

LÍLIA SILVEIRA NOGUEIRA REIS

**SOBRE A RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

BELO HORIZONTE

2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"SOBRE A RECUPERAÇÃO E REFORÇO DAS ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO"**

Lília Silveira Nogueira Reis

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Gabriel de Oliveira Ribeiro
DEES/UFMG - (Orientador)

Prof. José Márcio Fonseca Calixto
DEES/UFMG

Prof. Ney Amorim Silva
DEES/UFMG

Prof. Guilherme Sales Melo
UNB

Belo Horizonte, 12 de abril de 2001

Aos meus queridos filhos Artur, Carolina e Hugo.

Aos meus pais, Telésforo e Zélia

Ao meu esposo, Paulo

*Agradeço a todos que participaram comigo desta caminhada, incentivando e apoiando,
tornando possível a execução deste trabalho.*

Um agradecimento especial ao Prof. Gabriel, que apontou um caminho.

*Agradeço à minha família pela paciência, possibilitando momentos para o desenvolvimento do
curso.*

SUMÁRIO

SUMÁRIO	3
RESUMO	5
ABSTRACT	6
LISTA DE FIGURAS	7
1. INTRODUÇÃO	8
2. MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO	11
2.1 Generalidades	11
2.2 Mecanismos básicos de degradação	22
2.2.1 Lixiviação do concreto	23
2.2.2 Corrosão das armaduras	23
2.2.3 Reações álcali-agregado	25
2.2.4 Ataque de sulfatos	27
2.2.5 Efeitos físicos decorrentes do fogo e do congelamento	28
2.2.6 Deterioração por desgaste superficial	29
3. ASPECTOS DECISIVOS PARA RECUPERAR OU REFORÇAR	30
3.1 Aspectos gerais	30
3.2 Avaliação do concreto	33
3.3 Avaliação da armadura	43
3.4 Avaliação das estruturas	46
3.5 Previsão de vida útil residual das estruturas a partir de medidas de taxa de corrosão das armaduras	48
3.6 Estimativa da capacidade resistente residual da peça	51
4. RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	54
4.1 Materiais	55
4.1.1 Argamassas e concretos usuais	55
4.1.2 Concreto com polímeros	58
4.1.3 Concreto com sílica ativa	59
4.1.4 Concreto com fibras	60
4.1.5 Concreto com cinza volante, escória de alto forno granulada e cinza de casca de arroz	61
4.1.6 Adesivos e “ <i>primers</i> ”	63
4.1.7 Materiais para injeção	64
4.1.8 Graute	64

4.1.9 Mastiques e selantes.....	65
4.1.10 Aditivos.....	65
4.1.11 Pinturas de Proteção.....	67
4.2 Reparação de danos nas estruturas	68
4.2.1 Preparo das superfícies	68
4.2.3 Limpezas e polimentos.....	69
4.3 Demolição	71
4.4 Tratamento das fissuras: injeção, selagem e grampeamento.....	72
4.5 Reparos superficiais.....	72
4.6 Reparos semi-profundos.....	73
4.7 Reparos profundos.....	73
4.8 Alternativas para reparo em processos corrosivos	74
5. REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	79
5.1 Reforço com concreto	80
5.2 Reforço com perfis metálicos	81
5.3 Reforço com chapa de aço colada	82
5.4 Reforço com polímeros reforçados com fibras (FRP)	87
5.5 Reforço com protensão exterior	99
6. CONCLUSÕES	101
7. BIBLIOGRAFIA	103
8. ANEXO - CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA INCIDÊNCIA E ORIGEM DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES	109

RESUMO

Em um cenário nacional onde as estruturas de concreto armado muitas vezes, antes mesmo de cumprirem seu papel em sua vida útil pré-estabelecida, apresentam-se em processo de degradação, esta dissertação revê de forma crítica, os materiais e métodos de reforço das estruturas de concreto armado. São levantados os fatores intervenientes, como as ferramentas disponíveis para a tomada de decisão, tais como os ensaios não destrutivos e ainda a importância do assunto dentro do processo da construção civil. A partir de revisão bibliográfica onde a contribuição de pesquisadores é fundamental para o desenvolvimento de novos materiais e novas formas de aplicação destes materiais, observa-se que fatores como a ausência de normas pertinentes e o desconhecimento por parte dos profissionais de engenharia são agravantes para a já estabelecida “indústria do reparo”.

ABSTRACT

Concrete structures frequently suffer corrosion and several degradation forms even before they complete their service life. This dissertation intends to present a critical review about available materials and technologies to repair and reinforce concrete structures. Other aspects like experimental instrumentation, non-destructive methods and the importance of construction controls are presented and discussed as well. Several aspects related to structural corrosion, new materials and technologies are analyzed based on the most recent knowledge available in the specific literature. It is important to point out the lack of proper Brazilian standards in order to develop proper reinforcement projects and the respective building steps. Further this, the deficiencies in the educational process of civil engineers about this subject are considered as the major causes of insufficient structural repairs and reinforcements.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Diferentes desempenhos de uma estrutura com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos.....	12
FIGURA 2 – Modelo holístico da deterioração do concreto a partir dos efeitos ambientais.	14
FIGURA 3 – Um modelo holístico da perda de um reparo.....	16
FIGURA 4 – Círculos da qualidade para a construção civil (CEB – Boletim 183/89).....	20
FIGURA 5 – Elementos para uma nova indústria do concreto.....	21
FIGURA 6 – Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão	24
FIGURA 7 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório	31
FIGURA 8 - Resistências médias esperadas de testemunhos retirados de diferentes alturas de um pilar.....	37
FIGURA 9 – Perda da capacidade portante da estrutura sob corrosão	49
FIGURA 10 – Modelo qualitativo para previsão da vida útil residual	50
FIGURA 11 – Modelo básico de uma viga danificada.....	52
FIGURA 12 – Diagrama de Pourbaix	76
FIGURA 13 – Proteção catódica	77
FIGURA 14 – Seção transversal – Estados de deformação e tensão	81
FIGURA 15 – Modo de ruptura devido a ruptura prematura pelo desprendimento do reforço:.....	83
FIGURA 16 – Relação entre carga e deformação em barras longitudinais no centro do vão da viga ..	86
FIGURA 17 – Aplicação de um sistema FRP com uso de lâmina unidirecional.....	88
FIGURA 18 – Diagramas tensão-deformação	90
FIGURA 19 – Ancoragem da manta formando laços em “X”	92
FIGURA 20 – Sistema de ancoragem especial.....	92
FIGURA 22 – Deformação do FRP em termos de $\rho_{frp} E_{frp}$ (1GPa = 1000 MPa).....	94
FIGURA 23 – Esquema de tensões e deformações na seção de uma viga reforçada	95
FIGURA 24– Forças internas da armadura transversal e externa das fibras de CFRP	96
FIGURA 25 – Mecanismos da protensão externa.....	99

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

Ao longo da história da construção civil observa-se a evolução de inovações dos materiais e técnicas para execução das edificações. Com o desenvolvimento do concreto e dos métodos de cálculo, o conhecimento mais aprofundado dos materiais utilizados e os apelos econômico-financeiros, as estruturas passaram a ser projetadas com margens de segurança mais reduzidas, tornando-se mais esbeltas. Entretanto o domínio da execução do concreto nas obras, acarretou um menor controle da produção por parte dos profissionais de engenharia, especialmente em obras de menor porte, muitas vezes delegando-se aos encarregados de obra, tal controle. Somando-se a exigência por prazos cada vez mais curtos, o emprego da mão de obra muitas vezes desqualificada, e o empobrecimento geral da nação como justificativa para adequação de custos e até mesmo as alterações ambientais promovidas pelo próprio homem, tais como a poluição e as chuvas ácidas, levam hoje a obras de qualidade discutível, com deterioração precoce e deficiências generalizadas.

Surge como consequência, a patologia das construções e no caso mais específico, a patologia das estruturas de concreto, como o ramo da engenharia civil que estuda as origens, formas de manifestação e mecanismos de ocorrências de falhas e deficiências das edificações. Este ramo encontra-se em permanente desenvolvimento.

Frequentemente após a construção, com a entrada em serviço e durante toda a vida útil da edificação é que aparecem os sintomas e respectivos danos físicos característicos. Neste sentido esta dissertação apresenta em ANEXO, resultados de pesquisa desenvolvida junto à Caixa Econômica Federal sobre origem de patologias ocorridas em edifícios e conjuntos habitacionais, financiados por esta instituição. São casos de obras situadas em Belo Horizonte e região vizinha, nos quais procura-se relacionar a origem da patologia com a etapa do processo construtivo, que pode ser a etapa do projeto, construção ou utilização.

Conhecer os mecanismos e formas de deterioração do concreto, possibilita a promoção de um dos passos fundamentais para a realização de uma avaliação real das condições das estruturas danificadas e implementar soluções.

Neste momento, a recuperação e reforço das estruturas surgem como um forte segmento de mercado da indústria da construção civil, e vem atender a necessidade de reestabelecer as condições originais das estruturas danificadas (recuperação), ou promover adequações da capacidade resistente das estruturas em função do uso (reforço).

Com estimativas recentes, a *Federal Highway Administration* dos Estados Unidos, prevê que os gastos com reparos sejam superiores a 102 bilhões de dólares americanos (MONTEIRO *et al.*, 2000). NEVILLE (2000) afirma que o Reino Unido consome cerca de 4% do seu Produto Nacional Bruto (PNB) com reparo e manutenção de estruturas. No Brasil, os custos estimados pela revista *Construção São Paulo*, em 1991, são da ordem de 100 bilhões de dólares (PIANCASTELLI, 1997).

Pretende-se como objetivo principal desta dissertação, rever de forma crítica os materiais e técnicas mais recentes e usuais para recuperar ou reforçar estruturas de concreto e seus fatores intervenientes. Observam-se na literatura, grandes avanços ocorridos nos últimos anos através do desenvolvimento de novos materiais, assim como inovações das metodologias de aplicação destes produtos. São apresentados trabalhos recentes de vários autores, que discutem as vantagens e desvantagens destas técnicas, onde se aplicam e quais são os principais aspectos do dimensionamento.

Outro aspecto também decisivo refere-se a estimativa da capacidade resistente residual das peças danificadas, ainda que esta previsão seja parâmetro apenas para a definição de escorar ou não as peças em análise. Abordam-se ainda, aspectos da previsão de vida útil residual a partir de taxas de corrosão das armaduras, adotados no projeto de revisão da norma NBR 6118:2000 e aqueles encontrados na literatura.

Quanto aos materiais e técnicas propriamente ditos, os maiores destaques são os concretos e argamassas, considerando-se que se bem projetados e executados são em termos de qualidade e economia um bom princípio, repondo com estes materiais onde era suposto que assim existissem (SOUZA & RIPPER, 1998). São também abordados os materiais elaborados, tais como concretos com polímeros, sílica ativa, fibras; materiais pré-fabricados tais como argamassas prontas, grautes e adesivos. Além disto são apresentadas e discutidas as tecnologias de recuperação e reforço incluindo as formas de preparo das superfícies, reparos com argamassas, concretos ou grautes; reforços com o

concreto, chapas, perfis metálicos, protensão e ainda com o uso de polímeros reforçados com fibras, como as folhas flexíveis de carbono (CFRP).

São abordados aspectos do monitoramento e da manutenção preventiva, visando atendimento aos requisitos da durabilidade e qualidade. Estes são aspectos de fundamental importância para uma utilização segura ao longo de toda a vida útil da estrutura e para evitar a necessidade de intervenções de alto custo relacionadas com recuperação e reforço.

CAPÍTULO 2

2. MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO

2.1 Generalidades

Os problemas patológicos manifestam-se externamente de forma característica, de maneira que se pode deduzir a natureza e os mecanismos envolvidos, assim como prever as prováveis conseqüências. Os efeitos da atuação dos agentes agressivos podem ser evitados nas etapas iniciais do processo do construtivo, tais como, na elaboração de um projeto convenientemente detalhado, ou pela escolha criteriosa dos materiais e dos métodos de execução.

Os sintomas mais comuns, de maior incidência nas estruturas de concreto, são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem – segregação dos materiais constituintes do concreto (HELENE, 1992). Certos problemas, como os resultantes das reações álcalis-agregado e corrosão das armaduras só aparecem com intensidade anos após a produção.

O conceito de desempenho reflete o comportamento em serviço de cada produto ao longo de sua vida útil, não significando, entretanto que o produto esteja “condenado” se apresentar desempenho insatisfatório. Neste caso, a estrutura requer imediata intervenção técnica, de forma a reabilitá-la. Um modelo proposto por SOUZA & RIPPER (1998), mostrado na FIG.1, apresenta três histórias de desempenho, em função de fenômenos patológicos diversos.

Na FIG. 1, a linha em traço duplo ponto, ilustra o fenômeno de desgaste natural da estrutura, que após intervenção, recupera-se seguindo a linha do desempenho acima do exigido para sua utilização. No segundo caso, a linha cheia, representa uma estrutura submetida a um problema súbito, tal como um acidente, para qual a intervenção é imediata para voltar ao comportamento satisfatório. No terceiro

caso, linha traço ponto, tem-se uma estrutura com erros originais de projeto ou execução, ou que tenha mudado seu propósito funcional, ou seja, que necessita do reforço, já no começo de sua vida útil.

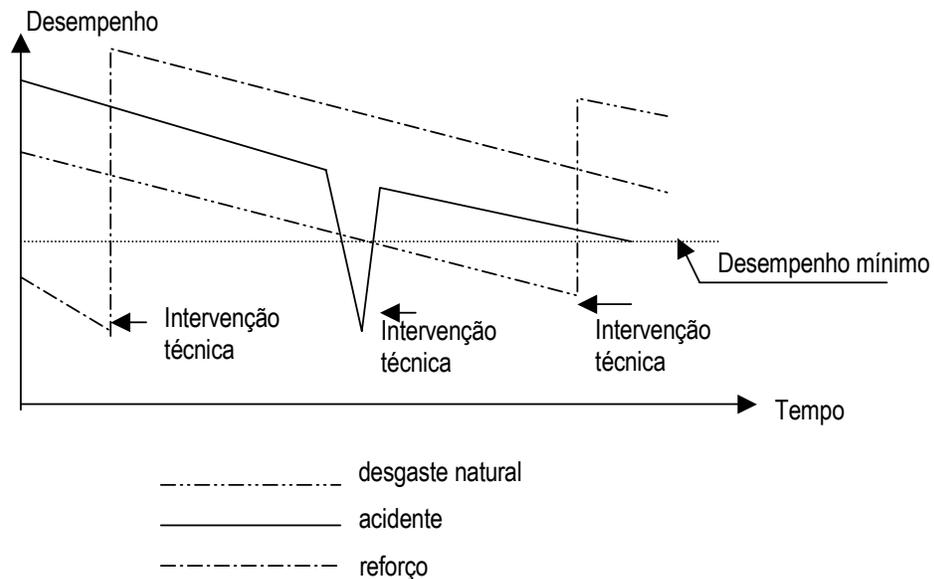


FIGURA 1 – Diferentes desempenhos de uma estrutura com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos

FONTES: SOUZA & RIPPER, 1998

Portanto para a obtenção de desempenho satisfatório, a estrutura deve atender às condições de segurança em relação aos estados limites último e de utilização, que contemplam a resistência, a rigidez, a estabilidade, aspectos estéticos, conforto térmico e acústico, entre outros.

O concreto fabricado com cimento Portland estabeleceu-se como material de largo e amplo uso na indústria da construção civil, devido às suas características de baixo custo de fabricação e manutenção, sua resistência à água e sua moldabilidade. Muitos avanços na tecnologia do concreto ocorreram como resultado de dois aspectos decisivos: a velocidade das construções e a durabilidade do concreto (MEHTA, 1999). Entretanto aspectos relativos à durabilidade têm sido amplamente abordados em publicações recentes, tendo em vista o amplo emprego e o futuro do concreto. O estado atual das estruturas no Brasil assim como em vários países do mundo, confirmam a necessidade do enfoque desta questão.

O conceito de durabilidade do concreto estabelece os requisitos necessários de manutenção da capacidade resistente, forma e aparência da estrutura quando sujeita aos carregamentos e condições

ambientais. Desta forma, o conceito dos “4C” propostos por CALIXTO (1997), devem ser verificados: Cobrimento, Composição, Compactação e Cura.

MEHTA (1997) apresenta numa visão holística, apresentada na FIG. 2, os efeitos ambientais no concreto armado. Neste modelo, ao invés de se adotar separadamente um dos componentes da pasta de cimento ou do concreto como responsável pelo dano, o modelo considera o efeito dos agentes de deterioração em todos os componentes da pasta de cimento ou do concreto. O modelo considera ainda que o grau de saturação de água no concreto tem um papel dominante na expansão e deterioração se a causa primária da deterioração é ação do gelo, corrosão das armaduras, reação álcalis-agregado ou ataque de sulfatos.

Observa-se que no estágio 1 ocorre a perda gradual da impermeabilidade, onde praticamente nenhum dano aparente é observado. O estágio 2 marca a iniciação do dano, a princípio numa velocidade lenta seguida de taxas mais rápidas.

De acordo com a visão holística de modelo de deterioração do concreto proposto por MEHTA (1997), não é a resistência, mas a integridade do concreto sob condições de serviço que exerce papel fundamental em assegurar impermeabilidade e durabilidade. COSTA (1999) apresenta estudo detalhado de todos os componentes da fabricação do concreto, e como eles podem afetar as características principais do concreto armado, bem como os aspectos da durabilidade e a análise dos efeitos deletérios das estruturas de concreto normal e de alta resistência.

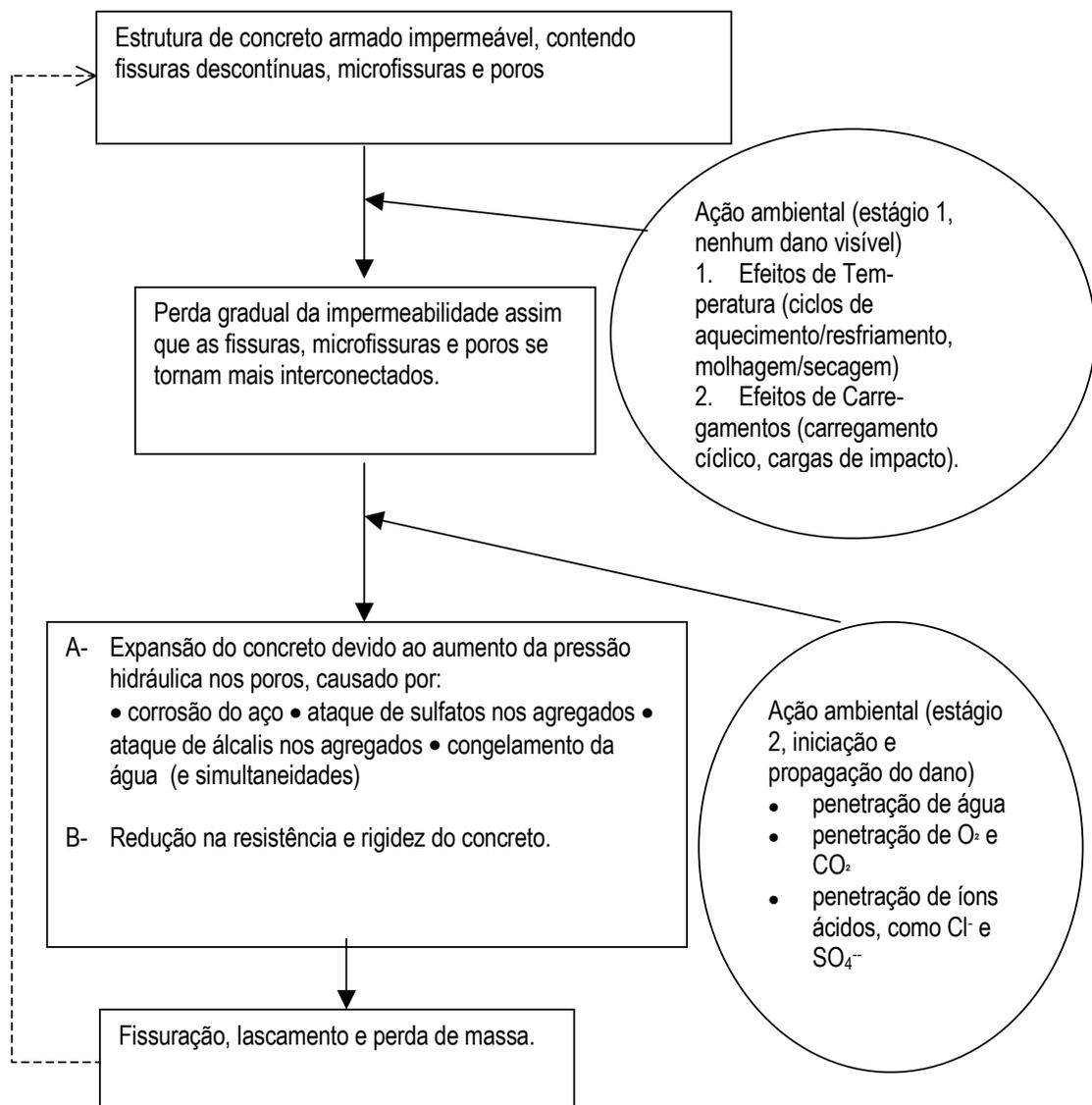


FIGURA 2 – Modelo holístico da deterioração do concreto a partir dos efeitos ambientais.

FONTE: adaptado de MEHTA, 1997

Os critérios de durabilidade para reparos de concreto diferem daqueles adotados para uma nova estrutura. Os desafios a serem travados referem-se aos ataques físicos e químicos provenientes do ambiente externo à estrutura, assim como aos ataques do ambiente interno e das mudanças internas promovidas pela execução do reparo. Logo após a aplicação, o reparo experimenta a retração por

secagem e deforma-se de acordo com as características do material empregado, a temperatura e umidade do ambiente, a geometria do reparo, o grau de restrição, e a temperatura do material e do substrato.

De acordo com VAYSBURD & EMMONS (2000), parece que a indústria da construção não presta a devida atenção às particularidades do reparo do concreto e suas diferenças com uma construção nova. Aqueles autores propõem um modelo holístico para entendimento do processo, FIG. 3.

