoxídica, de modo a elevar a resistência à tração do conjunto aço-concreto, proporcionando a capacidade de oposição devida à barra de ancoragem.

Tendo em vista o enorme vão do pórtico, as emendas das barras longitudinais devem apresentar um traspasse de 46 cm, de acordo com a NBR 6118:2007.

Para os estribos, a ancoragem se dá através de ganchos, que podem ser retos ou inclinados. Optou-se por gancho inclinado a 45°, de modo que, de acordo com a NBR 6118, deve ter comprimento mínimo de 5 cm.

Desse modo, está dimensionado o reforço para o vigamento do Laboratório de Sistemas de Refrigeração por Adsorção. Contudo, além das vigas, os pilares também apresentam problemas patológicos, dados pela corrosão ou pelo potencial de corrosão das armaduras, sendo necessário o tratamento adequado para este problema, ou seja, a recuperação da estrutura. Mas, além do fenômeno de oxirredução, sabe-se que o concreto não possui resistência considerável e que o sistema como um todo está propenso a reduzir sua capacidade resistiva, tendo em vista os sintomas gerados pela corrosão do aço. Outro fator a ser considerado é a seção 15x15 cm que vai de encontro à norma 6118, que limita uma seção transversal mínima de 360 cm² para os pilares. Desse modo, visando ao aumento das espessuras de cobrimento dos pilares, bem como prevenir a estrutura contra quaisquer perdas de resistência e adequá-la à norma brasileira, indica-se o encamisamento desses elementos portantes a fim de prover uma nova seção 25x25 cm que atende aos critérios de espessura de cobrimento, seção mínima e eleva a rigidez da peça. Tendo em vista que, mesmo em desacordo com a norma, os pilares do LABRADS não apresentam sinais de comportamento

em estado limite, propõem-se novas armaduras, longitudinais e transversais, dimensionadas para a condição mínima da norma, em caráter de prevenção e não de reforço.

1) Cálculo da armadura mínima para os pilares

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \left(\frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,4\% \cdot A_c$$

Com o auxílio do FTOOL, $N_k = 46,20$ KN, então $N_d = 64,68$ KN. Logo,

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \left[\frac{64,68}{(500/1,15)} \right] = 0,22 \text{ cm}^2$$

Como $0,4\% \cdot A_c$, que resulta em $2,5 \text{ cm}^2$, é maior, adota-se $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$, utilizando-se barras $\Phi 10,0$ mm, culminando em uma seção com 4 barras, $4\Phi 10,0$ mm.

2) Cálculo da armadura transversal

De acordo com a NBR 6118:2007, adota-se $\Phi 5,0$ mm e o espaçamento vertical entre estribos é de 20 cm. O espaçamento horizontal entre as barras longitudinais é de $20\Phi_{estribo}$, indicando 10 cm; para as seções definidas, o espaçamento real mínimo é de 16 cm e atende à condição.

Dimensionados todos os elementos, segue abaixo o procedimento de intervenção de recuperação e reforço no LABRADS, sendo o método escolhido o de aumento de seção por uso de aço e concreto. A execução dos reforços deve ocorrer por pórticos, tal que a descrição do procedimento a seguir é referente a um pórtico, devendo-se aplicar a todos aqueles que constituem a estrutura principal do laboratório. O projeto se encontra no apêndice A.

1) Escoramento e macaqueamento das vigas

Escorar as lajes, de modo a descarregar as vigas e pilares. Assim, dispor escoras metálicas para as lajes com um espaçamento de 0,5 m entre si e distantes 0,30 m da superfície da viga. Em seguida, escorar a viga a meio vão e aplicar uma força contrária à deformação através da escora, de modo a macaquear o elemento, reduzindo a deformação existente.

2) Corte e escaificação do concreto da viga

Executar o corte mecânico e a escaificação manual do concreto da viga, por meio de disco de corte e ponteira, talhadeira e marreta, ao longo das barras corroídas. Essa tarefa deve ser executada de modo a permitir o acesso radial às armaduras

para que se possa tratá-las por completo, observando uma distância entre o substrato apicoado e a armadura danificada de 2 cm, aproximadamente. Continuar a extensão de corte em 20 cm além do ponto em que não mais for identificado produtos de corrosão nas superfícies das barras, a fim de também tratar estes trechos de armadura. Além de permitir o acesso ao aço, deve-se observar a remoção do concreto necessária para a inserção das novas armaduras, como indicado no detalhamento do projeto.

3) Lavagem e preparação das superfícies da viga

Através de jatos de areia tratar as superfícies dos materiais expostos, removendo as partículas soltas do concreto e os produtos da corrosão das armaduras, observando para esta última a condição de metal branco. Em seguida, realizar a lavagem das superfícies com jateamento de água e posterior secagem do substrato por jatos de ar comprimido. Quando não for possível a remoção das impurezas em todos os pontos, realizar a escovação manual com escova de cerdas de aço nos locais onde persistem as impregnações.

4) Tratamento anticorrosivo das armaduras

Aplicar tinta anticorrosiva monocomponente, do tipo primer epóxi rico em zinco – Nitoprimer Zn, destinada à proteção das armaduras dispostas nas regiões submetidas às atividades de reparos. Misturar o produto até que se torne homogêneo e, com o uso de um pincel, ungir todas as superfícies de aço expostas, certificando-se de que a armadura esteja recebendo a demão por completo. Após a colocação do produto, aguardar 15 minutos para contato e, em caso de má aplicação, executar segunda demão; passados 40 minutos, tem-se sua secagem total e pode-se continuar com o procedimento de reparo. Atenção: evitar a pintura do substrato de concreto.

5) Inserção das novas armaduras

Armar a nova seção da viga, conforme projeto estrutural. Na execução da ancoragem das armaduras nos apoios das extremidades da viga, executar, para cada barra, um furo no pilar com a profundidade máxima possível e chumbar a barra de ancoragem neste orifício com resina a base de epóxi.

6) Fôrma e concretagem

Preparar as fôrmas com “cachimbo” e o graute à base orgânica. Aplicar a ponte de aderência à base de epóxi no substrato seco e, em seguida, posicionar as fôrmas de

modo rígido e estanque. Lançar o graute lenta e progressivamente, cessando quando houver o transbordamento do material pelo cachimbo. Remover as fôrmas após 24 horas e retirar o excesso protuberante após 48 horas. A cura é úmida, durante 7 dias.

7) Pilares

Seguindo o mesmo procedimento indicado para as vigas, executar a recuperação e o aumento de seção dos pilares, obedecendo à condição de intervenção não concomitante, ou seja, intervir pilar a pilar.

6.2 Prescrição Garagem UFPB

De acordo com o diagnóstico, o problema desta edificação é de corrosão das armaduras, em elevado grau, nas bases dos pilares, havendo inclusive ruptura. A causa do problema é a aeração diferencial entre a superfície exposta e a superfície enterrada do pilar, devendo-se intervir de modo a anular esta variação de concentração de O_2 ao longo da peça e reestabelecer a capacidade resistiva do elemento.

Os principais sintomas foram o de redução de seção de armadura e desagregação do concreto nas bases dos pilares. Como não há acesso ao projeto estrutural da edificação e em virtude da grande variabilidade de grau de corrosão em todos os pilares da estrutura, não se pode afirmar com precisão se a redução de seção das armaduras deterioradas são inferiores ou superiores ao parâmetro de 15%, impossibilitando assim a indicação de reposição ou não de armadura. Todavia, em função dos casos de ruptura identificados e da homogeneização do projeto de intervenção, esta prescrição decorrerá da recuperação por reposição das armaduras danificadas e pelo aumento da seção do pilar a fim de impedir a concentração de oxigênio na sua base.

A área de aço de reposição deve ser equivalente àquela perdida na corrosão. No entanto, como não há como determinar a área perdida e por haver casos de perda total de seção, adotar-se-á a reposição da área total. O dimensionamento da armadura de reposição, então, se dará por um novo cálculo para o dimensionamento de todo o pilar, desconsiderando a seção existente.