Portanto ao se definir pela execução do reparo, a seleção de materiais e misturas para o concreto deve ser guiada pelas características de performance desejada e pelo custo. GERWICK, *apud* MEHTA (1997), relacionou custos para a adoção de medidas preventivas ou corretivas que normalmente são utilizadas para minimizar a degradação do concreto devido à corrosão das armaduras indicados na TAB.1. Os números têm efeito ilustrativo para fins de comparação, visto referir-se a dados de 1994, para países ocidentais:

TABELA 1
Custo percentual

	% custo da estrutura nova
Uso de cinza volante ou escória como substituto parcial do cimento	0
Pré resfriamento da mistura do concreto	3
Uso de sílica ativa e um superplastificante	5
Aumento da cobertura até 15 mm	4
Adição de misturas inibidoras de corrosão	8
Pintura epóxi nas armaduras	8
Proteção externa	20
Proteção catódica	30

FONTE: GERWICK, *apud* MEHTA, 1997

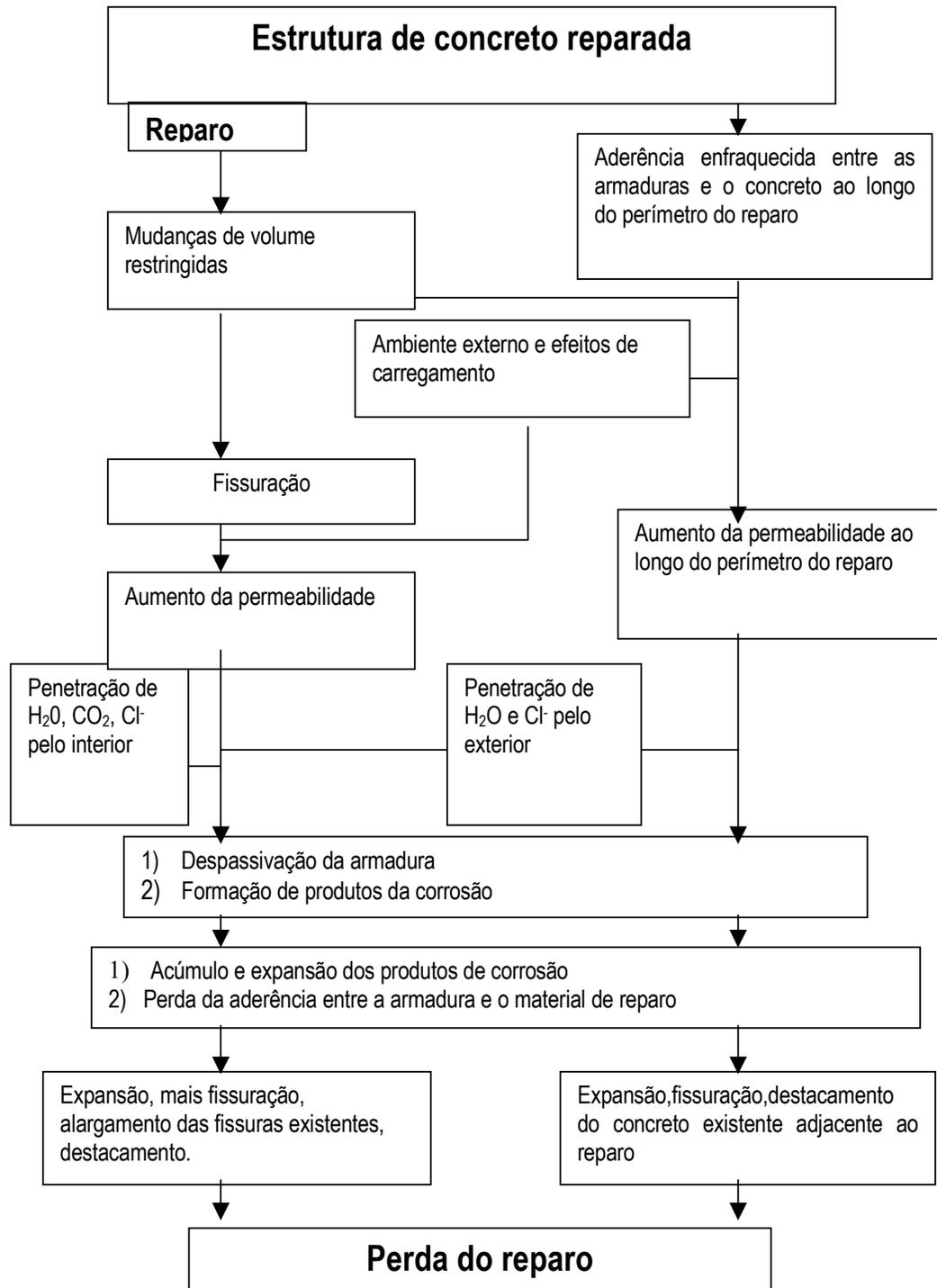


FIGURA 3 – Um modelo holístico da perda de um reparo

FONTE: adaptado de VAYSBURD & EMMONS, 2000

Observa-se que a adoção das quatro primeiras opções reduzirá a permeabilidade do concreto, tendo o efeito de ampliar o estágio 1 com custo reduzido. Quanto à adoção das quatro últimas opções que prolongam o estágio 2, ou seja, após a perda da impermeabilidade, o custo é elevado, com informações limitadas quanto à extensão da vida útil.

Esta última pode ser entendida como o período de tempo no qual a estrutura pode desempenhar as funções para as quais foi projetada, sem custos inesperados de manutenção. Os demais componentes incorporados à estrutura, tais como drenos, juntas e aparelhos de apoio, possuem vida útil mais curta que a do concreto, o que exige previsões adequadas para suas substituições e manutenções, uma vez que estão ali para proteger a estrutura do concreto.

Conceitos atuais foram propostos por ANDRADE (2000), que apresenta uma metodologia de cálculo da vida útil em níveis, desde os métodos tradicionais por requisitos, nível 0, até métodos avançados por propriedades, que são os níveis I, II e III para os quais deve-se verificar diferentes propriedades do concreto, QUADRO 1.

QUADRO 1
Níveis de definição de vida útil

NÍVEL	RESISTÊNCIA	VERIFICAÇÃO
0	Requisitos tradicionais	Valores limites
I	Resistividade elétrica	Resistividade mínima
II	Inversa da velocidade de penetração	Penetração de frente de agressores
III	Inversa do coeficiente de difusão	Coeficiente de difusão mínimo

FONTE: ANDRADE, 2000

No nível 0 ou seja pelos métodos tradicionais, para garantir a durabilidade do concreto deve-se atender a certos requisitos, limitando-se os valores da máxima relação a/c, o conteúdo mínimo de cimento e a espessura mínima de cobrimento da armadura ou a máxima largura de fissuras transversais às armaduras. Este método entretanto, fornece resultados insatisfatórios e é insuficiente para estruturas em meios agressivos (presença de cloretos), ou quando se pretendem vidas em serviço superiores a 50 anos.

Os métodos avançados ou por propriedades, calculam o tempo necessário para que os agentes agressores alcancem a armadura a partir de uma característica do concreto que será verificada. A verificação determinística da durabilidade consistirá em calcular que se cumpra a seguinte expressão (1):

$$R_{amb} \geq S_{amb} \quad (1)$$

Onde:

R_{amb} = Resistência à ação agressiva

S_{amb} = Solicitação ou ação da agressividade ambiental, que está submetida a estrutura

Desta forma, a metodologia para o cálculo da vida útil por propriedades, prevê as seguintes etapas: estabelecimento do período de vida útil, definição do estado limite de despassivação ou deterioração admissível e a periodicidade da manutenção. Em seguida a determina-se a agressividade ambiental, S_{amb} e a seleção da propriedade do concreto controladora do processo de deterioração, para posteriormente calcular a espessura mínima de cobertura, R_{amb} . Considerações posteriores podem ser feitas se a espessura calculada for excessiva. É importante observar que a limitação da vida útil tem conseqüências técnicas e legais, já que supõe responsabilidade civil.

Soluções para aumentar a vida útil de novas estruturas de concreto armado, incluem o uso de misturas inibidoras da corrosão, pintura epóxi das barras da armadura, pinturas protetoras da superfície do concreto e proteção catódica da estrutura, para as quais os ônus devem ser ponderados na relação custo x benefício, e para os quais poucos dados na literatura constataam a extensão da vida útil, após a aplicação destes materiais e tecnologias.

Quanto às estruturas já existentes expostas a ambientes agressivos ou a serem recuperadas, observa-se o rápido crescimento da indústria de reparos, destacando-se hoje, o uso de aditivos superplastificantes contendo cinza volante e sílica ativa, proteções externas do concreto através de pinturas e proteção catódica da estrutura, para fins de prolongamento da vida útil.

A agressividade do meio ambiente relaciona-se às ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura do concreto. Em geral, os ambientes agressivos são aqueles que apresentam alto nível de cloretos e sulfatos em solos nativos, alto nível de cloretos em águas naturais, ambientes muito quentes ($t > 40^\circ\text{C}$), alta umidade relativa ($> 90\%$) e em atmosferas contendo altas quantidades de sais transportados pelo ar e componentes sulfurosos. Quando combinados com concreto de alta permeabilidade e cobrimentos inadequados da armadura, certamente a deterioração precoce ocorrerá.

O projeto de revisão da NBR 6118, apresenta classificações da agressividade segundo as condições de exposição da estrutura ou suas partes, e ainda uma classificação mais rigorosa, com base na concentração efetiva de substâncias agressivas presentes no ambiente, tais como CO_2 , NH_4^+ , Mg^{2+} , SO_4^{2-} e sólidos dissolvidos. Apesar de tais classificações, observa-se que quantificar o ambiente é tarefa árdua, não só devido às mudanças climáticas em curso, o agravamento da poluição e seus desdobramentos, como as possíveis mudanças na destinação de uso de uma estrutura. O desenvolvimento de um projeto de reparo requer uma idéia clara de qual ambiente externo envolve a estrutura, assim como qual será o provável comportamento deste ambiente. Quanto ao ambiente interno ao reparo e quais as mudanças promovidas pela sua execução, pouco se sabe sobre seu comportamento, visto que este ambiente está constantemente sendo modificado por interações internas e externas.

É interessante lembrar que tanto os produtos de hidratação quanto os produtos resultantes de reações deletérias no concreto são extremamente sensíveis à umidade (MONTEIRO *et al.*, 2000), sendo a água agente primário nos processos físicos de degradação e fonte para processos químicos de degradação. Quanto às condições climáticas, o frio, o calor e a umidade, agravados pelo vento, podem promover sérios efeitos patológicos.

Os materiais utilizados na fabricação das estruturas de concreto armado, devido às suas propriedades intrínsecas são passíveis de manutenção, ou seja, deve-se adotar um conjunto de atividades necessárias à garantia do desempenho satisfatório da estrutura ao longo do tempo, prolongando sua vida útil. A periodicidade da manutenção é função do tipo de uso, dos materiais utilizados e dos agentes agressivos atuantes.

Segundo CÁNOVAS (1988), a manutenção deve começar simultaneamente com o início da construção e com intensidade variável de acordo com a qualidade dos materiais empregados e com a qualidade da execução. Seria prudente acrescentar que a manutenção deve ser pensada ao se planejar a obra, através de projetos adequadamente elaborados, integrados entre si, utilizando-se de soluções que permitam facilitar a execução da obra e a manutenção futura.

Nos chamados círculos da qualidade da construção civil, observados na FIG. 4, é estabelecida a coresponsabilidade do proprietário, investidor e usuário de forma que os sistemas de manutenção concebidos pelos projetistas sejam viabilizados pelo construtor e mantidos pelo usuário.

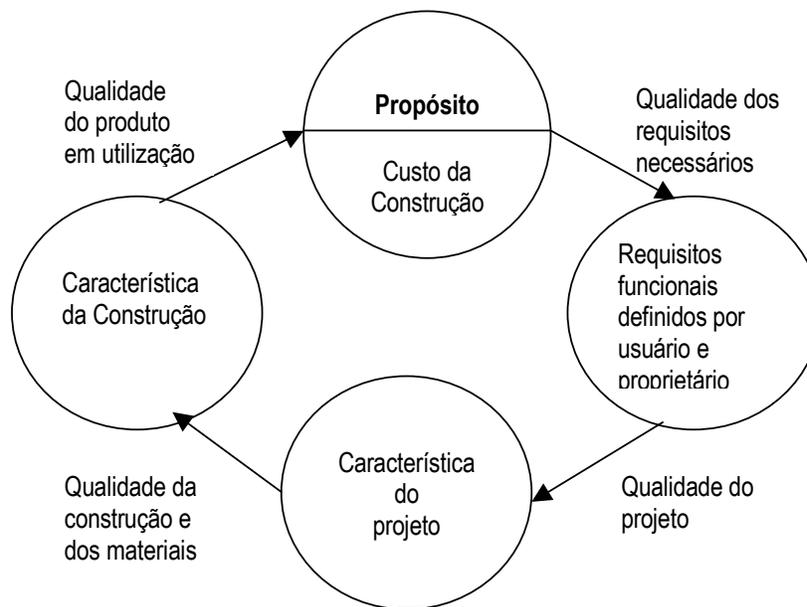


FIGURA 4 – Círculos da qualidade para a construção civil (CEB – Boletim 183/89)

FONTE: SOUZA & RIPPER, 1998

CALIXTO (1997) realça a presença do usuário como participante do processo, contribuindo com manutenções periódicas, de forma a garantir a durabilidade da construção. Sugere ainda que sejam elaborados manuais técnicos de utilização e manutenção da edificação, onde constem considerações básicas do projeto, tais como quais são as sobrecargas admissíveis e quais foram os materiais utilizados, assim como registros de ocorrências do período de execução da obra e indicações para a manutenção, como periodicidade e pontos sujeitos a maior atenção.

Um conceito importante é o do monitoramento das estruturas, tais como pontes, viadutos, barragens, que tem por objetivo controlar as condições de segurança funcional e sua interação com o ambiente, compreendendo os procedimentos de observação do comportamento, interpretação dos dados e tomada de decisão. Na fase do projeto do monitoramento a ser estabelecido, é elaborado um plano de observação. Ensaios laboratoriais e *“in situ”*, inspeções visuais e instrumentação propiciam a coleta dos dados. Os métodos de análise atualmente empregados são os determinísticos e os probabilísticos (BERNARDES & ANDRÉ, 1997). A interpretação dos resultados consiste no estabelecimento de modelos e critérios de forma a explicar o comportamento estrutural e emitir parecer sobre as condições de segurança ou rever hipóteses assumidas no projeto. Portanto, o monitoramento fornece parâmetros para a manutenção, para possíveis intervenções de recuperação e para a otimização de novos projetos.

Ao aplicar os materiais e tecnologias de recuperação e reforço, constata-se que ações podem ser planejadas de antemão, de forma que os serviços satisfaçam alguns requisitos de qualidade estabelecidos, ou seja, que a garantia da qualidade esteja prevista em cada fase do processo. Técnicos, construtores e administração pública estão conscientes que de forma geral, a qualidade é rentável a curto e longo prazo e não apenas do ponto de vista econômico, mas também em relação ao prestígio nacional e internacional (CÁNOVAS, 1988).

Pode-se observar numa visão mais ampla, que uma seleção cuidadosa dos materiais e sua aplicação podem ter um significativo impacto na qualidade requerida. É interessante lembrar que materiais e tecnologias também devem ser compatíveis com as questões ambientais. KREIJGER, *apud* MEHTA & MONTEIRO (1994), sugere:

“Uma vez que são as pessoas que determinam como os materiais são usados na sociedade, cada projetista, ao fazer a escolha dos materiais de construção, é também responsável pelas conseqüências ecológicas e sociais desta escolha.”

A indústria do concreto necessariamente deverá incorporar tecnologias compatíveis com as questões ambientais. MOTA (1997) define desenvolvimento sustentado como aquele que além dos aspectos sociais e econômicos, considera as características ambientais, de forma a garantir para gerações atuais e futuras, um ambiente que lhes proporcione a indispensável qualidade de vida. Portanto desenvolvimento sustentado significa também um processo de mudança de procedimentos, no qual os recursos, os investimentos e o desenvolvimento tecnológico atendam as necessidades humanas no presente, resguardando ainda o futuro. Vale lembrar o trinômio proposto por MEHTA (1999), que enumera três elementos essenciais para o estabelecimento desta nova indústria do concreto, que são interdependentes entre si: a conservação dos materiais de fabricação do concreto, o aumento da durabilidade das estruturas de concreto e uma mudança de direção da visão reducionista para uma visão holística na pesquisa tecnológica do concreto e na educação, conforme a FIG.5.



FIGURA 5 – Elementos para uma nova indústria do concreto

FONTE: adaptado de MEHTA, 1999

2.2 Mecanismos básicos de degradação

Conforme MEHTA & MONTEIRO (1994), efeitos químicos deletérios incluem a lixiviação da pasta de cimento por soluções ácidas, reações expansivas envolvendo ataque por sulfatos, reações álcali-agregados e corrosão das armaduras no concreto. Efeitos físicos incluem desgaste da superfície, fissuras causadas pela pressão de cristalização de sais nos poros e exposição a temperaturas extremas, tais como congelamento ou fogo. Na prática, vários processos químicos e físicos de deterioração atuam ao mesmo tempo, podendo inclusive reforçarem-se mutuamente.

De acordo com o projeto de revisão da Norma NBR 6118 deverão ser levados em conta os mecanismos mais importantes de envelhecimento e deterioração da estrutura de concreto, descritos no QUADRO 2. Somados a estes mecanismos, ainda deverão ser considerados aqueles relacionados com as ações mecânicas, térmicas, impactos, deformação lenta, entre outros.

QUADRO 2

Principais mecanismos de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto armado

MECANISMO	AGENTES	AÇÃO	SINTOMATOLOGIA
1. Lixiviação	Águas puras, carbônicas agressivas e ácidas	Carrear compostos hidratados da pasta de cimento	- Superfície arenosa ou com agregados expostos sem a pasta superficial;- Eflorescência de carbonato; - Elevada retenção de fuligem / fungos
2. Expansão	Águas e solos contaminados por sulfatos	Reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado	- Superfície com fissuras aleatórias e esfoliação - Redução da dureza e do pH
3. Expansão	Agregados reativos	Reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos	- Expansão geral da massa do concreto - Fissuras superficiais e profundas
4. Reações deletérias	Certos agregados	Transformações de produtos ferruginosos presentes nos agregados	- Manchas, cavidades e protuberância na superfície do concreto
5. Despassivação da armadura	Gás carbônico da atmosfera	Penetração por difusão e reação com os hidróxidos alcalinos dos poros do concreto, reduzindo o pH dessa solução	- Requer ensaios específicos - Em casos mais acentuados, apresentam manchas, fissuras, destacamentos do concreto, perda da seção resistente e da aderência
6. Despassivação da armadura	Cloreto	Penetração por difusão, impregnação ou absorção capilar, despassivando a superfície do aço.	- Requer ensaios específicos - Ao atingir a armadura apresenta os mesmos sinais do item 5.

A seguir serão revistos os principais efeitos químicos e físicos prejudiciais ao concreto.

2.2.1 Lixiviação do concreto

Em cada um dos principais casos de deterioração das estruturas de concreto, a água está implicada no mecanismo de expansão e fissuração e como veículo de difusão de agentes agressivos.

No caso da lixiviação do concreto, ocorre a dissolução e o arraste do hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ da massa endurecida, pela ação do fluxo contínuo da água através da estrutura do material. O potencial hidrogeniônico (pH) do concreto é diminuído, dando lugar à decomposição de outros hidratos, aumentando sua porosidade e facilitando a desintegração (SOUZA & RIPPER, 1998). Surgem como resultado da lixiviação as formações do tipo estalactites e estalagmites.

2.2.2 Corrosão das armaduras

Um dos produtos de hidratação do cimento é a portlandita, hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, que confere ao concreto um pH por volta de 12,5, envolvendo a armadura em meio alcalino. Esta alcalinidade fornece resistência à corrosão, mesmo em ambientes onde a corrosão é favorável.

A corrosão das armaduras apresenta-se na maioria das estruturas de concreto deterioradas. Assim que se inicia o processo, a taxa de corrosão é controlada pela condutividade do concreto, pela diferença de potencial entre as áreas catódicas e anódicas e pela taxa de oxigênio que alcança o catodo.

As estruturas de concreto armado localizadas em ambientes agressivos, são especialmente propensas à corrosão pela entrada de cloretos. Na presença de grandes quantidades de cloretos, o concreto tende a conservar mais umidade, aumentando o risco de corrosão pela diminuição da resistividade elétrica do concreto. São fontes comuns de cloretos os aditivos, os agregados contaminados por sais, águas de amassamento contaminadas e a penetração de soluções com sais degelantes, salmouras industriais, maresias ou névoas de ambiente marinho ou água do mar (impregnação da superfície).

Já em atmosferas ácidas, urbanas e industriais, o fenômeno da carbonatação é mais intenso. Tal fenômeno é associado à ação do monóxido (CO) e dióxido de carbono (CO_2) do ar, além de outros gases ácidos tais como SO_2 e H_2S , que impregnados no concreto, reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio do concreto, formando o carbonato de cálcio (CaCO_3). A reação se dá a uma velocidade lenta, expressa pela lei parabólica $e = k \cdot \sqrt{t}$, que atenua-se com o tempo. Esta atenuação pode ser explicada pela hidratação crescente do cimento, além dos próprios produtos da reação que

colmatam os poros superficiais, dificultando cada vez mais o acesso dos gases presentes no ar ao interior do concreto.

De acordo com MEHTA & MONTEIRO (1994), se os poros estiverem preenchidos com água, quase não haverá carbonatação, devido à baixa taxa de difusão do CO_2 na água. Casos os poros estejam secos (concreto seco em estufa), o CO_2 difundirá entre eles, mas a carbonatação não ocorrerá pela falta de água. Se os poros estiverem parcialmente preenchidos com água, a frente de carbonatação avançará até profundidades onde os poros apresentem esta condição favorável.

O dano no concreto resultante da corrosão da armadura manifesta-se sob a forma de expansão volumétrica, fissuração e lascamento do cobrimento. A FIG. 6 tem caráter ilustrativo, apresentando os volumes relativos de alguns dos principais produtos de corrosão, que indicam um aumento de até seis vezes em relação ao volume do aço metálico original.

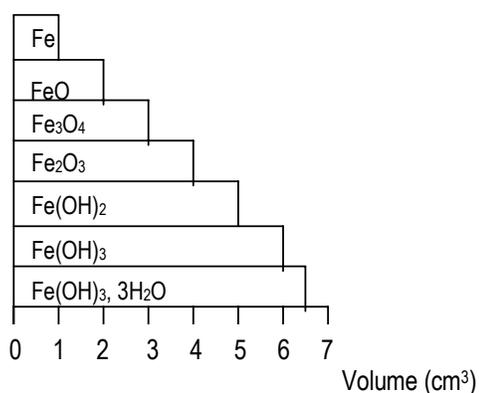


FIGURA 6 – Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão

FONTE: CASCUDO, 1997

Considerando que os mecanismos da passivação, despassivação e corrosão no concreto que ainda não são bem compreendidos (KURTIS *et al.*, 2000), a melhoria da compreensão dos mecanismos é essencial para o desenvolvimento de projetos mais eficientes, assim como para o estabelecimento de estratégias de construção e reparos.

MONTEIRO *et al.* (2000) afirmam que o grande esforço de pesquisa para melhoria da microestrutura do concreto possibilitou a obtenção de estruturas de concreto resistentes à corrosão. Entretanto, pouco tem sido pesquisado quanto ao aço, de forma a se obter um melhor desempenho à corrosão. Pensando nisto, estes autores pesquisaram o desempenho de aços bi-fásicos, contendo ferrita e martensita. Os ensaios determinaram as propriedades mecânicas e eletroquímicas dos aços e foram

comparados com aços ASTM. Segundo aqueles autores, o aço bifásico apresentou comportamento muito superior ao aço normal, tendo este último indicado perda de massa aproximadamente quatro vezes maior que a perda de massa dos aços bi-fásicos.

O uso de misturas inibidoras de corrosão, a pintura epóxi das armaduras e a proteção catódica são basicamente os maiores avanços tecnologicamente conhecidos com o propósito de aumentar a vida útil das estruturas de concreto armado expostas a ambientes corrosivos.

2.2.3 Reações álcali-agregado

A deterioração decorrente da interação entre certos agregados e a solução alcalina resultante da hidratação de cimentos com alta taxa de álcalis, no concreto, é conhecida como reação álcali-silica ou álcali-agregado (ASR). A reação produz gel que absorve água e expande em volume, resultando em fissuração e desintegração do concreto. Ocorre a perda da resistência, diminuição do módulo de elasticidade e da durabilidade.

MONTEIRO *et al.* (2000) afirmam que não se sabe exatamente como a composição química do gel se modifica durante a reação e como esta afeta a capacidade do gel de se expandir, tendo sido relatadas análises diferentes da composição do gel. Também são ignorados os efeitos da incorporação de íons álcalis no silicato de cálcio hidratado (C-S-H), visto que, cimentos com alto teor de álcalis produzem C-S-H mais gelatinoso e mais propenso à retração por secagem. No modelo proposto por HELMUTH e STARK *apud* MEHTA (1997), num primeiro estágio, ocorre a retração por secagem e finas fissuras na superfície do concreto, sem produtos consideráveis da reação álcali-agregado. Num segundo estágio, o aumento da permeabilidade do concreto devido aos efeitos ambientais, é precursor da penetração da mistura, que é essencial para a expansão dos géis alcalinos.

Com o objetivo de avaliar o efeito do lítio na redução da reação álcali-agregado, MONTEIRO *et al.* (2000) desenvolveram um estudo através de microscopia de raios X moles (XM-1), a partir de gel de ASR obtido nas galerias da barragem de Furnas. O XM-1 é um microscópio de alta resolução construído e operado na Universidade de Berkeley, Califórnia, cujas características principais encontram-se detalhadas no trabalho original. Para examinar o efeito do lítio, o gel foi exposto a duas soluções: NaOH 0,7 M, para fins de controle e NaOH 0,7M + LiCl 0,1M. A partir das imagens geradas pelos raios X moles, foram mostrados produtos de diferentes morfologias, sugerindo dois mecanismos pelos quais o lítio pode reduzir a expansão do gel: um primeiro mecanismo que reduz a

repolimerização diminuindo o potencial de expansão; o segundo mecanismo que promove a agregação de partículas relativamente grandes. Os resultados obtidos confirmam a eficiência do equipamento para observação das reações químicas “*in situ*”, o que lhe garante grande futuro.

Considerando que os efeitos da armadura na expansão e fissuração decorrentes da ASR, e que o comportamento estrutural de elementos deteriorados pela reação não são bem compreendidos, FAN & HANSON (1998) analisaram o efeito da reação de expansão e fissuração decorrente da reação álcali-sílica no comportamento estrutural de vigas de concreto armado e nas propriedades mecânicas de cilindros feitos com o mesmo concreto. As vigas foram condicionadas sob imersão em uma solução alcalina por um ano, para acelerar a reação ASR, sendo que duas vigas foram previamente carregadas de maneira a fissurar na parte tracionada, para simular as condições de serviço. Fissuras decorrentes da expansão foram observadas após seis meses de exposição, localizadas no topo das vigas e orientadas na direção paralela à armadura. Devido à restrição da armadura, a expansão longitudinal no nível da armadura, foi bem reduzida. A expansão na direção transversal também foi reduzida. Entretanto, após um ano, a resistência à flexão das vigas que sofreram expansão decorrente da ASR, eram aproximadamente a mesma daquelas que não sofreram reação. Para as vigas pré-fissuradas, simuladoras das condições de serviço, o efeito da expansão também não foi significativo quanto à resistência à flexão. Quanto aos cilindros, após a fissuração decorrente da expansão, a resistência à compressão, a resistência ao cisalhamento e o módulo dinâmico, foram significativamente reduzidos. Portanto, a reação ASR teve efeito prejudicial maior nas propriedades mecânicas dos cilindros que no comportamento estrutural das vigas de concreto armado.

Os efeitos da expansão do concreto armado devido a ASR quanto à resistência ao cisalhamento, foram examinados por AHMED *et al.* (1998), para carregamento estático e cíclico. Foram analisadas dezesseis vigas divididas em quatro grupos, contendo vigas de referência, sem as reações de expansão para fins de comparação: vigas com e sem estribos, bem ou mal ancoradas, tendo em duas vigas armação na região de compressão. Segundo os autores, nas vigas submetidas a reação ASR, o gel foi claramente visível dentro das fissuras, indicando que grandes quantidades de gel estavam presentes nas amostras. A cor do gel mudou do branco para marrom a medida que as vigas foram secando. A deformação do aço nas vigas expandidas após o tempo de cura, foi de 1600 microstrain enquanto nas vigas de controle o valor foi de 130 microstrain. Observou-se que a introdução da armadura de compressão promoveu redução na expansão. Os valores indicaram que os efeitos da boa ancoragem e da presença de estribos reduziram os efeitos deletérios da ASR. Os autores concluíram que a ASR aumenta a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado, com ou sem estribos, em carregamentos estáticos e cíclicos, devido ao efeito benéfico da hidratação do

cimento. Este benefício é maior que os efeitos decorrentes da fissuração devido a ASR, sendo que o gel da ASR atua como um forte filler, reduzindo a perda da resistência à tração devido a reação.

De acordo com FAN & HANSON (1998), métodos para prevenir ou minimizar a deterioração por ASR, incluem evitar o uso de agregados reativos, limitação do conteúdo de álcalis no cimento e a incorporação do uso de pozolanas e outras misturas apropriadas no concreto. MEHTA & MONTEIRO (1994) acrescentam que o controle de acesso de água ao concreto é fator desejável para impedir expansões excessivas no concreto.

2.2.4 Ataque de sulfatos

O ataque de sulfatos pode manifestar-se na forma de expansão do concreto e na perda progressiva de resistência e massa, devido à deterioração na coesão dos produtos de hidratação do cimento. Conforme CARMONA FILHO (2000), o aluminato tricálcico do cimento pode reagir com sulfatos solúveis, em uma reação acompanhada com grande expansão, resultando no composto sulfoaluminato tricálcico.

Segundo JANOTKA & STEVULA (1998), dois tipos de corrosão por sulfatos podem ser verificados: a corrosão provocada pela formação do sulfato de cálcio (H_2S), e a corrosão causada pela etringita ($C_3A.3CS.H_{32}$). De acordo com COLLEPARDI (1999), a deterioração provocada pela etringita ocorre na presença simultânea de três elementos: microfissuração, exposição a água ou ar saturado e liberação de sulfato tardio. Na ausência de um dos três elementos, a reação não ocorre, o que explica o caráter errante deste fenômeno.

A maioria dos solos contém sulfato na forma de gipsita (0,01 a 0,05%), em quantidade inofensiva ao concreto. Maiores concentrações são devidas à presença de magnésio e sulfatos alcalinos. O sulfato de amônia está presente nos solos e águas de agricultura. Efluentes de fornos e indústrias químicas podem conter ácido sulfúrico. Deformação de material orgânico levam a formação de H_2S , que pode ser transformado em ácido sulfúrico pela ação de bactérias. A chuva ácida e neblina em áreas urbanas, contém poluentes tais como sulfatos, nitrato, íons de amônia, chumbo, cobre, níquel e aldeídos, sendo portanto potencialmente agressivas.

A quantidade e natureza do sulfato presente, o nível da água e sua variação sazonal, o fluxo da água subterrânea e porosidade do solo, a forma da construção e a qualidade do concreto são fatores que influenciam o ataque por sulfatos (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Sabendo-se que alguns tipos de cimento, especialmente aqueles com baixo teor de C_3A , podem aumentar a resistência ao ataque de sulfatos, vários pesquisadores têm-se ocupado do assunto. Outros fatores também como a substituição do cimento Portland por cinza volante, sílica ativa e escória de alto forno granulada, também aumentam a resistência contra o ataque de sulfatos, pelo fato da reação pozolânica consumir uma parte do hidróxido de cálcio (C-H) produzido pela hidratação do cimento, formando uma quantidade menor de H_2S .

JANOTKA & STEVULA (1998), em trabalho recente analisaram o efeito da substituição parcial do cimento pela adição da bentonita e zeolita, de forma a conseguir melhores resultados que os obtidos com o uso dos cimentos pozolânicos típicos como a sílica ou a escória. Cimentos com bentonita são frequentemente utilizados para construção de paredes de fechamento de canais subterrâneos, apresentando entretanto, baixa resistência a agressão de sulfatos. Foram analisados corpos de prova, que após cura por 21 dias, foram mantidos por 365 dias em solução de água com 10% de sulfato de sódio (N-S), em temperatura ambiente. As amostras foram testadas quanto a resistência à compressão, módulo dinâmico de elasticidade e mudanças de peso. Os autores concluíram que após 30 dias, as amostras com cimento com bentonita estavam completamente destruídas, enquanto que nenhum dano foi observado após 365 dias na amostras de cimento com zeolita, as quais apresentaram inclusive aumento na resistência à compressão. Segundo os autores tal comportamento indicou a alta reatividade da zeolita com o calcáreo, provocando alto consumo de hidróxido de cálcio pela reação pozolânica da zeolita.

A melhor proteção contra ao ataque de sulfatos é a baixa permeabilidade obtida pelo alto consumo de cimento, baixa relação a/c, compactação e cura apropriadas.

2.2.5 Efeitos físicos decorrentes do fogo e do congelamento

Quanto aos efeitos da ação do fogo, que caracterizam-se basicamente pela alteração da cor e perda da resistência, em função direta da temperatura que o incêndio atinge, sabe-se que a degradação do concreto ocorre por volta dos $600^{\circ}C$. A fratura do concreto ocorre devido a expansão dos agregados, que desenvolvem tensões em função do coeficiente de dilatação térmica dos agregados. (SOUZA & RIPPER, 1998).

Quanto aos efeitos da ação do congelamento, o mais comum é a fissuração e o destacamento do concreto causados pela expansão da pasta de cimento, por repetidos ciclos gelo-degelo. Segundo MONTEIRO *et al.* (2000), o conceito introduzido por POWERS & HELMUTH de pressão osmótica, em que a água se move em direção do vazio capilar onde o gelo foi formado, é capaz de explicar as

conseqüências deletérias do uso de sais. Na teoria da pressão osmótica, dois fenômenos criam um gradiente de concentração, que aumenta a concentração de água no poro: a água na forma líquida nos pequenos vazios capilares e a água nos grandes vazios capilares onde o gelo já se formou. Tendo em vista a não existência de trabalhos experimentais referentes a caracterização direta desta formação de gelo na pasta de cimento, MONTEIRO *et al.* (2000) apresentaram duas novas técnicas de microscopia com a utilização do microscópio eletrônico mantido a temperaturas criogênicas e a microscopia de solidificação direcionada. Na pesquisa descrita pelos autores, é apresentado um método de se observar gelo nos vazios, através de microscópio eletrônico de varredura mantido a baixas temperaturas. O microscópio permite descrever a morfologia do gelo numa pasta de cimento congelada, com as indicações de mudança a medida que o gelo sublima. O microscópio eletrônico permite a obtenção de imagens e a técnica da solidificação direcionada permite obter informações do processo dinâmico.

A incorporação de ar ao concreto representa uma maneira efetiva de redução de riscos de danos pela ação do congelamento.

2.2.6 Deterioração por desgaste superficial

A deterioração da superfície do concreto, decorrente dos fenômenos físicos da erosão, abrasão e da cavitação pode diminuir a vida útil do concreto. Estes fenômenos podem ser acelerados principalmente quando a pasta de cimento do concreto têm elevada porosidade. Para obtenção de elevadas resistências aos fenômenos de erosão e abrasão, deve-se utilizar concretos com resistência à compressão superior a 28 MPa, baixa relação água/cimento, uso de agregados com granulometria adequada, verificação do uso de adições minerais, baixa consistência e condições apropriadas de cura. Quanto ao fenômeno da cavitação, um concreto resistente não é necessariamente suficiente para a prevenção de danos. Alguns autores sugerem a adoção de medidas em projeto, tais como evitar mudanças bruscas da declividade e irregularidades da superfície como formas adicionais de prevenção do fenômeno.

CAPÍTULO 3

3. ASPECTOS DECISIVOS PARA RECUPERAR OU REFORÇAR

3.1 Aspectos gerais

As intervenções necessárias para restituir o desempenho da estrutura devem respeitar os pontos de vista técnico, econômico e sócio-ambientais, atendendo ao disposto na FIG. 7. Desta forma, caso o desempenho de uma estrutura seja insatisfatório, alternativas se apresentam tais como recuperar, reforçar, limitar seu uso ou ainda, no caso mais extremo, demolir. Os pontos principais de um projeto de recuperação consideram uma avaliação das condições da estrutura existente a ser reparada, as soluções cabíveis e proteções adicionais. Segundo CÁNOVAS (1988), existem defeitos estruturais localizados e de pouca importância, que não afetam o restante da estrutura. Por este motivo, sua reparação pode ser realizada de forma imediata, sem necessidade de se esperar resultados de análises e pesquisas. Outros defeitos são de tal monta que exigirão um estudo completo da obra.

Devem ser considerados também parâmetros sociais, artísticos, econômicos, dentre outros, que podem influir consideravelmente na decisão quanto a urgência de reparar ou reforçar. Aspectos estéticos também podem limitar as soluções, tendendo a restringir a concepção de soluções.

A diversidade de danos e de possibilidades de ocorrência, dificulta a elaboração de normas de recuperação e de reforço. Por outro lado, o monitoramento de estruturas recuperadas desponta como uma real possibilidade, cujos resultados são importantes para o estabelecimento de critérios mínimos de desempenho para novos reforços.

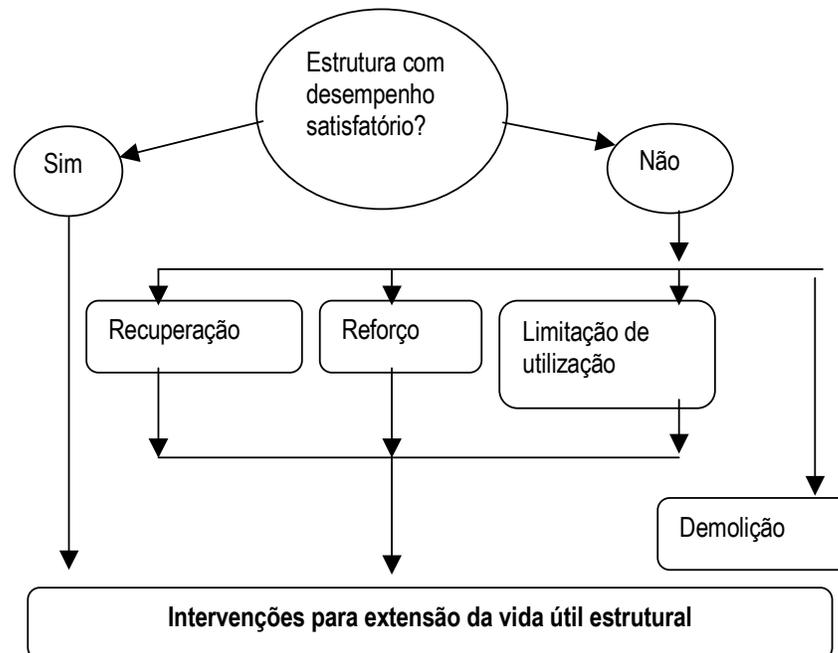


FIGURA 7 – Hipóteses para reconversão de estruturas com desempenho insatisfatório
 FONTE: SOUZA & RIPPER, 1998

Antes de se proceder à recuperação ou reforço da estrutura é necessário um trabalho extensivo de investigação, buscando-se a “memória” da obra, ou seja, projetos iniciais, plantas, memórias de cálculo, especificações de materiais e resistências, dentre outros documentos. Se existentes, poderão ser conferidos durante vistoria local. Caso contrário, deverá ser providenciado levantamento detalhado da estrutura. Pode-se neste momento verificar a relação projeto original e o projeto “como construído”. Durante a inspeção deve-se ter em mente a segurança pessoal do profissional, evitando-se riscos. Muitas vezes são necessários equipamentos de segurança como roupas especiais, máscaras, botas, etc. Alguns autores sugerem a visualização externa da verticalidade dos pilares e paredes e a horizontalidade das peças, antes de entrar na edificação.

Com o objetivo de verificar a integridade estrutural, a capacidade de carga resistente da estrutura e as condições de deterioração da mesma, vários autores (ANDRADE, 1992; CARMONA FILHO, 2000; KAY, 1992) sugerem a divisão do processo em duas etapas. Numa fase inicial são determinadas as dimensões gerais e propriedades globais da estrutura através da realização de alguns ensaios com os materiais, tais como profundidade de carbonatação, presença de cloretos e qualidade do concreto, pelos métodos da porosidade e resistência.

Registra-se todos os sintomas visuais, inclusive retirando-se o revestimento do concreto em pontos singulares, para a observação direta das armaduras. Sugere-se o preenchimento de fichas de antecedentes, que referem-se à estrutura e meio-ambiente. Numa segunda fase, aspectos particulares são examinados em detalhes. Uma inspeção detalhada pode quantificar a extensão da deterioração e caracterizar todos os elementos da estrutura, sendo importante planejar e prover os meios de acesso a todos os elementos a inspecionar, assim como a disponibilidade de energia, água e outros meios auxiliares para a realização dos trabalhos.

Os principais instrumentos utilizados numa inspeção são a régua e metro, giz-estaca, fio de prumo, nível d'água, escova de cerdas metálicas, lupa, binóculo, lanterna, máquina fotográfica, filmadora, fissurômetro, extensômetro mecânico ou elétrico, martelo de geólogo, furadeira elétrica de impacto, pacômetro, esclerômetro, equipamento de acesso do tipo escada, cavalete, dentre outros, equipamento individual de proteção (CARMONA FILHO, 2000). Quanto as técnicas e ensaios mais frequentes no diagnóstico de uma estrutura deteriorada, estão a determinação da espessura carbonatada, a dosagem de cloretos e sulfatos, a extração de testemunhos de concreto e armadura, a determinação da massa específica, permeabilidade e resistência mecânica do concreto, o mapeamento do potencial elétrico do concreto, a intensidade de corrente de corrosão, a radiografia-x, gamagrafia e a realização de prova de carga. É de fundamental importância conhecer as causas que motivaram os danos.

Uma abordagem criteriosa da estrutura deverá analisar aspectos qualitativos e quantitativos do concreto, da armadura e do desempenho das estruturas como um todo. Isto requer o uso de técnicas que avaliem as condições das construções e estruturas, tais como dimensões dos componentes estruturais, avaliação do grau de adensamento do concreto, detecção de vazios e deterioração de materiais, dentre outras características, e preferencialmente, sem interrupção das funções do elemento a ser estudado.

Dado o surgimento de inúmeros casos de patologia em estruturas de concreto armado, aliado à preocupação com o controle de qualidade das estruturas recentes e a manutenção de estruturas em geral, as técnicas de ensaios de avaliação de estruturas acabadas, têm se desenvolvido intensamente nas duas últimas décadas, com o objetivo de prevenir e corrigir tais vícios da engenharia (EISINGER & LIMA, 2000).

Conforme PADARATZ (1997), o desenvolvimento de pesquisa na área de ensaios não destrutivos cresceu significativamente devido a necessidade de um melhor entendimento dos mecanismos de deterioração e sua extensão numa estrutura, antes de se proceder qualquer serviço de recuperação. Técnicas que avaliam anomalias em estruturas de estruturas de concreto e alvenarias, que são

materiais não homogêneos, têm aspecto restrito no meio técnico, devido às limitações do conhecimento do potencial de uso. Verifica-se inclusive que a implantação de normas limita-se principalmente aos ensaios não destrutivos de esclerometria e ultra-som e secundariamente aos ensaios semi-destrutivos.

O que se observa, entretanto, é que muitas soluções ainda estão restritas ao trabalho em laboratório, muitas vezes com elevado custo. Uma boa alternativa quanto aos ensaios não destrutivos é sua utilização de forma conjunta e planejada com ensaios de resistência em testemunhos ou ensaios normais de compressão. Pode-se verificar em LOTTI *et al.* (1997), uma extensa relação de ensaios não destrutivos, cuja utilização é ainda bastante restrita. O desenvolvimento e adaptações de ensaios não destrutivos, apresentam-se como um caminho potencial para a análise de estruturas deterioradas, facilitando o correto diagnóstico e a adoção de medidas coerentes com o quadro patológico instalado.

3.2 Avaliação do concreto

Vários são os testes e ensaios com vistas à análise das características físicas e químicas dos materiais e agentes agressivos no concreto. Para ensaios de verificação da uniformidade e resistência do concreto, apresentam-se os ensaios de arrancamento (ASTM C900), ensaios de dureza superficial (esclerométricos - NBR 7584, ASTM C805 e BS 1881 Part 202), os ensaios de ultra-som (NBR 8802, ASTM C597, BS 1881 Part 203), técnicas de resistência à penetração (ASTM C803) e a retirada de testemunhos (NBR 7680 e 6118).

O ensaio de arrancamento, que alguns autores classificam como ensaio semi-destrutivo, tem como inconveniente certo trabalho na montagem e no ensaio propriamente dito, além de causar danos estruturais se a extração for mal planejada. Deve ser planejado com antecedência, pois consiste em arrancar um tipo especial de parafuso de aço, previamente moldado no concreto fresco. Existe variedade de equipamentos e formas de aplicação das cargas, conhecidos na literatura estrangeira como *Pull-out* (*Cast in e drilled hole* - normalizados na ASTM C 900), *Pull-off* (ASTM D 4541 e BS 1881 Part 207) e *Break-off* (ASTM C 1150). Dentre eles destacam-se os comercialmente conhecidos como *Capo Test* e *Lok Test*, citados por KAY (1992), MEHTA & MONTEIRO (1994) e CARMONA FILHO (2000). O *Capo test*, consiste em teste da fratura interna, onde utiliza-se torquímetro para medir a carga necessária à extração de um parafuso com luva de expansão, que se dilata à medida em que a carga é aplicada. Quanto ao *Lok test*, trata-se de ensaio normalizado pela ASTM C 900 (Resistência ao Arrancamento do Concreto Endurecido), onde um esforço é aplicado através de um macaco hidráulico e medido em um dinamômetro, sendo que a peça metálica extraída do concreto

apresenta uma “cabeça” na extremidade embutida. O arrancamento do parafuso é feito com um cone de concreto, causando danos à superfície do concreto, o qual deverá ser reparado após o ensaio. Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), a resistência ao arrancamento é da ordem de 20% da resistência à compressão, sendo previamente uma medida da resistência ao cisalhamento. Tem ainda como vantagem, a indicação do tempo seguro para desmoldagem das formas, visto que, quando uma determinada força pré-determinada for atingida no medidor, as formas podem ser removidas com segurança. LOTTI *et al.* (1997) os avaliam como dos mais confiáveis na correlação com a resistência local do concreto em estruturas.