Com o auxílio do programa FTOOL, sabe-se que a carga máxima no pilar é de 15 KN, o que indica uma carga muito pequena, de modo que se pode afirmar que um

dimensionamento mínimo para o pilar é o suficiente para que se possa indicar a armadura de reposição. Desse modo, adota-se um pilar com seção 25x25 cm e uma área de aço de reposição a partir do dimensionamento mínimo conforme a norma brasileira.

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \left(\frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,4\% \cdot A_c$$

$N_k = 15$ KN, então $N_d = 21$ KN. Logo,

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \left[\frac{21}{(500/1,15)} \right] = 0,072 \text{ cm}^2$$

Como $0,4\% \cdot A_c$, que resulta em $2,5 \text{ cm}^2$, é maior, adota-se $2,5 \text{ cm}^2$ como a A_s de reposição, implicando em $4\Phi 10,0 \text{ mm}$.

Quanto ao cisalhamento, adota-se uma bitola de $5,0 \text{ mm}$, de modo que o espaçamento vertical entre os estribos será de 12 cm . O espaçamento horizontal entre as barras longitudinais é de $20\Phi_{\text{estribo}}$, indicando 10 cm ; para as seções definidas, o espaçamento real mínimo é de 16 cm e atende à condição.

Dimensionados todos os elementos, segue abaixo o procedimento de intervenção de recuperação na Garagem UFPB, sendo o método escolhido o de reposição de armadura e aumento de seção do pilar por uso de microconcreto, denominado graute. Tendo em vista que o problema é localizado na base do objeto estrutural, a intervenção será dada até meia altura do elemento. A descrição de o procedimento a seguir é referente a um pilar, devendo-se proceder com a intervenção pilar a pilar. O projeto se encontra no apêndice B.

1) Corte e escarificação do concreto da viga

Executar o corte mecânico e a escarificação manual do concreto da viga, por meio de disco de corte e ponteira, talhadeira e marreta, ao longo das barras corroídas. Essa tarefa deve ser executada de modo a permitir o acesso radial às armaduras para que se possa tratá-las por completo, observando uma distância entre o substrato apicoado e a armadura danificada de 2 cm , aproximadamente. Continuar a extensão de corte em 20 cm além do ponto em que não mais forem identificados produtos de corrosão nas superfícies das barras, a fim de também tratar estes trechos de armadura.

2) Lavagem e preparação das superfícies da viga

Através de jatos de areia tratar as superfícies dos materiais expostos, removendo as partículas soltas do concreto e os produtos da corrosão das armaduras, observando

para esta última a condição de metal branco. Em seguida, realizar a lavagem das superfícies com jateamento de água e posterior secagem do substrato por jatos de ar comprimido. Quando não for possível a remoção das impurezas em todos os pontos, realizar a escovação manual com escova de cerdas de aço nos locais onde persistem as impregnações no concreto e utilizar lixa nº150 para ferro, gramatura média, para o aço.

3) Tratamento anticorrosivo das armaduras

Aplicar tinta anticorrosiva monocomponente, do tipo primer epóxi rico em zinco – Nitoprimer Zn, destinada à proteção das armaduras dispostas nas regiões submetidas às atividades de reparos. Misturar o produto até que se torne homogêneo e, com o uso de um pincel, ungir todas as superfícies de aço expostas, certificando-se de que a armadura esteja recebendo a demão por completo. Após a colocação do produto, aguardar 15 minutos para contato e, em caso de má aplicação, executar segunda demão; passados 40 minutos, tem-se sua secagem total e pode-se continuar com o procedimento de reparo. Atenção: evitar a pintura do substrato de concreto.

4) Inserção das novas armaduras

Armar a nova seção da viga, conforme projeto estrutural. Na execução da ancoragem das armaduras na seção existente, executar, para cada barra, um furo no pilar com a profundidade máxima possível e chumbar a barra de ancoragem neste orifício com resina a base de epóxi. O gancho de ancoragem é reto, de acordo com o projeto.