Dentre os ensaios esclerométricos, destaca-se um dos mais antigos, que permite avaliação da uniformidade do concreto na estrutura, cujo equipamento foi desenvolvido por Ernst Schmidt, em 1940. Consiste em causar impacto na superfície do concreto de maneira padronizada, medindo-se a distância de reflexão como uma medida da dureza da superfície. O índice esclerométrico indica a porcentagem da reflexão obtida em relação a uma reflexão máxima (100%). Os resultados são influenciados pela textura da superfície do concreto, umidade superficial, profundidade de carbonatação, maior ou menor proporção de argamassa, agregados graúdos e armadura. CÁNOVAS (1988) indica a necessidade de aferição prévia do esclerômetro em concretos de qualidade semelhante ao estudado, especialmente no que se refere ao agregado graúdo. Os testes de aferição são influenciados pela forma e dimensões dos corpos de prova e também pela forma de fixação na prensa. TOBIO, *apud* CÁNOVAS (1988) não recomenda o uso do esclerômetro em concretos muito novos (menos de 14 dias) ou pouco resistentes (resistência inferior a 6,0 MPa) e ainda sugere que quando o elemento estrutural está sob carga, os índices obtidos podem apresentar resultados superiores a 15%. Segundo MALHOTRA, *apud* MEHTA & MONTEIRO (1994), a exatidão da estimativa da resistência do concreto nos corpos de prova de laboratório é de 15 a 20% e em uma estrutura de concreto é de 25%. Encontra-se normalizado na NBR 7584 (Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão), ASTM C 805 e BS 1881 Part 202.

A esclerometria é particularmente interessante quando correlacionada com os resultados de ensaio destrutivo de resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos extraídos da estrutura (CARMONA FILHO, 2000).

A NBR 8802 (Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas) estabelece o ultra-som para a avaliação da uniformidade do concreto na obra, indicação de mudanças nas características do concreto com o tempo e avaliação do grau de deterioração e/ou fissuração nas estruturas de concreto. Uma estimativa da resistência pode ser obtida a partir de um estudo prévio da relação velocidade de propagação/resistência estabelecida em corpos de prova, com

concretos semelhantes. CÁNOVAS (1988) apresenta na TAB. 2, uma relação para avaliação da qualidade ou homogeneidade do concreto:

TABELA 2
Velocidade de propagação do som

Velocidade de propagação linear (m/s)	Qualidade do concreto armado
> 4500	Excelente
3600 a 4500	Bom
3000 a 3600	Aceitável
2100 a 3000	Má
< 2100	Muito má

FONTE: CÁNOVAS, 1988

Desta forma, o ultra-som tem sido usado para avaliar a resistência do concreto de forma comparativa, detecção de vazios e fissuras, estimação da espessura de camadas que tenham diferentes velocidades de propagação, permitindo avaliar profundidades de ataques de sulfatos, danos decorrentes do fogo ou congelamento, localização de ninhos de pedra no concreto, determinação do grau de enchimento de uma fissura mediante injeção epoxídica, medição da espessura de laje em contato com o terreno, dentre outras utilizações. Encontra-se normalizado também na ASTM C 597 e BS 1881 Part 203.

Entre as técnicas de resistência à penetração, destaca-se a Pistola de pólvora Windsor, que é utilizada para atirar um pino metálico no concreto, de forma que o comprimento exposto do pino é uma medida da resistência à penetração no concreto. MEHTA & MONTEIRO (1994) indicam que este é um excelente método para medir o grau relativo de desenvolvimento da resistência do concreto nas primeiras idades, especialmente para determinar o tempo de retirada das formas, tendo entretanto, uma dispersão de resultados mais alta se comparada à resistência obtida pelos ensaios de compressão simples em corpos de prova. KAY (1992) acrescenta que o teste é útil para investigação de áreas deterioradas com concretos de baixa qualidade, permitindo avaliar a uniformidade do concreto na estrutura. Se a resistência estiver sendo avaliada, deverá ser efetuada calibração para os agregados do concreto a ser analisado. Com a fratura do concreto, provavelmente ocorrerá a formação de um cone, responsável pela absorção da maior parte da energia cinética. A fratura

atravessa a matriz de argamassa e agregado graúdo, motivo pelo qual a natureza do agregado afeta consideravelmente os resultados (CARMONA FILHO, 2000). Tem como desvantagem o custo alto dos pinos metálicos, que são usados apenas uma vez e a necessidade de recuperar o furo. Encontra-se normalizado conforme ASTM C 803 (*Penetration Resistance of Hardened Concrete*), ACI 228 e BS 1881 Part 207.

Em pesquisa realizada no IPT, LOTTI *et al.* (1997) calcularam a amplitude de variação dos resultados de ensaios de ultra-som, esclerometria e resistência à compressão em corpos de prova de concreto. Com base em resultados obtidos, observaram que o ultra-som tem potencial para avaliação da capacidade resistente de concretos de baixas idades. Quanto à esclerometria, não houve contra indicações nos aspectos analisados. Os aspectos mais restritivos do uso dos ensaios não destrutivos do tipo esclerometria e ultra-som, referem-se ao fato de que não se deve adotar as curvas universais de resistência, pois a variação dos tipos de materiais componentes do concreto, ou mesmo, uma mudança nas proporções da mistura dos materiais, pode interferir nos valores dos ensaios, sem que haja mudanças proporcionais na resistência.

A extração de testemunhos (NBR 7680 e 6118, ASTM C 42, ACI 318 e BS 1881 Part 220) é conveniente quando os ensaios não destrutivos apontam a presença de fissuras internas ou regiões de concreto mais fraco. Estes ensaios permitem avaliar várias propriedades físicas do concreto, tais como densidade, absorção de água, resistência à compressão, módulo de elasticidade, podendo medir também a expansão pela reação álcali-agregado (EISINGER & LIMA, 2000). Apesar de parte integrante das estruturas, as resistências dos testemunhos são geralmente menores que aquelas obtidas nos cilindros normalmente curados, em decorrência da influência das suas dimensões, das microfissuras geradas na própria extração e ao corte dos agregados graúdos (CÁNOVAS, 1988). O número de testemunhos e condições de ruptura estão normalizados no Brasil na NBR 7680 – Concreto endurecido – Procedimento para ensaio e análise de testemunhos extraídos de estruturas acabadas, tendo sido estabelecido que a ruptura deve se fazer nas condições de obra.

AHMED (1999) demonstrou a influência do tamanho de corpos de prova, relacionando resultados de ensaios de resistência padronizado de cilindros 150 x 300 mm, com aqueles obtidos com tamanhos diferenciados. Corpos de prova com dimensões 100 x 200 mm apresentaram a melhor aproximação entre os resultados obtidos, além de provocarem menores danos à estrutura analisada. Nesse trabalho, foram obtidas as seguintes relações (R) entre resistência à compressão do corpo de prova (f_{core}) e do cilindro padrão (f_c), apresentada na TAB. 3. Tais dimensões entretanto, ainda são impraticáveis devido as dimensões usuais das estruturas de concreto.

$$R = \frac{f_{core}}{f_c} \quad (1)$$

TABELA 3

Relação entre corpos de prova

Diâmetro x altura (mm)	Cura em laboratório	Cura em campo
100 x 200	0,7	0,85
75 x 150	0,5	0,6

FONTE: AHMED, 1999

Em elementos verticais, a posição dos pontos a serem retirados tem grande influência nos resultados dos testes, devido aos fenômenos de exsudação e segregação do concreto. CÁNOVAS (1988), apresenta na FIG. 8, as resistências médias esperadas no teste de amostras, para peças verticais:

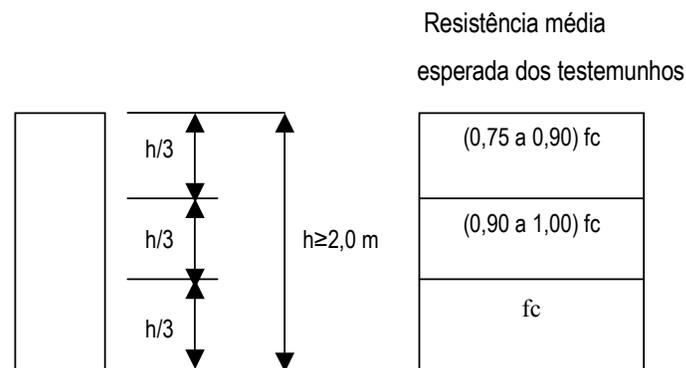


FIGURA 8 - Resistências médias esperadas de testemunhos retirados de diferentes alturas de um pilar

FONTE: CÁNOVAS, 1988

Outros aspectos importantes estão diretamente ligados à durabilidade e resistência mecânica do concreto. Os fluxos de líquidos, íons e gases no concreto são medidas disponíveis para avaliar a permeabilidade, podendo ser utilizados "in situ" ou em laboratório. A seleção do método a utilizar deve levar em conta o mecanismo de permeabilidade mais relevante no concreto em estudo. HELENE & OLIVEIRA (1990) apresentam um guia geral para vários tipos de situação. Estes autores avaliaram os

ensaios ISAT ("*Initial Surface Absorption Test*"), FIGG, espessura de carbonatação, lei de Fick – difusão iônica, absorção de água por imersão (NBR 9778), absorção de água por capilaridade (NBR 9779), permeabilidade a líquidos (NBR 10786), permeabilidade a gases e difusão iônica. Observa-se que para os vários ensaios analisados, vários graus de dificuldade foram obtidos, inclusive com aplicações práticas distintas.

O ensaio de absorção de água e volume de vazios encontra-se normalizado na NBR 9779, ASTM C 642 e BS 1881 Part 5. É um teste complementar, cujas informações referem-se a qualidade do concreto. No ensaio da ABNT calcula-se basicamente a massa de água absorvida pelo corpo de prova, colocado em uma lâmina d'água. Na técnica BS, determinada área é submetida a pressão hidrostática de 200 mm, tendo como resultado a taxa de absorção com o tempo (EISINGER & LIMA, 2000). A NBR 10786 possibilita a determinação do coeficiente de permeabilidade à água, com aplicação em estruturas hidráulicas.

O teste de teor de umidade de equilíbrio permite avaliar os teores de umidade do concreto os quais controlam o acesso dos gases como o oxigênio, gás carbônico, dentre outros, que modificam a resistividade, e portanto são suficientes para alterar a velocidade de corrosão. A partir deste teste é possível prever subjetivamente a velocidade de propagação da corrosão futura. Sua metodologia encontra-se em redação na normalização brasileira.

SEBE (1999) em recente dissertação avaliou a permeabilidade a líquidos em corpos de prova de concreto, adaptando conceitos propostos pela NBR 10786. Considerando que poucos estudos foram desenvolvidos sobre os efeitos da microfissuração nas características de permeabilidade do concreto, cujas razões podem ser parcialmente atribuídas às dificuldades de medir a permeabilidade de um corpo de prova sob compressão axial, HEARN & LOK (1998), realizaram pesquisa visando estudar esta situação. Foi desenvolvido um equipamento que permite avaliar a performance mecânica e a permeabilidade do concreto a gases. Os testes indicaram correlação entre a fissuração induzida pela carga e a permeabilidade. Os resultados mostraram que a microfissuração induzida pelo carregamento ocorre no nível de tensão crítico, que representa o início da propagação instável de fissuras e o valor máximo de deformação volumétrica. Portanto, corresponde ao desenvolvimento de fissuras através da matriz de argamassa e as fissuras da zona de transição. Segundo os autores, o significado da fissuração nos parâmetros básicos da durabilidade do concreto é de grande importância, pois a longevidade das estruturas de concreto e a previsão da vida útil dependem da compreensão destes dados relevantes.

Para avaliar a deterioração do concreto, vários testes químicos podem ser realizados, tais como a reconstituição do traço, o grau de hidratação e a determinação de materiais deletérios (cloretos e

sulfatos). A partir de pequena quantidade de concreto (menos que 50g) obtidos por furo são suficientes para extração de amostras. Em muitos casos é interessante a análise das propriedades químicas ao longo da profundidade. Para isto, deve-se avançar em estágios com coletas individualizadas ou simplesmente separadas, precavendo-se quanto à possibilidade de contaminação das amostras.

Métodos químicos ou microscópicos permitem analisar o tipo de cimento utilizado na construção, fornecendo uma análise de possíveis causas da deterioração do concreto e análise do desempenho futuro. Segundo KAY (1992), os métodos químicos se baseiam nas diferentes composições dos cimentos, analisados a partir da matriz hidratada, separando-se os finos inferiores a 75 μ m. Os métodos microscópicos examinam amostras polidas e não hidratadas visando determinar se o cimento Portland foi utilizado naquele concreto. Para determinação da composição do cimento os métodos químicos também são utilizados.

CARMONA FILHO (2000) cita que para reconstituição do traço do concreto, deve-se definir prioritariamente as regiões de amostragem na estrutura. Coleta-se então cerca de 1,0 Kg de concreto que não contenha nenhuma fração sujeita ao “efeito parede”. Fragmentando-se a amostra e tratando-a com ácido clorídrico até a dissolução do cimento, determina-se a proporção entre agregado graúdo e argamassa. O teor de cimento é normalmente definido por gravimetria ou volumetria, baseando-se na determinação de teores de óxido de cálcio ou de anidrido silícico no ácido clorídrico. Quanto a quantidade de água combinada com o cimento, é estimada por ensaio de perda ao fogo. O volume de vazios pode ser determinado por observação ao microscópio. EISINGER & LIMA (2000) citam que o coeficiente de variação observado por alguns autores é de 30 a 40%. Encontra-se normalizado pelo ASTM C 1084.

A verificação de agentes agressivos, tais como presença de cloretos e sulfatos, permite avaliar a integridade da estrutura. O teor de cloretos é determinado por dosagem potenciométrica com nitrato de prata, a partir da extração de cloretos do concreto por via aquosa (lavagem ou broqueamento). CARMONA FILHO (2000) sugere que deve-se estabelecer um plano de amostragem, já que o número de ensaios é muito influenciado pela observação visual da intensidade de áreas com corrosão. O ensaio encontra-se normalizado nas normas ASTM C 114 (Determinação do conteúdo de cloretos totais no cimento, que determina os componentes do cimento, tais como SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO, MgO, SO₃, resíduo insolúvel, Na₂O, K₂O, TiO₂, P₂O₅, ZnO, Mn₂O₃, S, Cl, perda ao fogo, etc), ASTM C 1218 (Determinação de cloretos solúveis em água de argamassas e concretos) e ASTM C 1152 (Determinação de cloretos solúveis em ácido de argamassas e concreto). As normas NBR 5746 e NBR 9917 normalizam os testes de teor de sais solúveis.

A análise petrográfica (ASTM C856) permite visualização mais detalhada do concreto, observando-se a microestrutura da matriz. Pode-se observar o grau de hidratação e sua natureza, permitindo também a avaliação da potencialidade da reação álcali-agregado.

A avaliação da superfície carbonatada, cuja metodologia encontra-se em redação na normalização brasileira, pode ser determinada em campo através da retirada de lascas do concreto, aplicando-se imediatamente o indicador do tipo timolftaleína ou a fenolftaleína, sendo o último o mais comum, apresentando-se sem cor para um $\text{pH} < 10$ (concreto carbonatado) e vermelho para valores mais altos. Deve-se ter em mente que a profundidade de carbonatação é crescente nas bordas e fissuras, tendo-se cuidado na escolha do local do teste. É interessante que os resultados estejam acompanhados da inspeção da espessura de cobertura das armaduras para que uma avaliação do grau de despassivação possa ser feita. CARMONA FILHO (2000) ressalta que o fato da armadura estar envolvida por concreto carbonatado não representa necessariamente que as barras estejam corroídas, pois podem estar em equilíbrio eletroquímico, porém instável, com risco de desencadeamento de um processo corrosivo.

Recentemente métodos nucleares, envolvendo a dispersão ou aceleração de nêutrons, têm sido utilizados para avaliação das propriedades do concreto endurecido. O uso de raios gama em concreto (ASTM C 876 e BS 1881: Part 205), que são isótopos radioativos, se faz através dos ensaios de gama-radiografia e secundariamente usando a gama-radiometria. Estes métodos podem ser úteis na análise do concreto, permitindo detectar o número e posição das armaduras, os vazios do concreto, segregações, fissuras interiores, juntas de concretagem, a densidade e espessura do concreto. São entretanto limitados, particularmente devido ao alto grau de especialização técnica exigida para sua realização e análise de resultados, inclusive sendo prioritário o aspecto segurança do pessoal operacional.

Conforme LOTTI *et al.* (1997), na gama-radiografia, as informações obtidas são a posição e quantidade de barras de aço no concreto armado, assim como vazios no concreto armado e protendido, podendo ser usado em peças de espessura de até 450 mm. Acima deste valor o tempo de exposição se torna excessivo. São usados onde o pacômetro é inapropriado. Os raios X são apropriados para espessuras maiores. No caso da gama-radiometria, aqueles autores indicam seu uso na obtenção da massa específica do concreto fresco, o que pode ser útil no controle de qualidade. É necessário, entretanto o acesso aos dois lados da seção da peça a ser estudada.

O ensaio de frequência de ressonância longitudinal pode ser usado na avaliação de mudanças nas propriedades do concreto ao longo do tempo, além de determinar o módulo de deformação dinâmico,

o que o torna mais eficiente que o ultra-som, tendo entretanto uso restrito ao laboratório (LOTTI *et al.*, 1997).

O radar (*Ground Penetration Radar*), normalizado pela ASTM D 6432, tem sido aplicado na avaliação de outras propriedades além da resistência do material, bem como na detecção de defeitos e geração de informações para avaliação da integridade e desempenho da construção, de forma qualitativa. Podem ser medidas a espessura das peças, o espaçamento e a cobertura das armaduras e a extensão e posição de vazios. As principais influências, citadas por EISINGER & LIMA (2000), estão na dificuldade de interpretação de resultados, na variação da umidade da superfície para o interior do concreto e no limite da profundidade, que é de 500 mm para o concreto seco e de 300 mm para o concreto saturado.

Dentro desta linha, citam-se ainda os métodos denominados *Infrared Thermography* (termografia infravermelha), *Ultrasonic tomography* (tomografia ultra-sônica) e o *Impact-echo Scanning*. Estes métodos são baseados na propagação de ondas eletromagnéticas ou de ondas geradas através de impacto ou pressão (PADARATZ, 1997). Em palavras simples, citadas por PADARATZ, pulsos eletromagnéticos de curta duração são enviados para o interior de um meio (sólido ou líquido, que pode conter mais de um material) através de um transmissor (antena). As propriedades elétricas dos materiais envolvidos determinam a velocidade das ondas eletromagnéticas, sua atenuação durante a propagação e a quantidade de energia refletida.

Quanto ao teste de termografia infravermelha, normalizado pela ASTM D 4788, baseia-se na diferença de temperatura superficial entre o concreto sadio e a região deteriorada. Apresenta variações quando fatores externos, tais como ventos e umidade alteram a temperatura do concreto.

Em estudo recente de SACK & OLSON (1995) sobre o *Impact Echo Scanning* (IE), foi apresentado um novo modelo de hardware que permite processar a operação numa razão de 2000-3000 pontos por hora na superfície da peça do concreto, com significância menor que 5%, superando desta forma um grande limitador do teste, que era a performance de 30-60 pontos por hora. Também um software foi desenvolvido para permitir a rápida análise dos dados coletados.

Detalhes quanto aos métodos ultra-sônicos e eletromagnéticos podem ser verificados também no trabalho de FORDE & MCCANN (2000). Na busca de melhores resultados com o uso destes equipamentos, deve-se considerar suas principais vantagens e limitações, tais como as relacionadas por PADARATZ (1997): levantamento de grandes áreas sem interrupção significativa das atividades locais; não é destrutivo; não depende de condições climáticas especiais; apresentação de baixo consumo de energia; utilizáveis no modo transmissão, onde dois lados da estrutura forem acessíveis,

ou no modo reflexão, se apenas um lado for acessível; pequena irradiação de energia eletromagnética; não há necessidade de materiais para obter melhor contato físico; interpretação realizada de forma comparativa, necessitando muitas vezes de inspeção visual, retirada de testemunhos e escavações; necessidade de processamento de sinais quando os dados apresentam elevados níveis de ruído ou figuras complexas; alto custo dos sistemas disponíveis no mercado; irradiação da energia de forma divergente e não como um raio laser; ondas de radar não atravessam materiais metálicos, impedindo por exemplo uma investigação interna em bainhas de armaduras de protensão ou áreas cobertas por armaduras muito densas de concreto armado; não existência de normas técnicas com especificações suficientes.

Técnicas utilizando-se de lasers também são utilizadas para investigar danos no concreto, sendo utilizados onde apresentam vantagens sobre os métodos ultrasônicos tradicionais. Os ultra-sônicos lasers, têm como vantagens não necessitar de contato com a superfície, a geração de faixas largas e a detecção de ondas elásticas. JACOBS & BRUTTOMESSO (1995) apresentaram estudo analisando a interface entre a argamassa e os agregados, num modelo unidimensional, utilizando-se de ondas ultrasônicas lasers, com o objetivo de investigar a relação entre os coeficientes de transmissão e reflexão. Foram analisados quatro amostras: uma argamassa plana com 1,63 cm de espessura, dois agregados (granito) com 1,49 e 2,45 cm de espessura e uma composição de argamassa e agregado com 4,66 cm de espessura. Os resultados dos testes foram comparados com previsões analíticas, para determinar a influência da interface na propagação da onda ultrasônica. Observou-se que não há relação consistente entre o tamanho do agregado e a frequência, porque esta se apresentou muito maior que a previsão da relação comprimento de onda – dispersão. Segundo os autores, a razão para esta aparente anormalidade é a pouca diferença entre a impedância da argamassa e do agregado de granito, a qual regula a quantidade de reflexão e transmissão do material.

Como exemplo do uso de ensaios no Brasil, PAES FILHO & PAULON (1997), relatam o uso de ensaios de difração de raios X, microscopia eletrônica de varredura e microscopia eletrônica de varredura com microanálise, para avaliação da reação deletéria da reação álcali-agregado do tipo álcali-silicato, em trabalho de recuperação e reforço da Barragem de Usina Hidrelétrica Jurupará. Para avaliação do tipo de reação foi feita análise petrográfica. Os ensaios de expansão acelerada mostraram que no momento da pesquisa, a reação pôde ser considerada inócua. Para determinação da resistência mecânica do concreto e do módulo de deformação, foram extraídos corpos de prova em diferentes locais e profundidades.

3.3 Avaliação da armadura

A detecção de aço por métodos magnéticos, tem por finalidade determinar o cobrimento de concreto da armadura. O uso do pacômetro ou do profômetro permite a formação de campo magnético de intensidade conhecida, onde a interferência de algum material metálico altera a intensidade do campo. A variação é correlacionada com o diâmetro da barra e a distância da fonte principal de pesquisa. A calibração pode ser afetada pelo tipo de aço e deve ser conferida todas as vezes que o aparelho for usado. Em elementos muito armados, o uso do pacômetro pode ser inviável se o espaçamento das barras da armadura for inferior à espessura do cobrimento de concreto, conforme CARMONA FILHO (2000). Sua metodologia encontra-se em redação na normalização brasileira. ANDRADE (1992) alerta entretanto que a perda da seção transversal causada pela corrosão só é possível de ser determinada através de ensaios destrutivos.

A determinação de propriedades mecânicas através da extração de barras testemunho, permite a avaliação das possíveis causas da ruptura através de observação e análise metalográfica. CARMONA FILHO (2000), criteriosamente propõe que ao se retirar o concreto de cobrimento e aquele que envolve a barra, assim como a extração do próprio trecho da barra não seja comprometida a estabilidade da estrutura, tentando-se extrair o material sem que sejam cortados os estribos da peça estrutural. Utilizando-se o maçarico corta-se a barra nas extremidades da amostra, sendo desprezados cerca de 5 cm de cada extremidade da amostra, evitando-se influências nos resultados, devidas à exposição da barra a temperaturas elevadas.

Determinam-se as características de resistência, submetendo-se a barra ou fio de aço à tração, medindo-se as deformações decorrentes deste carregamento. Através de ensaios de tração e dobramento, analisam-se as propriedades remanescentes do aço, principalmente quanto à verificação da capacidade resistente da estrutura. A tensão de trabalho pode ser medida através de resistência elétrica colada na própria barra. Conforme CASCUDO (1997), os aços mais susceptíveis a desenvolver a corrosão são aqueles mais processados durante a fabricação, notadamente os que sofrem tratamento a frio como o encruamento e trefilação, ou ainda aços com maior teor de carbono.

A detecção incipiente da corrosão das armaduras de concreto ainda é um grande desafio, entretanto quando as manifestações típicas se tornam evidentes, a estrutura pode estar comprometida. Para avaliação da corrosão das armaduras, vários métodos indicam qualitativamente a situação. Conforme CASCUDO (1997), as técnicas utilizadas são os exames visuais, as técnicas gravimétricas e as eletroquímicas.

Os exames visuais dão a primeira indicação do problema, identificando a presença de manchas e a cor dos produtos da corrosão, se a corrosão é localizada ou generalizada e se há presença de fissuras. Os métodos gravimétricos são utilizados em laboratório, verificando a perda de massa após a corrosão. A partir da relação perda de massa por área exposta por tempo de exposição, é possível determinar a velocidade de corrosão. Os métodos eletroquímicos têm caráter não destrutivo, em alguns casos realizados “*in situ*”, permitindo estimar taxas de corrosão.

O potencial eletroquímico ou potencial de corrosão ou ainda potencial de eletrodo, é realizado “*in loco*”, normalizado pela ASTM C 876 (*Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*), o qual fornece a probabilidade de corrosão em função do potencial eletroquímico, podendo-se mapear os potenciais da estrutura, através de curvas equipotenciais, de acordo com a TAB. 4.

Tais medidas entretanto podem ser influenciadas pelo teor de umidade no concreto, pelo teor de oxigênio disponível, pelas diferenças de espessura de cobrimento do concreto, pela presença de fissuras e pela existência de correntes erráticas (EISINGER & LIMA, 2000). Embora questionadas no meio técnico, são internacionalmente empregadas.

TABELA 4
Probabilidade de corrosão segundo ASTM C 876

Faixa de potencial (mV)	Probabilidade de corrosão (%)
Mais positivo que -200	Menor que 10
Entre -200 e -350	Incerta
Mais negativo que -350	Maior que 90

FONTE: CARMONA FILHO, 2000

Outras técnicas eletroquímicas citadas por CASCUDO (1997), como a técnica da resistência elétrica, ruídos eletroquímicos, curvas de polarização e impedância eletroquímica, não estão normalizadas, porém fornecem indicativos qualitativos da cinética do processo, sendo aplicáveis nos casos de monitoramento das estruturas.

A técnica da resistência da polarização, também citada por CASCUDO (1997), indica a inércia que um sistema possui em desenvolver um processo eletroquímico de corrosão, indicando também a taxa de

corrosão instantânea. Utiliza um equipamento denominado GECOR 6, cujo objetivo é avaliar qualitativa e quantitativamente o fenômeno da corrosão. De acordo com EISINGER & LIMA (2000), o equipamento foi desenvolvido por um grupo de centros de pesquisa, incluindo o Instituto Eduardo Torroja, IPT, USP, dentre outros. O método permite através de equipamento portátil e automatizado, a medição da corrente de corrosão, do seu potencial, da resistividade, resistência elétrica, umidade relativa do ambiente e a temperatura ambiente, permitindo leitura em 2 a 5 minutos, armazenando até 100 leituras. Encontra-se em fase de normalização no Brasil.

Como a resistividade é uma propriedade dos materiais que controla a velocidade da corrosão das armaduras, sua avaliação é interessante. Sua medida depende do teor de umidade do concreto, da permeabilidade e do grau de ionização do eletrólito do concreto (CASCUDO, 1997). O CEB *Bulletin D'Information* n.192 apresenta a probabilidade de corrosão em função da resistividade elétrica do concreto, conforme TAB. 5, onde as velocidades de corrosão são máximas para concretos com altos teores de umidade, não saturados.

TABELA 5
Critérios de avaliação da resistividade

resistividade do concreto	Indicação de probabilidade de corrosão
$\rho > 20 \text{ k}.\Omega.\text{cm}$	Desprezível
$20 > \rho > 10 \text{ k}.\Omega.\text{cm}$	Baixa
$10 > \rho > 5 \text{ k}.\Omega.\text{cm}$	Alta
$\rho < 5 \text{ k}.\Omega.\text{cm}$	Muito alta

FONTE: CASCUDO, 1997

No Brasil, a NBR 9204 trata do assunto da resistividade elétrica, tendo como diferencial o fato de utilizar o método de três eletrodos enquanto na ASTM G-57, é utilizado o método de quatro eletrodos.

Em um trabalho realizado por MONTEIRO *et al.* (1998), foi desenvolvido um novo método não destrutivo, utilizando um arranjo multi-eletrodo de resistividade elétrica na superfície da estrutura de concreto para determinar a localização das barras e determinar se as mesmas estão corroídas. A técnica é baseada nas medidas ao longo da superfície do concreto, da frequência da impedância complexa das barras de aço, não havendo necessidade de expor as barras ou removê-las. O método, que utiliza um arranjo de eletrodos potenciais e correntes na superfície do concreto, pode medir também a resistividade do concreto, localizar a posição das barras, e determinar as propriedades não lineares da resposta pela variação de correntes impressas em três ordens de magnitude. A

impedância complexa pode ser diretamente relacionada com a taxa de corrosão das barras do concreto e o método pode fornecer uma rápida estimativa da taxa de corrosão. O princípio fundamental é que existe uma relação entre o estado químico da interface e a impedância elétrica, fornecendo uma corrente alternada impressa.

A reação de corrosão e os produtos da corrosão são extremamente sensíveis às condições ambientais. Mudanças na umidade relativa no ambiente onde está inserido o metal e mudanças na concentração iônica afetam o processo eletroquímico. A maioria das técnicas de ensaios “*in situ*” requerem a secagem da amostra ou exames a vácuo, de modo a não influenciar a interpretação das observações. KURTIS *et al.* (2000), realizaram estudos propondo uma técnica de alta resolução, que permite examinar a corrosão e a formação dos produtos de corrosão com o passar do tempo. Não há necessidade de secagem, as condições de pressões são normais, de forma a promover a compreensão da reação e melhorar os critérios para diminuir ou prevenir os danos da corrosão. Segundo os autores, o interesse pela pesquisa, surgiu da necessidade de uma técnica de alta resolução microscópica para observação do processo da corrosão ao longo do tempo. Apenas o microscópio de transmissão de raios-X moles (XM1) permite a observação em um ambiente úmido, sob pressões normais, com alta resolução espacial, possibilitando estudos da superfície e características internas. O XM1 foi originariamente desenvolvido para formação de imagens de amostras biológicas úmidas, sendo recentemente empregado na química do cimento e na ciência ambiental. Para usar a capacidade espectroscópica do XM1, é feita uma imagem com fótons de uma região de absorção maior, e uma segunda imagem é produzida com fótons a partir de uma região de menor absorção. As regiões onde os elementos de interesse estão presentes, podem ser identificadas pela comparação das duas imagens, técnica conhecida como espectromicroscopia.

No trabalho desenvolvido, foram geradas imagens de uma limalha de aço antes e após a adição de água, mostrando a mudança na distribuição no ferro elementar da amostra, que foram suficientes para indicar a oxidação do ferro – a reação anódica da corrosão da armadura. Conforme os autores após refinamentos da técnica, pode-se prever a possibilidade de distinguir os diferentes estados químicos do ferro, de maneira a permitir avanços no estudo da corrosão, “*in situ*”.

3.4 Avaliação das estruturas

Avanços têm sido verificados quanto à análise das estruturas, através de técnicas que avaliem características sem interrupção das funções do elemento a ser estudado. Entretanto o alto custo e limitação do uso em laboratórios são fatores dificultadores para uma abordagem criteriosa.

Um aspecto importante quanto ao estado de fissuração da estrutura de concreto é a caracterização quanto à movimentação ou atividade, ou seja se a fissura é ativa ou passiva. As fissuras ativas serão tratadas como juntas de movimentação, ao passo que as passivas poderão ser seladas rigidamente, exceto se forem devidas à formação de produtos de corrosão. Para detectá-las e medi-las utilizam-se dos extensômetros (strain gauges), que podem ser do tipo mecânico, elétrico, óptico, pneumático, acústico e hidráulico. Um equipamento útil para medir a abertura é o fissurômetro. Para medição de movimentação de juntas ou fissuras, empregam-se alongômetros, micrômetros óticos com escala e medidor triortogonal. Muito prático também é o uso de pequena lâmina de vidro, que romperá caso haja a movimentação da fissura.

Para avaliação de deslocamentos lineares, são usados os instrumentos do tipo defletômetros mecânicos para análise de deformações estáticas, defletômetros registradores de precisão variável para medições dinâmicas e nível topográfico com micrômetro para recalques e flechas de vigas de pontes para medições de longa duração.

Para análise de deslocamento angular, utiliza-se o clinômetro de bolha ou de cordas vibrantes e fio de prumo (coordinômetro) para análises de rotações, engastamentos e descontinuidades.

Para verificação de deformações específicas, utilizam-se de alongômetros e extensômetros elétricos e de Huggenbuger, para estados de tensão decorrentes de solicitações externas. Os extensômetros mecânicos não são adequados quando se emprega técnica de automação e os elétricos não são recomendados para medidas de deformação de longa duração. Estes últimos podem ainda ser afetados por flutuações de temperatura e interferências elétricas. GOWRIPALAN (2000) cita o uso de fibras óticas para medição de deformações em engenharia de materiais e medidas em campo em estruturas de concreto, através de técnicas recentemente desenvolvidas no Canadá.

A NBR 9607 (Concreto endurecido – Prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido), regulamenta o ensaio que consiste em colocar a estrutura sob carregamento e registrar a movimentação correspondente, através de aparelhos elétricos ou mecânicos, tais como extensômetros ôhmicos, defletômetros e clinômetros, possibilitando a observação detalhada do comportamento mecânico real da estrutura. Segundo CARMONA FILHO (2000), a prova de carga é utilizada para avaliar e aceitar a estrutura, tanto em situações de alteração nas condições de utilização, como em fases construtivas que apresentem condições excepcionais em partes da estrutura e ainda após acidentes ou anomalias observadas durante a execução ou utilização da estrutura.

Ensaio dinâmico apresenta-se como alternativa na verificação da integridade estrutural. BRITO *et al.* (2000) estudaram uma viga simplesmente apoiada e através do método dos elementos finitos, obtiveram seus modos e frequências naturais. O dano foi simulado num elemento através da redução nas propriedades geométricas da seção. A partir dos resultados numéricos, foram testados os métodos da localização do dano através das alterações na curvatura e a localização do dano utilizando os índices *Modal Assurance Criterion* (MAC) e *Modal Coordinate Assurance Criterion* (COMAC). O terceiro método foi o método proposto pelos autores, chamado Método do Erro na Equação do Movimento, que permite localizar e quantificar o dano na estrutura. De acordo com os autores, o método da curvatura permitiu localizar o dano corretamente. O mesmo não se aplicou aos índices MAC e COMAC, que apresentaram pouca sensibilidade. De acordo com os autores, o método proposto apresentou-se eficiente.

Quanto a avaliação do interior de bainhas de cabos protendidos por processo não destrutivo, SIQUEIRA & NASCIMENTO (2000) relatam o uso na ponte Rio-Niterói, da técnica de auscultação de cabos denominada "RIMT" – *Reflectometric Impulse Measurement Technique*, desenvolvida no Canadá, nos anos 90, que permite avaliação integral e "in situ" do aço, através do acesso à ancoragem ou a um ponto próximo, por pequeno furo, de maneira a permitir o contato elétrico entre o aparelho e os cabos. Segundo os autores o método permite identificar anomalias como a corrosão e danos mecânicos com resolução mínima de 14% de perda de seção transversal. Possibilita também a identificação de vazios de injeção com resolução mínima de 15%.

3.5 Previsão de vida útil residual das estruturas a partir de medidas de taxa de corrosão das armaduras

Numa estrutura afetada por corrosão, deve-se analisar o comprometimento da estabilidade estrutural e a correspondente vida útil residual, antes da execução do reparo ou reforço a partir da análise das informações obtidas com o estudo da corrosão, visando verificar a necessidade de medidas urgentes de segurança.

De acordo com ANDRADE (2000), a vida residual é definida a partir do momento em que a estrutura alcança um limite de deterioração inaceitável. Implica portanto na idéia que a estrutura degrada progressivamente a uma determinada velocidade, conforme FIG. 9.

Durante este período, pode-se intervir de forma a recuperar ou reforçar. Uma vez recuperada, deve-se estabelecer os requisitos mecânicos e ambientais, informando-se o tempo de referência para o cálculo da vida útil projetada.

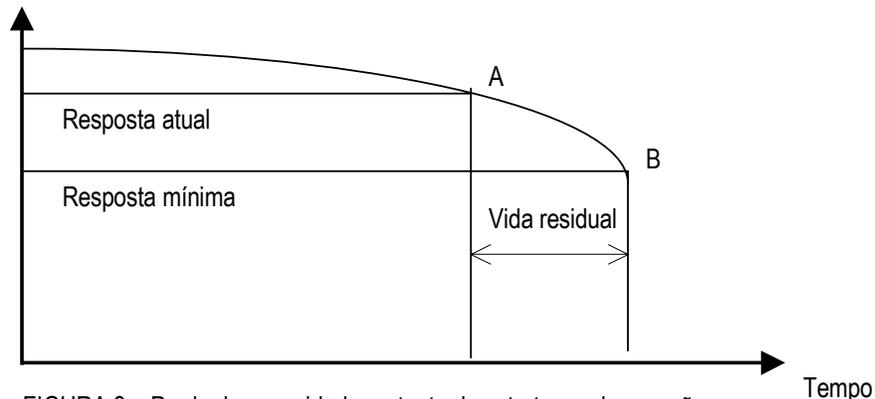


FIGURA 9 – Perda da capacidade portante da estrutura sob corrosão

FONTE: ANDRADE, 2000.

De acordo com ANDRADE (2000), as metodologias que se podem utilizar para o cálculo da vida residual são os métodos simplificados, baseados no uso de “indicadores de dano” e os métodos refinados que verificam a capacidade portante baseando-se nas seções residuais do aço e do concreto, que serão abordados no item 2.3.3. Os indicadores mais comuns são fortemente subjetivos, e verificam a existência de manchas de óxido, quantidades e aberturas de fissuras, presença de flechas ou deformações induzidas pela corrosão, desprendimento de partes do cobrimento e perda da seção do aço. Uma vez estabelecidos, decide-se pela urgência da intervenção.

A previsão quantitativa da vida útil residual das estruturas ainda não está bem estabelecida, pois a definição do nível máximo de degradação aceitável e a escolha dos parâmetros controladores do processo são ainda objeto de estudos.

Os modelos mais usuais para inferir sobre a vida útil residual de uma estrutura que está sofrendo corrosão, residem na possibilidade da realização no local de medidas da velocidade e taxas de corrosão, e correspondente tratamento estatístico que levem em conta possíveis flutuações dos valores ao longo da vida da estrutura. Portanto define-se como parâmetro mais representativo a perda da seção da armadura. É considerada crítica pelo CEB, a perda da seção do aço ($\Delta A_s/A_s$) entre 10 a 25%. Conforme CASCUDO (1997), vale a ressalva que concretos mais compactos embora mais

resistentes e menos vulneráveis a propiciar o ataque corrosivo, com o decorrer da corrosão produzem tensões internas mais elevadas do que os concretos mais porosos, devido à falta de espaços vazios para acomodação dos produtos de corrosão, o que pode gerar fissuração e lascamento, mesmo com um volume menor de compostos formados, antes mesmo das armaduras atingirem uma perda de seção ente 10 e 25%. Observou-se em estudos recentes, que os concretos mais compactos apresentam menor tempo de ensaio até fissurar, em comparação com os concretos mais porosos. Pensando assim, CASCUDO (1997) apresenta um modelo qualitativo, FIG. 10, tendo como parâmetro principal a fissuração.

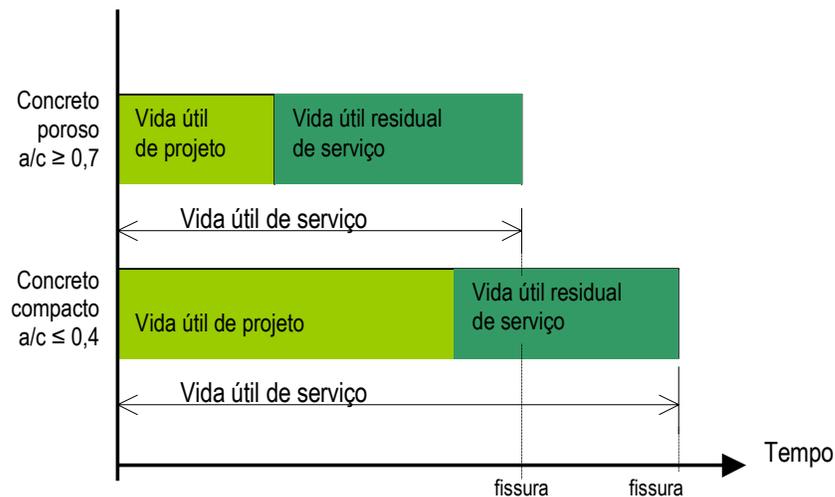


FIGURA 10 – Modelo qualitativo para previsão da vida útil residual

FONTES: CASCUDO, 1997

Onde:

- Vida útil de projeto corresponde à demanda de tempo que vai desde o início da construção até a despassivação da armadura, dada em geral pela chegada dos cloretos ou da frente de carbonatação à armadura;
- A vida útil de serviço ou de utilização corresponde à demanda de tempo que vai desde o início da construção até que se alcance um determinado estado de fissuração do concreto e/ou estabeleça manchas em sua superfície, ou mesmo quando houver o destacamento do concreto de cobrimento.

- Vida útil residual de serviço ou de utilização corresponde à subtração da vida útil de serviço pela vida útil de projeto, ou seja, é o tempo residual que vai desde a despassivação do aço até o esgotamento da vida útil de serviço.

3.6 Estimativa da capacidade resistente residual da peça

O conhecimento da capacidade resistente residual da estrutura a ser recuperada ou reforçada é necessário para a tomada de decisões. Para tanto é preciso determinar uma série de dados, especialmente quanto à rigidez e resistência da estrutura, tais como a determinação da profundidade e largura das fissuras, para se obter o grau de capacidade que o elemento ainda conserva para transmitir esforços. Nestes casos, os elementos sofrem alterações na rigidez dando lugar a novas distribuições na estrutura. Um método sugerido por CÁNOVAS (1988) consiste em empregar um modelo de deterioração da rigidez com carga pré-fixada usando como comprovação a prova de carga. A prova de carga somente deve ser realizada quando os resultados de um cálculo prévio, indicarem que o coeficiente de segurança é suficiente para não promover o colapso durante o ensaio.

ANDRADE (1992) e CÁNOVAS (1988) indicam ainda, um procedimento proposto pelo CEB – Boletim 162, 1983. Tal procedimento estabelece a resistência residual relativa, ν , da estrutura, a partir de uma definição prévia do nível de deterioração aceitável, baseando-se em modelos empíricos. A margem de segurança é definida na relação 2.

$$m = \frac{R' - S'}{R'} \quad (2)$$

Onde:

m = margem de segurança

R' = capacidade resistente residual atual da estrutura

S' = solicitação que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma nacional

e

$$\nu = \frac{R'}{S'} \quad (3)$$

sendo ν = relação de capacidade (3)

A relação de capacidade é aquela existente entre a capacidade de resistência atual de um sistema ou elemento e a ação-efeito a que esse sistema ou elemento deve resistir de acordo com as normas (CÁNOVAS, 1988).

Os níveis de degradação (A a D) encontram-se classificados no Boletim, em função de indicações visuais e níveis de dano. A partir desta classificação pode-se obter os valores de v , que podem definir a urgência da intervenção. ANDRADE (1992) indica que para valores de $v < 0,5$, a intervenção deve ser imediata. Para valores $v > 0,5$, a intervenção pode ser adiada por 1 a 2 anos. Para valores $v = 1$, a intervenção pode ocorrer num prazo futuro de 10 a 20 anos. Parâmetros sociais, históricos, artísticos ou econômicos podem influir na definição desta urgência.

Um procedimento alternativo baseia-se no fato que as estruturas acometidas pela corrosão apresentam quatro conseqüências que devem ser consideradas para o cálculo da capacidade portante residual da estrutura, que são a perda da seção da armadura, a fissuração do cobrimento, a perda da aderência aço/concreto e a fragilidade do aço (ANDRADE, 2000). O modelo básico de uma peça fletida danificada, proposto por SOUZA & RIPPER (1998) na FIG. 11, é o de uma viga com sua armadura de tração sem o envolvimento do concreto, que representa tanto o caso do deslocamento do concreto devido à corrosão da armadura, quanto o caso de se reparar ou recuperar uma peça, onde a limpeza promove a remoção do concreto adjacente às barras.