5) Fôrma e concretagem

Preparar as fôrmas e o graute à base orgânica. Aplicar a ponte de aderência à base de epóxi no substrato seco e, em seguida, posicionar as fôrmas de modo rígido e estanque. Lançar o graute lenta e progressivamente. Remover as fôrmas após 24 horas e retirar o excesso protuberante após 48 horas. A cura é úmida, durante 7 dias.

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados em um projeto de intervenção estão relacionados ao diagnóstico definido para cada obra, de modo que o projeto de recuperação e/ou reforço objetiva suprimir a causa do problema e reestabelecer as condições de desempenho adequado à estrutura.

No caso do LABRADS, percebe-se que o problema principal reside nas deformações excessivas das vigas, advindas da falta de rigidez desses elementos e que indica um comportamento limite de serviço da estrutura. Em paralelo, o mesmo vigamento e os pilares apresentaram corrosão das armaduras, sendo necessária uma intervenção que remova os produtos e os agentes corrosivos do meio material. Assim, pode-se considerar que os dimensionamentos e procedimentos de recuperação e reforço indicados promovem o aumento da rigidez necessário às vigas e o tratamento adequado às armaduras deterioradas.

A Garagem UFPB, por sua vez, apresentou um diagnóstico de corrosão das armaduras generalizado na base dos pilares, sendo a causa a diferença de concentração de oxigênio ao longo da região inferior dos elementos. Logo, o projeto de intervenção previu o tratamento dos elementos danificados e a reposição das armaduras deterioradas, reestabelecendo as condições de trabalho dos pilares.

Portanto, percebe-se que os resultados para os problemas nas duas obras estudadas são intervenções cujos procedimentos estão de acordo com os métodos construtivos utilizados no local, viabilizando suas execuções.

8 CONCLUSÃO

O estudo patológico é, por natureza, uma vertente particular da Engenharia Civil, assemelhando-se bastante ao estudo médico. Assim, o engenheiro patologista estrutural deve estar munido de conhecimento suficiente acerca dos diversos tipos de origens, causas, efeitos e métodos de recuperação e reforço inerentes à Patologia Estrutural quando do desenvolvimento de qualquer estudo de doenças em sistemas estruturais. Desse modo, o profissional estará capacitado para realizar as considerações e proposições devidas aos problemas identificados.

Do ponto de vista dos projetistas, cabe a contínua atenção às concepções, dimensionamentos e detalhamentos dos seus produtos, devendo-se inadmitir quaisquer erros e

promover projetos que viabilizem o trabalho do executor, evitando as tomadas de decisão em obra.

Aos construtores e engenheiros de execução, o devido cuidado em obedecer ao que está previsto em projeto e a adequada fiscalização são os principais meios de se obter estruturas menos propensas a doenças.

Os usuários, por último, devem estar sempre atentos ao correto uso das edificações, nunca alterando o tipo de uso do prédio. Além disso, a implantação do programa de manutenção indicado pelos projetistas deve ocorrer e ser seguida rigorosamente, tal que assegura o direito de garantia dos consumidores e mantém o desempenho adequado da edificação.

Em termos gerais, pode-se considerar que a Patologia Estrutural ainda está em desenvolvimento no Brasil, mas que o país dispõe de profissionais e estudiosos capacitados para exercer os trabalhos devidos. A ausência da qualidade de desenvolvimento das edificações e da cultura de manutenção é que se demonstram como os problemas brasileiros neste âmbito patológico.

Por fim, considerando as proposições desenvolvidas neste trabalho para as edificações do LABRADS e da Garagem UFPB, pode-se afirmar que o trabalho realizado obteve sucesso quanto ao desenvolvimento do conhecimento do seu autor, proporcionando-lhe a munção necessária citada no início deste texto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, J. E. **Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. C. **Patologia das estruturas**. Edição IBRACON/Geraldo C. Isaia, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

BARBOSA, N. P.; PIMENTEL, R. L.; DA SILVA, F. T. **Análise de patologias em estruturas de edificações da cidade de João Pessoa**. 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Vitória, 2003.