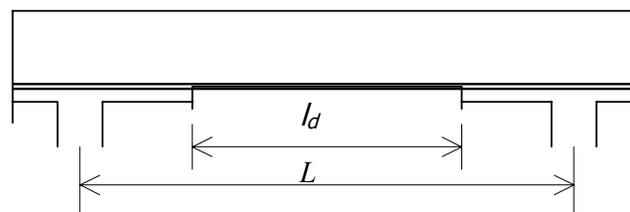


FIGURA 11 – Modelo básico de uma viga danificada

FONTE: SOUZA & RIPPER, 1998

Este modelo permite verificar se a viga requer ou não escoramento e ainda permite quantificar o que se pode aproveitar da peça existente. Conforme exposto por SOUZA & RIPPER (1998), deve ser considerado que as barras da armadura estejam suficientemente ancoradas nas regiões sãs das peças e toda região danificada esteja tracionada. Permanece válida a hipótese de Bernoulli, dimensionamento do projeto inicial para peças sub-armadas e concreto com comportamento elástico linear.

Deverão ser satisfeitas as equações de equilíbrio de forças e momentos e compatibilidade de deformações. A aderência entre as barras é aspecto fundamental, já que se o comprimento l_d for muito grande, a ruptura pode ocorrer com as armaduras num regime elástico, para um momento resistente muito menor. Quando o comprimento danificado aumenta, a tensão de compressão no concreto também aumenta, e no caso extremo, ocorrerá a ruptura do concreto por esmagamento, a um carregamento sensivelmente menor do que o que seria necessário para causar esmagamento do concreto na viga sã.

Desta forma, observa-se que a redução da capacidade de carga depende da localização e percentual do vão com armaduras livres, assim como da densidade da armadura, da forma do carregamento e da geometria da seção. Com base nestes pressupostos, SOUZA & RIPPER (1998) apresentam os resultados obtidos por EYRE & NOKHASTEH, que desenvolveram gráficos relacionando as curvas de capacidade de carga X comprimento danificado. Tais curvas indicam que as reduções de capacidade de carga são menores quando os elementos são menos armados. Desta forma, em alguns casos, a capacidade de carga só é reduzida após o comprimento danificado atingir um comprimento crítico de dano, ou seja, quando a peça muda da condição de sub-armada para super-armada. Observou-se também que a redução progressiva da capacidade de carga se torna menor à medida que o comprimento danificado aumenta, quando a ruptura pode ocorrer por falta de ancoragem das barras tracionadas.

Um diagnóstico se completa quando avaliamos se o quadro patológico afeta as condições de utilização da estrutura ou afeta suas condições de segurança.

CAPÍTULO 4

4. RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Neste capítulo, serão abordados, de forma sucinta, os materiais e técnicas identificadas na literatura consultada para a recuperação de estruturas de concreto, com vistas a permitir a correta utilização mediante o diagnóstico prévio.

HELENE (1988) sugere que a escolha dos materiais e técnicas de correção esteja coerente com o diagnóstico e as exigências de funcionamento, citando como exemplo, que em casos onde os elementos estruturais tenham necessidade de serem colocados em carga após algumas horas de execução da correção, provavelmente será necessário o uso de sistemas de base epóxi ou poliéster. Havendo prazos mais dilatados, ou seja, dias, pode ser conveniente o uso de argamassas ou grautes de base mineral. Em casos de condições normais de solicitação, ou seja, pelo prazo superior ou igual a vinte e oito dias para submeter o carregamento, os materiais podem ser argamassas e concretos adequadamente dosados. SOUZA & RIPPER (1998), sugerem que um bom princípio em termos de qualidade e economia, é o de repor concreto são, onde era suposto que este assim existisse.

Para a proteção de superfícies de concreto novas ou recuperadas foram desenvolvidos revestimentos, vernizes e sistemas de pinturas e inovações de metodologias de aplicação destes produtos, objetivando reduzir a absorção de água, a penetração de gases agressivos, sais e em alguns casos atuando como barreira protetora contra o ataque de elementos químicos danosos. Observa-se a participação reduzida de normas brasileiras que avaliem os produtos disponíveis no mercado e métodos de aplicação dos materiais.

4.1 Materiais

Algumas características ou propriedades que devem ser observadas quanto aos materiais a serem empregados, foram citados por PIANCASTELLI (1998): resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento; módulo de elasticidade; base química (mineral, epóxi, acrílica, dentre outras); resistência a ataques químicos; estabilidade frente a variações de temperatura; coeficiente de dilatação térmica; resistência à abrasão; aderência ao concreto e/ou aço; retração; “*pot-life*” (tempo disponível para aplicação do produto após seu preparo); “*open-time*” (tempo no qual o produto é capaz de desempenhar sua função, após a mistura).

Quanto ao combate à corrosão, os fabricantes de materiais oferecem muitas opções de sistemas protetores, tais como pinturas, misturas inibidoras de corrosão, proteção catódica, com preços variados, que têm como pressupostos a criação de barreiras eletroquímicas entre a armadura e o material cimentante, estabilização química da superfície do aço e proteção catódica através de anodos de sacrifício ou por corrente impressa.

4.1.1 Argamassas e concretos usuais

Encontram-se neste grupo, as argamassas e concretos usuais. Podem ser preparados no local, antes de sua aplicação ou adquiridos na forma industrializada disponível no mercado.

O concreto convencional deve ter dosagem que considere as diferenças de retração entre o concreto a ser aplicado e o concreto existente na peça a recuperar. Os traços muito ricos em cimento também devem ser evitados, pois apresentam grande retração. Os aditivos plastificantes, superplastificantes e expansores devem ser empregados de forma a permitir adequação às necessidades do serviço. SOUZA & RIPPER (1998), sugerem que as especificações e notas que vão constar dos desenhos de execução sejam exaustivas, esclarecendo a resistência desejada, a composição do concreto, os aditivos a utilizar e cuidados para sua aplicação.

O concreto projetável tem como características a densidade e capacidade aderente suficientes para possibilitar pela própria velocidade de transporte, a compactação simultânea com a aplicação, podendo ser aplicado mesmo de baixo para cima. Normalmente a relação a/c é baixa. Há dois tipos clássicos: mistura seca, onde a água só é adicionada após completado o transporte, e a mistura úmida, que resulta no transporte do produto já hidratado. Em todos os dois casos, a qualidade do

operador é fundamental na aplicação do produto. Há ainda grandes limitações quanto ao tamanho máximo do agregado.

A pasta de cimento injetável é material elaborado pela mistura de cimento e água, com fator a/c normalmente baixo, acrescentando-se aditivos plastificantes e expansores que aumentam a fluidez, diminuem a segregação de água, e provocam expansão da massa, neutralizando a retração. São usadas para injeção em falhas da estrutura ou ancoragem de barras e ainda como pontes de aderência entre concreto novo e velho, em reparos de menor importância. Acrescentando-se areia, obtêm-se uma argamassa que permite o preenchimento de espaços maiores.

A argamassa farofa ou argamassa seca, é constituída da mistura de cimento Portland e areia, com fator água/cimento com valores entre 0,33 e 0,40, que lhe garante baixa retração e resistência final elevada. É utilizada para preencher cavidades na estrutura.

Muitas vezes é conveniente utilizar-se de argamassas pré-misturadas com polímeros, quando o trabalho de recuperação ou reforço for pequeno. Existe uma grande variedade de produtos oferecidos no mercado. Destacam-se as argamassas de base mineral (cimento), argamassas de base resina epóxi, argamassas de resina poliéster, argamassas de base de resina furânica e base resina fenólica.

As argamassas de base mineral têm uso recomendado em reparos superficiais, ou de arestas e revestimentos superficiais e ainda são úteis para preenchimento de pequenas cavidades e nivelamentos. Apresentam-se normalmente em duas modalidades: a tixotrópica, ou seja, não escorre, podendo ser aplicadas em superfícies com qualquer inclinação; ou autonivelante, com grande fluidez, usadas em superfícies planas. Apresentam ainda como propriedade o fato de não serem retráteis ou seja, não apresentam retração, o que é fundamental para serviços de recuperação ou reforço; não são corrosíveis, não são inflamáveis, têm pH alcalino e alguns casos, dispensam adesivo como ponte de aderência. São apresentadas na forma de dois componentes, que devem ser misturados na hora da aplicação. As exigências quanto ao substrato, espessura mínima de aplicação e endurecimento são especificadas pelo fabricante. Em alguns casos, com a adição de agregados graúdos, preenchem vazios profundos, desde que uma das dimensões não ultrapasse 40 cm (HELENE, 1988).

As argamassas de base epóxi, chamadas de argamassas de polímeros, são produtos obtidos com agregados miúdos e um ligante polimérico, indicadas para reparos superficiais rápidos e permanentes, ancoragem de chumbadores, cobrimento de barras adicionais, reparos de arestas, pisos, proteção contra ambientes ácidos e assentamento de cerâmicas antiácidas. São tixotrópicas, não retráteis, resistentes ao ataque químico, com exigências quanto ao substrato, espessura mínima e máxima de aplicação e endurecimento especificados pelos fabricantes. Apresentam ótimas

propriedades físicas e mecânicas, além de muito boa aderência a vários tipos de superfície. Acrescentando-se agregados graúdos, obtêm-se o concreto de polímeros. PIANCASTELLI (1998) salienta que as resinas epóxi não apresentam retração durante a polimerização, mas depois de endurecidas, apresentam coeficiente de dilatação térmica muito superior ao do concreto, tendo como referência para temperatura máxima de trabalho 50 °C.

As argamassas de base poliéster ou de base estervinílica, são empregadas para reparos superficiais pequenos, reparos de arestas e em pisos, proteção contra ambientes ácidos e calafetação superficial de fissuras para posterior injeção. Apresentam resistência térmica até 115 °C. São tixotrópicas, pré-fabricadas a base de três componentes, que são a resina em suspensão, catalisador e fillers inertes com modificadores de formulação. Apresentam baixa retração, boa resistência superficial, boa impermeabilidade, e elevada capacidade de adesão ao substrato. Têm custo elevado, e as demais características quanto ao substrato, espessura mínima e máxima de aplicação e endurecimento são especificados pelos fabricantes.

As argamassas de resina furânica têm propriedades semelhantes às daquelas de base estervinílicas, com a vantagem de suportarem temperaturas até 200 °C. As argamassas de base resina fenólica, têm propriedades semelhantes às de base furânica, mas não resistem ao ataque de oxidantes e álcalis fortes, nem a elevadas temperaturas superiores a 175 °C.

SILVA *et al.* (2000) avaliaram o desempenho de reparos executados em peça de concreto armado, executados com argamassas pré-fabricadas fornecidas por determinado fabricante. Foi utilizada a argamassa tixotrópica armada com fibras, a argamassa polimérica, a argamassa de base epóxi, a argamassa tipo graute, a argamassa de base sílica ativa e ainda foram fabricadas no local a argamassa comum de cimento e areia e a argamassa com sílica ativa 10%. Os sistemas de reparo foram analisados comparativamente, medindo-se a intensidade de corrente em função do tempo e a perda de massa das armaduras, após ensaio de corrosão acelerada de cloretos. Quanto aos resultados obtidos, o produto de base epóxi apresentou os melhores resultados. Os autores alertam entretanto quanto aos cuidados ao se generalizar as considerações efetuadas, já que uma análise criteriosa do material e das condições de exposição e utilização da estrutura deve ser feita individualmente em cada reparo a executar.

4.1.2 Concreto com polímeros

Encontram-se neste grupo, as argamassas ou concretos modificados com epóxi ou com látex. De acordo com definição de MEHTA & MONTEIRO (1994), três categorias estão disponíveis comercialmente: concreto de polímero (CP), que é formado polimerizando-se uma mistura de monômero e agregado, sem água; concreto modificado com látex (CML), que é um concreto convencional obtido com substituição parcial da água de amassamento por látex (emulsão de polímero); e concreto impregnado com polímero (CIP), produzido impregnando-se, ou infiltrando-se, um concreto endurecido com monômero e posterior polimerização do monômero "*in loco*". O CP pode desenvolver resistências à compressão da ordem de 140 MPa em algumas horas, sendo indicado, apesar do alto custo, para trabalhos de emergências em minas, túneis e auto-estradas. Não são entretanto favoráveis a aplicações em estruturas convencionais, devido às características térmicas e de fluência. O CML possui excelente capacidade de adesão ao concreto antigo e grande durabilidade a soluções agressivas, sendo empregado em pisos industriais e em recuperação de tabuleiros de pontes. O CIP favorece a efetiva vedação de microfissuras e de poros capilares, tornando entretanto o material mais frágil. Tem sido usado na produção de produtos pré-fabricados de alta resistência, favorecendo a durabilidade das superfícies de tabuleiros e pontes. Para sua aplicação é necessário secar o concreto previamente e selecionar um líquido de baixa viscosidade para facilitar a infiltração. Portanto, pela mistura de uma resina epóxi apropriada, obtêm-se material de alta resistência mecânica e química com capacidade de aderência bastante melhorada em relação aos concretos comuns.

De acordo com SOUZA & RIPPER (1998), os látex de polímeros aumentam a fluidez da mistura, permitindo redução do fator água/cimento, além de retardar o início da pega e de serem incorporadores de ar no concreto (ou argamassa) fresco. Quanto ao concreto endurecido, os látex aumentam a resistência, a impermeabilidade e a aderência. Conforme SUJJAVANICH & LUNDY (1998), os látex naturais foram substituídos por outras classes de polímeros químicos, tais como o termoplástico (vinil) e elastômeros (estireno butadieno). No Brasil, o concreto polímero mais utilizado é o fabricado com látex Estireno-Butadieno - SBR (PIANCASTELLI, 1998).

Em pesquisa recente de SUJJAVANICH & LUNDY (1998), foram avaliadas propriedades como resistência, deformabilidade e ruptura de concretos modificados com látex (CML) em idades variando de 5 horas a 28 dias. Considerando-se que não há testes padronizados para avaliação do concreto em baixas idades, especialmente para concretos modificados, foram adotadas variações dos ensaios do ASTM. Apesar da fragilidade ao manuseio em baixas idades, o concreto foi testado quanto à flexão e energia da fratura em formas especiais. Os testes de resistência à compressão foram orientados

pelo ASTM C39, havendo adaptações para idades muito baixas. Para o teste de resistência à tração, considerou-se que o teste uniaxial não seria praticável devido à baixa resistência à tração do concreto novo, optando-se pelo ensaio de cisalhamento. Para determinação do módulo de elasticidade, foram realizados ensaios de flexão aos 0, 5, 1, 3, 7 e 28 dias. Para o teste da energia da fratura foram utilizadas as recomendações do RILEM (*Reunion Internationale de Laboratoires D'Essais et Materiaux*). Os resultados indicaram que a formação de um filme látex afeta o desenvolvimento dos mecanismos avaliados no concreto CML, com uma significativa melhoria na redução e extensão de microfissuras, especialmente na região de carregamento máximo.

4.1.3 Concreto com sílica ativa

A sílica ativa, também conhecida como microssilica® ou fumos de sílica, é um subproduto das indústrias de silício metálico e ligas ferro-silício. Atua no concreto alterando suas características, devido sua ação pozzolânica, e seu efeito microfiller, que além de preencher os vazios, colabora para maior reatividade do material. ASRAR *et al.* (1999), justificam que a sílica ativa aumenta a proteção à corrosão e resistência do concreto, por reduzir a permeabilidade do concreto ao reagir com o hidróxido de cálcio [Ca(OH₂)], formando mais silicato de cálcio hidratado (C-S-H), que fornece resistência e durabilidade ao concreto. Entretanto, de acordo com BAUER & POZZAN (2000) nestas mesmas reações, devido a elevada reatividade, há a redução da reserva alcalina do meio devido ao grande consumo de hidróxido de cálcio. Tal efeito sugere que teores mais elevados de sílica ativa podem se mostrar menos eficientes na limitação do processo de corrosão. A sílica ativa apresenta distribuição granulométrica das partículas duas ordens de grandezas mais finas que o cimento Portland comum, justificando problemas com o seu manuseio.

SOUZA & RIPPER (1998) apresentam como vantagens do seu uso, maiores resistências à compressão, à tração, à abrasão, à erosão, a ataques químicos, menor permeabilidade, porosidade e absorção, maior aderência entre concreto novo e concreto velho e menor índice de reflexão no concreto projetado. Entretanto o pH é menor quando comparado com o concreto comum, sendo portanto mais sujeito aos efeitos da carbonatação e menos trabalháveis. A partir de trabalho experimental, BAUER & POZZAN (2000) observaram que os efeitos promovidos pela adição da sílica ativa foram benéficos em concretos com microestrutura de menor porosidade, isto é, com relação água/cimento mais baixa. Para relações água/cimento mais altas, sua incorporação mostrou-se imprópria.

ASRAR *et al.* (1999) considerando que existem poucos estudos que verificam a longo prazo os efeitos da sílica ativa na durabilidade do concreto, quando expostos a ambientes agressivos variados, estudaram o comportamento da proteção da sílica ativa quanto à corrosão em concreto armado. Foram utilizados cimento Portland comum (OPC) e cimentos resistentes a sulfatos (SRC), contendo alternadamente sílica condensada ou não condensada. Todas as amostras foram expostas a uma solução de 5% (cinco por cento) de NaCl e água do mar da Arábia Saudita, potencialmente mais agressivas que as águas marinhas normais. A corrosão das barras foi monitorada utilizando-se de medidas de um circuito de potencial aberto. A difusão por íons no concreto foi estudada por testes de ingresso de sais durante 800 dias (aos 10, 30, 60, 150, 400, 600 e 800 dias), testes de névoa salina aos 3, 9, 18 e 24 meses, e teste de permeabilidade de cloretos aos 28 dias.

Observou-se que a mistura de sílica ativa com OPC diminuiu a corrosão das barras, quando o concreto foi exposto a atmosfera de cloretos, enquanto que a corrosão foi aumentada no ambiente marinho proposto devido a presença de íons SO_4^{2-} e Mg^{2+} . A mistura com sílica ativa e SRC suprimiu a corrosão das barras, quando o concreto foi exposto ao ambiente marinho. Observou-se ainda, um decréscimo drástico na permeabilidade de íons cloreto nos concretos com OPC e SRC. A sílica condensada pareceu comportar-se melhor que a não condensada, fornecendo melhor proteção quanto à corrosão das barras. A mistura de SRC com sílica condensada foi a melhor opção para controle da corrosão das barras expostas à agressividade do ambiente marinho. Tal desempenho da mistura SRC quando comparado com o OPC, indicou aos autores que conforme conclusões anteriores de outros pesquisadores citados no trabalho, o ataque de sulfatos é retardado na presença de cloretos devido ao aumento da solubilidade do aluminato de cálcio hidratado, formando etringita na sua forma não expansiva. Segundo ASRAR *et al.* (1999), alguns pesquisadores não observaram diferenças significativas entre o OPC e SRC nestas condições, fato provavelmente explicado por estudarem a resistência mecânica do concreto e não o comportamento da corrosão das barras.

4.1.4 Concreto com fibras

São concretos resultantes da mistura do concreto comum com fibras esparsas na massa do concreto. As fibras mais utilizadas são as fibras de aço, de vidro, e de polímeros orgânicos, além desses as vegetais, como a juta e o sisal também são usadas. As fibras, ao contrário das armaduras são descontínuas e dispersas no concreto, constituindo-se em armadura difusa. As fibras melhoram algumas das propriedades do concreto em especial a resistência e o alongamento de ruptura à tração (SOUZA & RIPPER, 1998; SHAH, 1995).

O concreto reforçado com fibras é mais tenaz e resistente ao impacto, proporcionando ao concreto uma forma mais efetiva de superar suas características de fragilidade.

De acordo com SOUZA & RIPPER (1998), as fibras de vidro são normalmente atacáveis pelo meio alcalino da pasta de cimento, de forma que perdem com o tempo, sua resistência. Esta redução pode ser controlada pela utilização de fibras resistentes ao álcalis, fibras com revestimento orgânico, ou ainda pela redução da umidade ambiental.

As fibras de aço dificultam a trabalhabilidade do produto final, que é acentuada com o aumento do tamanho do agregado. Geralmente este fato é superado com o uso de incorporadores de ar, aditivos plastificantes, maior teor de pasta (com ou sem pozolana), e com o uso de fibras coladas. A resistência à tração depende da aderência entre a argamassa e as fibras. Quando a resistência à flexão é a principal preocupação, o concreto com fibras não substitui a armadura convencional. MEHTA & MONTEIRO (1994) citam estudos realizados em Ohio onde foi observada corrosão mínima das fibras e nenhum efeito adverso após sete anos de exposição de concreto sob sais degelantes. PIANCASTELLI (1998), alerta que vibradores de imersão não devem ser utilizados, quando do emprego das fibras de aço, por provocarem segregação das fibras.

As fibras orgânicas também melhoram a resistência e o alongamento da ruptura à tração. São mais econômicas, mais leves e mais inertes quimicamente. Entretanto apresentam menor aderência ao concreto e menor módulo de elasticidade (SOUZA & RIPPER, 1998).

4.1.5 Concreto com cinza volante, escória de alto forno granulada e cinza de casca de arroz.

A cinza volante ou cinza de carvão pulverizado, é um subproduto das usinas termelétricas, sendo dividida em duas categorias: baixo e alto teor de cálcio. A escória de alto forno granulada, é um subproduto da produção do ferro-gusa. A utilização de ambas como substitutas parciais do cimento Portland ou como agregado leve é observada na literatura. Estas misturas são adicionadas ao concreto para controlar a taxa de reação de hidratação e melhorar a microestrutura, especialmente na interface entre agregados e o cimento hidratado.

Normalmente considera-se que o uso de concreto de alta resistência ou com misturas aumentam a performance do concreto armado submetidos a ambientes marinhos. Quanto ao concreto com misturas, a expectativa é a redução da permeabilidade e da taxa de difusão de cloretos. Em trabalho de pesquisa realizado por BAWEJA *et al.* (1998), foram avaliadas 50 lajes de concreto armado

expostas a ambientes com alto teor de cloretos, (3% NaCl), por um período de cinco anos. Foram usados 4 tipos de concreto: C1, cimento Portland com alto teor de C_3A ; C2, cimento Portland com baixo teor de C_3A ; C3, constituído de cimento com escória de alto forno e C4, constituído de cimento com cinza volante. O concreto tipo C4 teve variação com misturas redutoras de água e ar incorporado. Os resultados sugeriram que o uso de concreto com misturas e com menor fator a/c pode ser boa alternativa para concretos sob condições de alto teor de cloretos.

Os autores concluíram através destes resultados, que as especificações atuais baseadas somente na resistência à compressão não refletem de forma adequada, a performance do concreto exposto ao ambiente marinho, tendo em vista a corrosão da armadura. Para tanto, a relação a/c pode representar melhor a performance em termos da corrosão por indução de cloretos, apesar de não ser um parâmetro prático.

De forma semelhante, NAIK *et al.* (1998) avaliaram os efeitos da cinza volante nas propriedades mecânicas e na durabilidade do concreto. Foram ensaiados corpos de prova e lajes com misturas contendo cinza volante e cimento ASTM classes C e F, em proporções diferenciadas, e um traço de referência sem nenhuma mistura com cinzas, para fins de controle. A maior resistência à compressão foi observada no concreto com misturas, em todas as idades testadas (1, 7, 28 e 91 dias). Quanto a resistência à flexão, os melhores resultados a partir de 7 dias, foram obtidos pelas misturas. Para a resistência à tração em idades superiores a 28 dias, o concreto sem misturas apresentou melhores resultados. Aos 28 dias, o concreto sem misturas apresentou melhor módulo de elasticidade, porém aos 91 dias, houve a inversão dos resultados. A deformação por retração de secagem teve comportamento diferenciado entre as amostras com misturas. A resistência à abrasão teve aos 28 dias resultados comparáveis entre todos os concretos, mas aos 91 dias, houve melhor desempenho das misturas. Quanto à resistência a sais degelantes, o comportamento foi semelhante entre todos, e quanto a resistência a penetração de cloretos tiveram melhor atuação os concretos com misturas. Os autores concluíram que os efeitos da mistura foram significativos nas propriedades mecânicas testadas e quanto à durabilidade do concreto testado.

As cinzas de arroz são produzidas durante operação de beneficiamento do arroz, através de combustão controlada. Apresenta efeitos benéficos ao concreto, sendo capaz de consumir quase completamente o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento, melhorando a resistência do concreto ao ataque ácido e por sulfato (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Seu uso requer agente controlador do consumo de água.

4.1.6 Adesivos e “primers”

São utilizados para colar materiais a elementos estruturais já existentes atuando como ponte de aderência. Os “primers” além de atuarem como ponte de aderência, atuam como protetores do substrato. Podem ser à base de epóxi, PVA e acrílico. De acordo com SOUZA & RIPPER (1998), os adesivos base epóxi são polímeros em dois componentes: monômero e catalisador, que após mistura, permanece viscoso (“*pot-life*”), depois endurece e solidifica, adquirindo elevada resistência mecânica. Têm uso recomendado como ponte de aderência para reparos e reforços estruturais, para reestabelecer o monolitismo e para colagem de chapas metálicas para reforço estrutural. Apresenta excelente adesão para colagem de concreto velho e novo e alta resistência física. O adesivo para aço é recomendado como ponte de aderência aço/concreto e como *primer* para aço, para pinturas à base de epóxi. O *primer* epoxídico com zinco para armaduras é recomendado para proteção para armaduras em locais contaminados com cloretos e recomendado para passivação e proteção das armaduras contra a corrosão em reparos e reforços estruturais.

Os adesivos à base de acetato de polivinila (PVA), quando adicionados à água de amassamento, proporcionam à argamassa melhor aderência sobre os substratos, aumentando a capacidade de absorção de deformações, sendo usados no preparo de chapiscos e argamassas. Atuam como aditivos, e são recomendados como ponte de aderência para reparos superficiais sem função estrutural sendo entretanto, incompatíveis com a presença constante de água.

Os polímeros acrílicos tem aplicação semelhante aos adesivos de base PVA, sendo usados como aditivos para argamassa e como películas de cura para evitar evaporação precoce da água de assentamento.

Afim de analisar diversos tipos de sistemas comercializados como adesivos no Brasil em reparos com concreto moldado “*in loco*”, foram analisados por CLÍMACO *et al.* (1997), prismas compostos com junta diagonal, numa combinação de ângulo da junta, adesivos e tipo de ruptura. Inicialmente foram ensaiados prismas com três tipos de tratamento da superfície: superfície lisa, lisa + ácido e superfície tratada com *drillmaster* + ácido (escarificação mecânica com escova de aço que se adapta a furadeira elétrica e aplicação simultânea de *Reebaklens*), tendo sido escolhida esta última opção, por ser mais representativa de situações reais tendo inclusive, apresentado melhores resultados quanto à resistência de aderência. Posteriormente foram aplicados sistemas adesivos na junta: superfície escarificada seca sem adesivo; argamassa de base acrílica; argamassa de base estireno butadieno (SBR); adesivo de base epóxi; argamassa de cimento comum e areia; argamassa com adição de microssilica; argamassa com dispersão aquosa de acetato de polivinila; e cola branca comum.

Foram feitos testes de compressão-cisalhamento (“*slant shear test*”), considerando que se ocorrer adesão efetiva, a ruptura do prisma será caracterizada pela ruptura do concreto, do tipo monolítica ou pela ruptura do concreto adjacente à junta. Os sistemas foram comparados em termos do valor médio dos resultados obtidos no ensaio à compressão dos corpos de prova compostos (f_c) em relação à resistência dos corpos de prova cilíndricos (f_{cc}). Os autores verificaram boa eficiência dos sistemas de reparo (superior a 90%), na seguinte ordem: juntas com argamassa comum, superfície seca sem adesivo e juntas com resina epóxi. Verificaram também que a eficiência variou com o ângulo da junta. O ângulo crítico é função do tipo de reparo utilizado devido às suas diferentes propriedades físicas.

Outras conclusões importantes do trabalho referem-se ao fato que alguns adesivos comerciais mostraram-se sem efeito ou prejudiciais à aderência, e também que a prática comum de umedecimento da superfície antes do reparo, mostrou-se prejudicial à aderência nos grupos sem camada adesiva.

4.1.7 Materiais para injeção

São materiais que permitem restabelecer o monolitismo de elementos de concreto fissurados. Encontram-se disponíveis as resinas acrílicas, de poliésteres e as epoxídicas. Com resinas bastante fluídas e equipamentos a ar comprimido, pode-se fazer injeções em fissuras com aberturas inferiores a 0,1 mm.

4.1.8 Graute

Podem ser de base mineral ou epoxídica. Têm como principal atrativo a fácil aplicação, a elevada resistência mecânica e a ausência de retração. São recomendados para reparos em geral, inclusive subaquáticos, reforços estruturais, preenchimento de cavidades, bases de equipamentos, ancoragem de chumbadores e injeção de fissuras. São auto nivelantes, com alta fluidez, não retráteis, apresentando altas resistências iniciais e finais, e com demais especificações estabelecidas pelos fabricantes. PIANCASTELLI (1998) adverte, entretanto que alguns grautes necessitam do uso de vibradores na sua moldagem, devido às suas características tixotrópicas. O graute de base mineral é constituído de cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivos superplastificantes e aditivo expensor (pó de alumínio). O graute de base epoxídica é um composto epóxi-poliamida, fornecido em dois

componentes. Apesar do custo elevado, são indicados para casos de alta solicitação mecânica, elevada agressão química e necessidade de entrada rápida em carga.

4.1.9 Mastiques e selantes

Conforme PIANCASTELLI (1998) os mastiques são materiais utilizados para vedação de fissuras ativas fabricados com base em diversos produtos, em especial o alcatrão e o poliuretano. Conforme BATISTA (2000), os poliuretanos são os verdadeiros elastômeros (também chamados de selantes) utilizados para vedação de juntas. Os elastômeros são polímeros formados pela resina (aglomerante) que fornecem suas principais características, com a adição de cargas, pigmentos, plastificantes e aditivos aceleradores que promovem a adesão do produto à superfície. BATISTA (2000) apresenta as propriedades típicas dos elastômeros comerciais, onde destacam-se os elastômeros de silicone e poliuretano, com superioridade deste último, devido às suas qualidades de adesão em superfícies porosas e pelo bom desempenho à tração. A autora alerta entretanto que no mercado brasileiro, existem elastômeros de poliuretano de má qualidade, sugerindo o uso daqueles que atendam os requisitos da ASTM C920. De acordo com a autora, as falhas e colapso mais comuns nas juntas de fachadas ocorrem devido à especificação imprópria do produto, defeito do material elastomérico e principalmente devido à aplicação inadequada do produto.

4.1.10 Aditivos

J. CALLEJA *apud* SOUZA & RIPPER (1998), define os aditivos como produtos que acrescentados aos aglomerantes em condições adequadas, nas formas convenientes e em doses precisas, têm por finalidade modificar ou implementar certas propriedades do concreto, para seu melhor comportamento em algum ou em todos aspectos, tanto no estado fresco como endurecido. A NBR 11768 (EB-1763/92) – Aditivos para concreto de cimento Portland define aditivos como produtos que modificam algumas propriedades dos concretos no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições. Tais definições justificam o enorme crescimento da indústria de aditivos nas últimas décadas. Entretanto, não se deve esperar que compensem a baixa qualidade de um concreto com traço pobre ou mal dimensionado.

Os aditivos variam quanto à composição química e desempenham várias funções, como aumento da plasticidade, redução da exsudação e segregação, retardamento ou aceleração do tempo de pega

dentre outras. Os aditivos inibidores de corrosão utilizam nitritos de sódio e cálcio. MEHTA & MONTEIRO (1994) classificam os aditivos quanto ao mecanismo de ação em aditivos tensoativos, modificadores de pega e aditivos minerais. Dentro do grupo dos tensoativos encontram-se os aditivos incorporadores de ar e os redutores de água. Os aditivos incorporadores de ar são utilizados em misturas para resistir a ciclos de congelamento e descongelamento e também na produção de concretos massa e concretos leves. Os aditivos redutores de água, chamados também de plastificantes, são solúveis na água de amassamento, reduzindo-a e aumentando a plasticidade e fluidez das pastas, argamassas e concretos. São recomendados para uso quando se deseja baixa relação água/cimento. Os aditivos superplastificantes também chamados redutores de água de alta eficiência são capazes de reduzir o teor de água de três a quatro vezes, quando comparados a aditivos redutores normais.

Os aditivos modificadores de pega, podem acelerar ou retardar a velocidade de desenvolvimento da resistência nas primeiras idades. Os aditivos aceleradores são úteis particularmente em climas frios, visto que aceleram o início das operações de acabamento, reduzem o tempo de cura, permitem a desforma mais rápida, e oferecem vedação mais eficiente. O aditivo acelerador de pega para concreto projetado, reduz a reflexão do material projetado, sendo recomendado para argamassas e concretos projetados por via seca. Os aditivos retardadores permitem compensar os efeitos aceleradores de climas quentes e permitem manter o concreto trabalhável durante o lançamento.

Os aditivos minerais, podem ser naturais derivados de rochas vulcânicas ou de origem sedimentar com atividade pozolânica, ou subprodutos industriais. Alguns são pozolânicos (materiais naturais, cinza volante com baixo teor de cálcio, microssilica e cinza de casca de arroz), outros cimentantes (escória), enquanto outros são pozolânicos e cimentantes (cinza volante com alto teor de cálcio). Atuam na melhoria da trabalhabilidade, durabilidade à fissuração térmica e ataques químicos, favorecendo a produção de concretos de alta resistência. Na norma brasileira são consideradas adições, devido ao teor de incorporação à massa de cimento maior que 5%, tendo tratamento distinto.

São muitos os aditivos disponíveis no mercado, entretanto problemas associados ao mau uso ainda acontecem. Portanto é recomendável a realização de ensaios que representem condições da obra, antes de sua aplicação, em especial quando se tratar de grandes projetos. A NBR 12317 trata da verificação do desempenho de aditivos para concreto.

4.1.11 Pinturas de Proteção

Observa-se nas últimas décadas grandes avanços no desenvolvimento de revestimentos, vernizes e pinturas, com o objetivo de proteger o concreto quanto a penetração de agentes agressivos deletérios e em alguns casos funcionando como barreira protetora ao ataque destes agentes.

Conforme HELENE & OLIVEIRA (1990), os sistemas protetores são constituídos por barreiras espessas e pinturas de proteção. O primeiro grupo é utilizado em condições específicas, tais como situações de elevada abrasão ou impacto, ou ainda quando o concreto está em contato contínuo com líquidos sob pressão, produtos químicos e vapores agressivos. Para tanto normalmente são utilizados produtos de base betuminosa, neoprene, asfálticas, vinílicas, borracha butílica, cimentos especiais, dentre outros. Dado seu caráter específico, recomenda-se a execução de ensaios de desempenho, numa pré-seleção do material.

Entre os sistemas de pintura de proteção observam-se dois grupos, que são os hidrofugantes de poro aberto e os revestimentos impermeabilizantes, com formação de película (tinta e vernizes). Os produtos hidrofugantes ou hidrorepelentes impedem a penetração da água, não impedindo entretanto, a penetração de vapores e gases. Os principais hidrofugantes são os silicones. As pinturas de proteção têm como mecanismo básico a formação de uma película semi-flexível e contínua de baixa permeabilidade, que atua como barreira à penetração de líquidos, vapores e gases. Não são suficientes, entretanto para absorver eventuais fissurações após sua aplicação, rompendo-se neste caso. HELENE & OLIVEIRA (1990) apresentam extensa relação da natureza e características das principais resinas utilizadas. De acordo com PIANCASTELLI (1998), os vernizes e tintas mais utilizados são fabricados com base mineral (cimento), resinas acrílicas, resinas acrílicas estirenadas, borracha clorada, resina epóxi e poliuretano.

Tais sistemas protetores têm entretanto vida útil relativamente curta, devendo-se proceder inspeções periódicas para garantir que cumpram sua função. Entre as principais causas de manifestações posteriores de patologias, relacionadas por HELENE & OLIVEIRA (1990), destacam-se a seleção inadequada do produto, tratamento inadequado da superfície, diluição e demãos insuficientes e aplicação sob condições meteorológicas inadequadas (períodos chuvosos).

As normas brasileiras pertinentes são a NBR 11297, 9209 e 10253.

4.2 Reparação de danos nas estruturas

De acordo com CLÍMACO *et al.* (1997), o setor de reparos é um ramo complexo, devido à necessidade de se obter de forma precisa a avaliação das condições da estrutura e suas fontes de origem, exigindo para o desenvolvimento do projeto de reparo, alto grau de conhecimentos e condições operacionais, que envolvem o uso de técnicas e materiais especializados. Para que se possa aplicar de forma segura qualquer dos métodos e técnicas disponíveis, é necessário entendimento adequado dos detalhes de utilização e limitações de cada técnica (CAMPAGNOLO *et al.*, 1997).

4.2.1 Preparo das superfícies

Serão abordadas as técnicas mais usuais para preparo de superfícies que serão objeto de intervenção quanto a recuperação ou reforço em estruturas de concreto armado. O preparo do substrato é responsável por grande parte do sucesso deste reparo ou reforço, ou seja, o concreto-base deve ter resistência adequada e solidez para receber o tratamento, sendo essencial também a preparação da superfície da junta.

No preparo das superfícies a intervir, tem-se como objetivo principal garantir boas condições de aderência entre a peça existente e o reparo, retirando-se todo o material deteriorado, utilizando-se para tanto de limpezas, lavagens, polimentos, ou ainda limpezas especiais como jatos de areia ou ar comprimido, dentre outras.

A escolha da técnica de limpeza a adotar deverá ser coerente com o quadro patológico existente, sendo fundamental sua realização caprichosa, de maneira a diminuir os possíveis danos do concreto sadio, facilitando a aplicação dos materiais e não comprometendo a capacidade resistente residual da peça.

PIANCASTELLI (1998) adverte que é necessário cuidar para que o contorno das aberturas seja bem definido, de maneira a favorecer a aderência e aplicação dos materiais de reparo.

Tendo em vista as observações anteriores, observou-se em literatura recente o trabalho de ABU-TAIR *et al.* (2000), que apresentaram um novo método para quantificar a rugosidade das superfícies. Segundo os autores, tal medida é muito empregada para avaliação da textura da superfície em estradas pavimentadas com concreto, devido aos efeitos produzidos quanto ao deslizamento ou derrapagem de veículos. Pode ser utilizada para avaliar superfícies a serem reparadas, onde a

rugosidade é fator relevante para a garantia da integração estrutural entre o material novo e o velho, permitindo uma boa aderência entre eles. No método proposto, a superfície do concreto é definida como uma série de ondas irregulares. O fator de rugosidade ou aspereza dependerá da amplitude e comprimento destas ondas. Um estudo foi desenvolvido para avaliar os efeitos da rugosidade das superfícies na aderência entre materiais típicos de reparo e o concreto. Foram avaliadas cinco superfícies de amostras de concreto, sendo apenas uma polida (*smooth* - SM), para comparação. As outras superfícies foram a superfície como quebrada (*as fracture* - AF), a superfície obtida pelo uso de ferramentas manuais (*hand-chiselled* - HC), a superfície obtida pelo uso de uma pistola de agulhas (*needle gunned* - NG) e a superfície obtida pelo uso de martelos elétricos (*electric hammered* - EH). A partir de um equipamento desenvolvido para medir texturas de superfícies, obteve-se fotografias das amostras para definição dos parâmetros das ondas. Como as formas das ondas não são uniformes, os autores estabeleceram um fator de rugosidade gradiente (*RG*), obtido pela relação entre a média global de D_a por W , onde D_a representa a amplitude média de cada duas ondas adjacentes e W , representa os respectivos comprimentos de onda. Esta relação fornece uma definição da rugosidade da superfície já que para valores mais altos de D_a , a superfície é mais rugosa e para valores mais altos de W , a superfície é menos rugosa. A partir dos valores de *RG*, observou-se que todas as amostras apresentaram valores distintos de rugosidade, mesmo para amostras aparentemente similares ao exame visual.

Para testar a aderência das amostras, foram empregados três materiais típicos de reparo, ou seja, material epoxídico (LWER), material cimentício modificado (CMAM) e o concreto convencional feito com cimento Portland (PORCC). As novas amostras assim obtidas foram submetidas ao teste de compressão-cisalhamento do prisma reconstituído ("*slant shear test*"). De acordo com os autores, o método de preparação da superfície com ferramentas manuais (HC) apresentou a mais alta resistência para os três materiais de reparo utilizados e as amostras tratadas com o concreto convencional (PORCC) apresentaram as mais altas resistências.

4.2.3 Limpezas e polimentos

A lavagem das superfícies do concreto tem por objetivo a remoção de resíduos de toda natureza tais como ferrugens, graxas, carbonatos, de forma a preparar o substrato para a recepção do material do reparo. As lavagens mais comuns são feitas com jatos de água fria ou quente, soluções ácidas ou alcalinas, ou ainda por jatos alternados de água e areia.

SOUZA & RIPPER (1998) sugerem que no caso de limpeza de superfície com jatos de água fria, o trabalho deve ser feito no sentido descendente com movimentos circulares, mantendo-se a pressão do compressor constante. A aplicação conjunta com jatos de areia, visa garantir a limpeza de partículas soltas e vestígios de corrosão da armadura. A aplicação de jatos de água não é adequada quando os materiais do reparo requerem substrato seco.

Quando da utilização de soluções ácidas, através de pulverizador ou brocha ou esfregão, a superfície deverá ser previamente molhada, para evitar a penetração de ácidos no concreto sadio. Seu uso mais comum é em limpezas de grandes superfícies sem armadura exposta, ou muito próxima à superfície. A solução normalmente empregada é de ácido muriático (ácido clorídrico comercial), tendo sido relatado também o uso de ácidos fosfórico e glicólico, plasmas de nitrato de sódio e glicerina, ou cristais de hidrossulfato de sódio (OWENS, *apud* SOUZA & RIPPER, 1998). No caso de uso de soluções alcalinas (solução de “soda cáustica”), como no caso do uso de ácidos, também é necessária a lavagem posterior com aplicação de solução neutralizadora, usando depois de jatos de água natural.

No caso de limpezas especiais são utilizados os jatos de vapor, ar comprimido, areia ou limalha de aço. Para os jatos de vapor, ar e areia, a aparelhagem é semelhante, com aplicação através de movimentos sucessivos verticais e horizontais. Os jatos de vapor são utilizados em preparação de grandes superfícies, devendo ser evitado nos casos de corrosão. O jato de ar comprimido é muito utilizado para secagem de superfícies, em limpezas de furos profundos e para limpeza de fissuras, sob pressão, antes do respectivo tratamento. Os jatos de areia são extremamente comuns, usados logo após o corte ou apicoamento do concreto, na preparação de grandes superfícies e locais angulosos. Deve-se usar areias limpas e isentas de matéria orgânica. A aplicação é feita por movimentos circulares, sendo muitas vezes uma alternativa ao apicoamento. Provocam entretanto, alto grau de sujeira e pó no local do trabalho, e não removem espessuras superiores a 3 mm. O jato de limalha de aço aplicado sob pressão, sendo bem mais abrasivo que o jato de areia é utilizado em grandes superfícies a reparar.

Com o objetivo de garantir melhor aderência entre a superfície a reparar e o material a ser aplicado, a saturação, sem empoçamento, é mais uma opção de preparo através de molhagem contínua ou com o uso de elementos intermediários, como panos ou areia molhados, sacos de estopa, mangueiras perfuradas, dentre outros. Este tratamento, que requer pelo menos 12 horas de saturação, é mais comum em superfícies de concreto antes da aplicação de argamassas e concretos de base cimentante.

A queima com o uso de maçarico é um tipo de limpeza que requer cuidados para não aquecer demasiadamente uma área, agredindo o concreto ou até mesmo a armadura. Utiliza-se ainda como recurso para limpeza a escovação manual, por meio de escovas de cerdas de aço, ou ainda o apicoamento ou escarificação manual pelo uso de talhadeira, ponteiro e marreta, o desbaste através de lixadeira industrial com disco, para grandes superfícies ou por último o apicoamento ou escarificação mecânica pelo uso de martelos pneumáticos ou elétricos. Neste último caso, deve-se prever o cimbramento adequado da estrutura, quando necessário. Para a remoção do concreto degradado em maiores profundidades, utiliza-se do corte do concreto com discos de corte comuns. Os discos de corte são úteis também para retirada de rebarbas, delimitação de contorno do reparo e para abertura de vincos em tratamento de fissuras.

O uso da máquina de desbaste superficial prepara grandes áreas horizontais, com alta produtividade, onde há necessidade de remoção de espessuras da ordem de 0,5 a 3 mm. Para tanto são usadas escarificadoras ou fresadoras mecânicas.

O polimento pode ser obtido manualmente, através de pedras para polir ou lixas d'água para concreto e lixa de ferro para aço, ou pela ação eletromecânica de lixadeiras. Devido ao elevado grau de poeira do lixamento elétrico, deve-se prever o uso de máscara anti-pó para proteção do operador. O objetivo é fornecer à superfície do concreto textura lisa e regular, sem partículas soltas.

Verifica-se ainda o uso de solventes voláteis, do tipo acetona industrial, que retira contaminações superficiais e também ácido úrico. Por ser altamente volátil, auxilia a secagem da superfície, sendo entretanto inflamável.