BARIN, D. S. **Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

BILESKY, P.; COUTO, D. A.; CARROMEU, C. C.; SAMPAIO, M. R. A.; HELENE, P. R. L.; OLIVEIRA, K. C. **Extensão da vida útil de uma estrutura de concreto armado dos anos 60, que abriga 42 famílias num condomínio tipo cortiço vertical no centro de São Paulo**. Construindo, Belo Horizonte, v.4, n.2, 2012.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em Concreto: Inspeção e técnicas eletroquímicas**. PINI, São Paulo, 1997.

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

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com Fibras**. Edição IBRACON/Geraldo C. Isaia, 2005.

FOURNIER, B.; BERUBÉ, A. **Alkali-Aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications**. Paper, Ottawa, 2000.

FRANÇA, A. *et al.* **“Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil”**. Edição 174. São Paulo: Téchné, 2011. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/174/artigo285892-3.aspx>> Acesso em: 7 nov. 2014.

FURNAS. Equipe de Laboratório de Concreto. **Concreto massa, estrutural, projetado e compactado com rolo – Ensaios e propriedades**. Pini, São Paulo, 1997.

HASPARYK, N. P. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

HELENE, P. R. L. **Corrosão das armaduras para concreto armado**. PINI, São Paulo, 1986.

HELENE, P. R. L. **Introdução da durabilidade no projeto**. Ambient. Constr., São Paulo, v.1, n.2, p.45-57, jul/dez, 1997.

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

HELENE, P. R. L.; ANDRADE, J. J. O.; MEDEIROS, N. H. F. **Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto**. Edição IBRACON/Geraldo C. Isaia, 2011.

JOHNSON, S. M. **Deterioro, conservacion y reparacion de estructuras**. Editorial Blume, Madrid, 1973.

MACHADO, A. P. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo, 2011.

MAGALHÃES, A. G. **Durabilidade, proteção e recuperação das estruturas**. Notas de aula do Curso de especialização em Construção Civil – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

MOREIRA, H. P.; FIGUEIREDO, E. P.; HELENE, P. R. L. **Avaliação da influência de alguns agentes agressivos na resistência à compressão de concretos amassados com diferentes tipos de cimentos brasileiros**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo: EDUSP, 2001.

NEPOMUCENO, A. A. **Mecanismo de transporte de fluidos no concreto**. Edição IBRACON/Geraldo C. Isaia, 2005.

NOGUEIRA, K. A. **Reação álcali-agregado: Diretrizes e requisitos da ABNT NBR 15577/2008**. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

OLIVEIRA, R. R.; OLIVEIRA, P. S. F.; TULA, L. **Grautes**. São Paulo, Téchne, 2002.

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

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

REZENDE, L. V. S. *et al.* **Resistência do concreto dosado em central – classificação e aspectos de durabilidade**. Congresso técnico-científico de Engenharia Civil. Abril. Florianópolis, 1996.

ROQUE, J. A.; MORENO JUNIOR, A. L. **Considerações sobre vida útil do concreto**. 1º Encontro nacional de pesquisa-projeto-produção em concreto pré-moldado. São Carlos, 2005.

SANTOS, M. R. G. **Deterioração das estruturas de concreto armado – estudo de caso**. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

VALDUGA, L. **Reação álcali-agregado: mapeamento de agregados reativos do estado de São Paulo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2002.

VAN AARDT, J. H. P.; VISSER, S. **Calcium hydroxide attack on feldspars and clays: possible relevance to cement-aggregate reactions**. Cement and Concrete Research, 1977.

ZACARIAS, N. A. S. C. **Reabilitação Sustentável de Edifícios Antigos com Valor Patrimonial Casos de estudo na Baixada Pombalina**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.

APÊNDICE A

APÊNDICE B