4.3 Demolição

Muitas vezes, devido a grandeza dos danos ou riscos ou ainda, devido a mudanças de destinação ou uso de uma estrutura, faz-se necessária a demolição total ou parcial. A demolição normalmente é projetada em função do tipo e porte da estrutura a demolir, assim como dos aspectos condicionantes locais. Podem ser empregados martelos demolidores, explosivos, agentes demolidores expansivos ou ainda a hidrodemolição. Conforme SOUZA & RIPPER (1998), os agentes demolidores expansivos são produzidos pela mistura de um tipo especial de cimento Portland aditivado e água, ocorrendo a demolição devido a expansão da mistura injetada em buracos executados na massa a demolir. Quanto à hidrodemolição, que permite cortar ou demolir o concreto, controla-se a pressão da água do aparelho em função da profundidade do corte a executar. No caso de demolição parcial é necessária

uma análise da estrutura para verificação da configuração estática da estrutura, tendo em vista sua nova formatação e as respectivas condições de segurança.

4.4 Tratamento das fissuras: injeção, selagem e grampeamento

O tratamento das fissuras requer a identificação prévia do tipo de fissura, particularmente no que diz respeito à sua atividade. No caso de fissuras ativas, o que se procura não é estabelecer o monolitismo da seção, a menos que se elimine a causa que as geraram. Neste caso, promove-se a vedação da fissura com material elástico e não resistente, do tipo resina acrílica ou poliuretânica, de modo a impedir unicamente a degradação do concreto existente. Nas fissuras passivas, além desta proteção, tem-se como objetivo garantir que a peça volte a trabalhar como um todo. Emprega-se material resistente, em geral nata de cimento Portland ou resina epoxídica. Esta última é preferida por ser não retrátil, de baixa viscosidade, com alta capacidade resistente. Além disto, as resinas epoxídicas endurecerem rapidamente. Em fissuras menores que 0,1 mm, procede-se a injeção das fissuras sob baixa pressão. Para fissuras maiores, porém pouco profundas, é admissível o enchimento por gravidade. Após o preenchimento das fissuras, procede-se a selagem, que prevê a vedação dos bordos, com o objetivo de arrematar a injeção, protegendo a própria resina. Utiliza-se normalmente uma cola epoxídica bicomponente, aplicada com colher de pedreiro. Para fissuras maiores que 30 mm, a selagem é feita como uma vedação de junta.

Outra técnica aplicável em fissuras ativas é o grampeamento de armaduras feitos pela inserção de grampos de aço no concreto. É uma técnica discutível já que poderá surgir nova fissura em região adjacente. Tem melhor desempenho quando as fissuras acontecem em linhas isoladas e por deficiências localizadas de capacidade resistente (SOUZA & RIPPER, 1998).

4.5 Reparos superficiais

Os reparos rasos ou superficiais são aqueles de profundidade inferior a 2,0 cm, não ultrapassando a espessura do cobrimento da armadura. (SOUZA & RIPPER, 1998). Podem ser localizados ou generalizados. São exemplos característicos o enchimento de falhas, regularização de lajes, reconstituição de quinas quebradas, erosões ou desgaste, calcinação, dentre outros.

Conforme CARMONA FILHO (2000), a reconstituição da seção, compreende a imprimação do substrato para formação de ponte de aderência, o fechamento da cavidade, o acabamento da

superfície reparada e a cura. A imprimação normalmente é feita com um adesivo acrílico, puro ou em pasta de cimento, ou um adesivo epóxi puro, conforme as condições de umidade do substrato e a importância estrutural da região. O autor sugere o uso de pasta como ponte de aderência com a seguinte composição: 3 partes de cimento Portland comum, classe 32, 1 parte de emulsão acrílica e 1 parte de água limpa. O fechamento da cavidade para reconstituição da seção se dá pela aplicação do material do reparo. Normalmente empregam-se as argamassas de base mineral (graute tixotrópico), argamassa modificada com polímero, pré-dosada ou preparada na obra (base acrílica ou SBR), ou ainda, argamassas com base epóxi ou poliéster, que exigem procedimentos específicos (PIANCASTELLI, 1998). Para reparos generalizados, utilizam-se as argamassas modificadas com polímeros ou o concreto ou argamassa projetados. Deve-se verificar a necessidade de escoramentos. SOUZA & RIPPER (1998) sugerem que para diminuir os efeitos de retração, a aplicação da argamassa seja feita em faixas de 1,0 m de largura por 1,0 cm de espessura. A cura será úmida para material cimentício, ou ao ar para material orgânico. Pode-se utilizar a cura química, pela aplicação de adesivo PVA ou adesivo acrílico diluído.

4.6 Reparos semi-profundos

Os reparos semi-profundos são aqueles com profundidade entre 2,0 e 5,0 cm, normalmente atingindo a armadura (SOUZA & RIPPER, 1998). Normalmente requer a montagem de formas com cachimbos e verificação da necessidade de escoramentos. A reconstituição da seção pode ser feita com graute de base mineral com retração compensada e alta resistência mecânica, com cura úmida.

4.7 Reparos profundos

São aqueles que atingem profundidades superiores a 5,0 cm (SOUZA & RIPPER, 1998). Conforme PIANCASTELLI (1998) os reparos profundos são aqueles que apresentam aberturas para retirada do concreto deteriorado ou contaminado, com profundidade 1,5 vezes maior que a maior das duas outras dimensões. São exemplos os ninhos de concretagem (segregações).

Também necessitam da montagem de forma, preparação do substrato e verificação da necessidade de escoramentos. Utilizam-se normalmente micro-concreto de retração compensada e alta resistência mecânica, com cura úmida (CARMONA FILHO, 2000). HELENE (1988) sugere a utilização de

argamassa seca, graute de base mineral, concreto ou concreto pré-acondicionado. SOUZA & RIPPER (1998), sugerem a utilização de argamassa seca ou convencional, com adesivo PVA ou acrílico.

O traço mais comum, citado por SOUZA & RIPPER (1998), para as argamassas de cimento e areia, é 1:3 em volume, com fator a/c 0,45. Para a argamassa convencional com adesivo PVA ou acrílico, são confeccionadas com o traço 1:2,5 ou 1:3, sendo o adesivo PVA adicionado à água de amassamento com uma parte de adesivo para três partes de água e água na proporção 1:1. Para a argamassa seca (farofa) com adesivo, as mesmas proporções anteriores, exceto que a quantidade de água da argamassa deve ser apenas suficiente para permitir fazer uma bola de argamassa com as mãos.

4.8 Alternativas para reparo em processos corrosivos

Considerando que a corrosão do concreto é um processo eletroquímico em meio aquoso, ou seja, há a formação de íons metálicos e liberação de elétrons na região anódica, onde se dá a oxidação do metal (região deteriorada) e simultaneamente na região catódica há o consumo dos elétrons produzidos no ânodo, observa-se que as técnicas de reparo e recuperação das peças danificadas em processos corrosivos têm como pressupostos a eliminação das causas da corrosão e a erradicação dos processos já instalados. Analisando-se o fenômeno, verifica-se que se o circuito for interrompido, a corrosão se detém. Um dos maiores problemas quanto aos sistemas de proteção em reparos de concreto é que apenas parte da armadura é tratada, criando-se uma não uniformidade no sistema, potencializando o risco de ativação da corrosão na peça reparada. Reparos duráveis podem ser resolvidos se o processo de corrosão for entendido e controlado, especialmente em peças reparadas.

Conforme exposto por CASCUDO (1997), a reconstituição da seção de concreto onde se tenha estabelecido processo corrosivo, é feita geralmente usando concretos ou argamassas comuns, ou mesmo especiais, com tixotropia adequada para ser aplicada com a mão ou colher de pedreiro; no caso de reparos profundos, utilizam-se argamassas auto-adensáveis, ou grautes, que conseguem atingir locais de difícil acesso. A incompatibilidade entre o concreto velho e o material a ser aplicado podem gerar falhas prematuras nos reparos, devido a diferenças de comportamento frente a variações térmicas, transmissão de vapor, deformação lenta e retração. Cuidados devem ser tomados quanto a limpeza da superfície das armaduras antes da colocação do novo material, retirando-se todos os produtos da corrosão. Todo o concreto alterado deverá ser retirado e também aquele em volta do perímetro da armadura na região da corrosão.

A galvanização da armadura é uma das medidas possíveis para proteção das barras, visto que o zinco utilizado na sua produção é muito mais estável que o aço frente à atmosfera e mais resistente aos cloretos. De acordo com ANDRADE (1992), os parâmetros para a durabilidade do processo da galvanização são a espessura da capa galvanizada e o pH da fase aquosa presa nos poros do concreto. Apesar das limitações da durabilidade, a galvanização apresenta como vantagem sua atuação como ânodo de sacrifício, dilatando a corrosão do aço base. Seu custo elevado diminui sua aplicação. Uma alternativa atualmente empregada é a pintura epoxídica rica em zinco como tratamento das armaduras, onde o zinco mais uma vez trabalha como ânodo de sacrifício em benefício do aço, apesar de apresentar também alto custo. Estas pinturas em princípio protegem o trecho reparado por efeito de barreira e os trechos adjacentes por efeito de proteção catódica galvânica (ANDRADE, 1992).

No caso da presença da frente de cloretos ou de frente de carbonatação, em que a armadura não tenha sido atingida, emprega-se a retirada do concreto impróprio, mediante o uso de escarificação, jateamento ou hidrojateamento, sendo este último recomendado por lixiviar sais, colaborando na descontaminação dos íons cloreto do concreto. ANDRADE (1992) indica a possibilidade de tentar a “realcalinização” do concreto através de aplicação superficial de argamassa rica em cimento, mantida úmida por muito tempo. No caso do concreto estar contaminado por elevados teores de cloreto, verifica-se que os reparos localizados representam solução paliativa, visto que a contaminação dos íons de cloreto no concreto pode acarretar o surgimento de corrosão em áreas adjacentes à tratada. No caso especial em que a contaminação do cloreto ocorreu por incorporação durante sua produção, a situação se torna complexa, uma vez que todo o concreto em volta da armadura deve ser substituído por outro material cimentício, isento de cloretos, fato que torna a solução onerosa e pouco prática. Para estes casos, ANDADRE (1992) sugere o uso de resina que seja ao mesmo tempo ponte de aderência e barreira contra cloretos presentes no concreto velho, dificultando a migração por difusão ao material do reparo.

Quanto aos métodos alternativos de reparo verifica-se na literatura os processos de remoção eletroquímica dos cloretos, o controle do processo catódico pelo uso de pinturas seladoras, a eliminação do eletrólito por secagem, a proteção catódica e técnicas de impregnação do concreto por polímeros ou inibidores de corrosão.

A remoção eletroquímica dos cloretos apresenta como restrição questões de ordem prática, tais como a necessidade de que toda a extensão do concreto deva ser envolvida pela argamassa condutora e a necessidade de se prever vários sistemas “fontes/ânodos de metal nobre”, o que torna o processo praticamente inexecutável.

O controle do processo catódico se caracteriza pela eliminação do acesso de oxigênio às armaduras pelo uso de pinturas seladoras do concreto ou pela aplicação de revestimentos superficiais. Observa-se que a selagem nunca é perfeita, dada a existência de defeitos como furos, trincas, que permitem o acesso de oxigênio, umidade, cloretos e dióxido de carbono. Tal fato explica o efeito temporário do tratamento.

A eliminação do eletrólito por secagem teoricamente erradica o problema da corrosão. Entretanto a redução do teor de água nos poros do concreto apresenta sérias restrições de ordem prática, devendo ser usado em conjunto com outros métodos.

A proteção catódica tem por princípio básico, a redução dos potenciais das armaduras para valores altamente negativos, ou seja, permanecendo no estado de imunidade coerente com o Diagrama de Pourbaix, FIG. 12. Induz-se um processo no qual a armadura representa o catodo do circuito e portanto permanece protegida da corrosão.

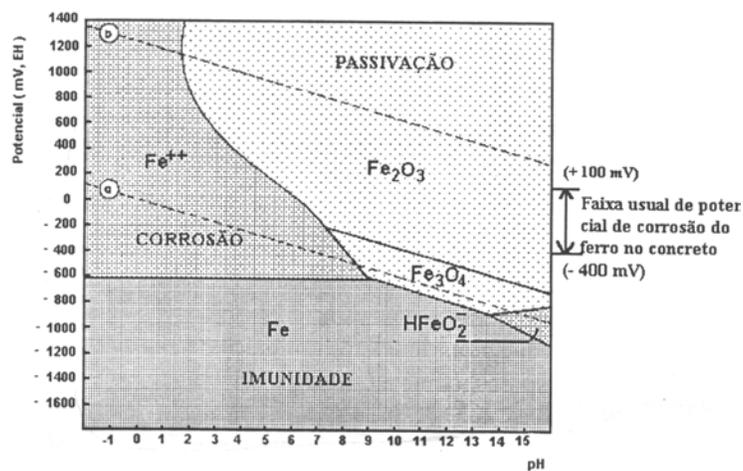


FIGURA 12 – Diagrama de Pourbaix

FONTE: CASCU DO, 1997

Existem dois métodos para proteção catódica, o método galvânico (com ânodo de sacrifício) e o método por corrente impressa. No método com ânodos de sacrifício, o fluxo de corrente elétrica advém da diferença de potencial entre o aço e o metal escolhido como ânodo, que ocupa uma posição mais elevada na tabela de potenciais. Estes ânodos devem satisfazer exigências, tais como ter um bom rendimento e não permitir a formação de películas passivantes. Este sistema não requer fonte externa de corrente elétrica, entretanto possui vida útil limitada. Sua durabilidade é função da densidade de armação, da condutividade elétrica do concreto e da condutividade entre as armaduras, do número de ânodos instalados e seu espaçamento. É recomendado para eletrólitos de baixa

resistividade elétrica (até 3.000 $\Omega\cdot\text{cm}$). A escolha do local para sua instalação deve permitir distribuição de corrente ao longo da estrutura e fácil acesso para sua montagem e instalação.

O método da proteção catódica por corrente impressa, utiliza a instalação de um sistema de ânodos em forma de tela junto à superfície do concreto coberto com uma camada de concreto. Têm sido empregado telas de titânio platinizado, titânio expandido ou fios de cobre revestidos com polímeros inertes. Este sistema, visto na FIG. 13, é interligado a um retificador de corrente, assim como as armaduras, de forma a estabelecer uma diferença de potencial entre o sistema de ânodos e as armaduras, as quais passam a funcionar como catodos, ficando protegidas. Conforme CASCUDO (1997), o circuito estabelecido implica também na retirada progressiva de íons cloretos impregnados no concreto, já que estes têm carga elétrica negativa, sendo atraídos para zonas anódicas, que são positivas. Este método entretanto encontra limitações quando empregado em estruturas existentes, exigindo a recuperação de todas as partes da estrutura que estejam deterioradas, para posterior proteção catódica. O método exige também manutenção contínua.

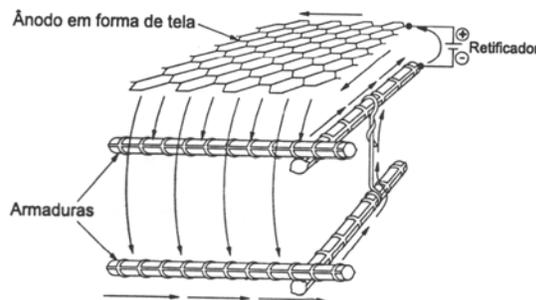


FIGURA 13 – Proteção catódica

FONTA: CASCUDO, 1997

Pode ainda ser aplicável para peças contaminadas por cloretos a impregnação do concreto com polímeros ou inibidores de corrosão. A impregnação tem o efeito de tamponamento da superfície do concreto, diminuindo assim sua permeabilidade, reduzindo o acesso de contaminantes. Requer a secagem prévia da peça de concreto. A impregnação de produtos inibidores de corrosão tem o objetivo de bloquear o processo anódico e/ou catódico, eliminando a ação da corrosão. Os inibidores são incorporados às argamassas de reparo a base de cimento, destacando-se entre as substâncias orgânicas utilizadas, o nitrito de cálcio $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$, na proporção média de 3% em relação ao peso de cimento (ANDRADE, 1992). Verificam-se dificuldades quanto aos aspectos práticos e econômicos, além de poucos resultados quanto ao controle de corrosão de estruturas com processo corrosivo já instalado. São ainda utilizados revestimentos para o concreto, dificultando a entrada de cloretos e demais agentes agressivos. Devem ser usados a partir da execução da estrutura, visto que seu uso

posterior pode agravar problemas já existentes. Apresenta-se abaixo um quadro resumo, QUADRO 3, com as principais técnicas de reparo para processos corrosivos em estruturas:

QUADRO 3

Técnicas de reparo para processos corrosivos em estruturas

Tipo de reparo	Passos
Reparos localizados ou generalizados	a) Remover cuidadosamente o concreto afetado e os produtos de corrosão b) tratamento das armaduras: limpeza superficial, uso de pinturas protetoras de base mineral ou orgânica (epóxi) c) reconstituição do concreto: concretos ou argamassas comuns ou modificada por polímeros ou ainda os grautes d) principais polímeros modificadores de argamassas e concretos: látex tipo acrílico, acrílico modificado e estireno-butadieno (SBR) e) principais polímeros aglomerantes das argamassas poliméricas: resinas epóxi, poliéster e metilmetacrilato.
Galvanização e pinturas epoxídicas	a) Limpeza das barras b) aplicação do produto.
Remoção eletroquímica dos cloretos	a) Aplicação de material com resinas de troca iônica (argamassa condutora) sobre toda a superfície do concreto b) colocação de metal nobre sobre o concreto que atuará como ânodo (carregado positivamente) c) a armadura será o cátodo (carregado negativamente) d) conectar a fonte eletricamente ao metal nobre e também à armadura, promovendo correntes contínuas elevadas.
Controle do processo catódico	a) Uso de pintura seladora por meio de produtos poliméricos ou revestimentos superficiais.
Eliminação do eletrólito	a) Secagem dos poros do concreto através de lâmpadas e ventilação artificial.
Proteção catódica com ânodos de sacrifício	a) Limpeza das barras da região deteriorada b) instalação de ânodo de sacrifício junto à armadura c) verificar com um multímetro se há condutividade elétrica entre o aço e o ânodo de sacrifício d) vida útil limitada.
Proteção catódica por corrente impressa	a) Coloca-se um sistema de ânodo sobre o concreto cobrindo com material condutor. b) interligar o sistema de ânodo ao terminal positivo do sistema retificador de corrente e a armadura ao terminal negativo. c) ao funcionar, a armadura passa a funcionar como cátodo, ficando protegida.
Impregnação profunda de concreto com polímeros	a) Secagem do concreto b) impregnação, tendo como resultado estrutura tamponada, com teor baixo de umidade
Impregnação do concreto com inibidores de corrosão	a) Impregnação próxima à armadura, bloqueando o processo catódico, eliminando a ação da corrosão.

CAPÍTULO 5

5.REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Diferentes técnicas de reforço de estruturas têm sido empregadas na indústria da construção civil. Serão abordadas as técnicas de reforço mediante o emprego do concreto, perfis metálicos, chapas de aço, sistemas compósitos de polímeros reforçados com fibras (FRP) e protensão exterior. Qualquer técnica adotada requer como pressupostos principais do projeto a identificação das possíveis soluções, de forma a obter um sistema coerente com o ambiente em que se insere a estrutura, respeitando-se o partido arquitetônico, e balanceando-se quanto aos aspectos relativos aos custos. Devem ser observadas as recomendações existentes para o dimensionamento, os procedimentos para a execução, o controle da qualidade do processo, permitindo inclusive a inclusão de técnicas de monitoramento das estruturas. Considerações quanto à condição de reforço máximo e condições impostas pela capacidade global da estrutura, devem ser observadas. Verifica-se na literatura (JUVANDES & FIGUEIRAS, 2000), recomendações para que o reforço das estruturas existentes não exceda 50% de sua resistência inicial e que, no caso da ruptura acidental do reforço, o sistema remanescente tenha segurança residual superior a 1,0, para evitar o colapso geral. De forma semelhante, deve-se garantir que o comportamento global da estrutura resista ao acréscimo de ações em seus elementos individuais. Quanto às técnicas de reforço com chapas coladas e FRP, especial atenção deve ser dada quanto a tolerância ao fogo, adotando-se critérios que limitem a temperatura nos adesivos durante um certo período de tempo de tolerância.

5.1 Reforço com concreto

O reforço de peças estruturais com concreto armado ou com concreto projetado é muito utilizado tendo em vista suas vantagens econômicas e a facilidade de execução. Apresenta como desvantagem a interferência arquitetônica e o tempo necessário para que a estrutura possa ser colocada em serviço. O concreto de alto desempenho no reforço pode ser uma alternativa ao concreto convencional, pois resulta na adoção de espessuras menores, podendo não ser necessárias alterações de forma significativa nas dimensões originais dos elementos reforçados. O sucesso do reparo depende da boa aderência entre o concreto novo e o velho e da capacidade de transferência de tensões entre os mesmos. Algumas vantagens são dependentes da correta combinação do ângulo da junta e a forma de preparação da superfície, que podem ser avaliados por ensaios de cisalhamento inclinado. Características como resistência e módulo de elasticidade do concreto velho, devem ser consideradas ao se projetar o concreto novo.

Em uma pesquisa teórico-experimental, PIANCASTELLI & CALIXTO (1997) analisaram a aplicabilidade dos critérios da NBR 6118 no dimensionamento do reforço à flexão de vigas de concreto armado. O reforço se deu pelo aumento da seção de concreto e aço na zona tracionada das vigas, FIG.14, não tendo sido empregados adesivos na ligação. O carregamento aplicado foi de curta duração. A partir dos resultados, os autores concluíram que as vigas reforçadas tiveram comportamento compatível com os critérios da norma, sendo de importância fundamental a consideração das deformações e deslocamentos já existentes no momento do reforço. Segundo os autores a inexistência de critérios específicos para recuperação e reforço de estruturas é decorrente de poucos resultados que verifiquem o desempenho e comportamento para todos os tipos de solicitação.

Casos práticos de reconstituição de pilares e consolos danificados, podem ser verificados em COSENZA (1998) e SHEHATA & TEIXEIRA JÚNIOR (1997), respectivamente, que ensaiaram modelos através da remoção total do concreto danificado e das armaduras existentes, substituindo-os por concreto e armadura semelhantes aos originais. Em ambos trabalhos observou-se que o comportamento em serviço e na ruptura das peças reparadas foi similar ao comportamento original, entretanto tendo como ponto fraco, a região de ligação entre concreto novo e o existente. Desta forma, os autores sugerem que a preparação adequada das superfícies de ligação é primordial para o bom desempenho das peças reconstituídas. COSENZA (1998) sugere o uso de aditivos expansores para melhoria das condições da concretagem.

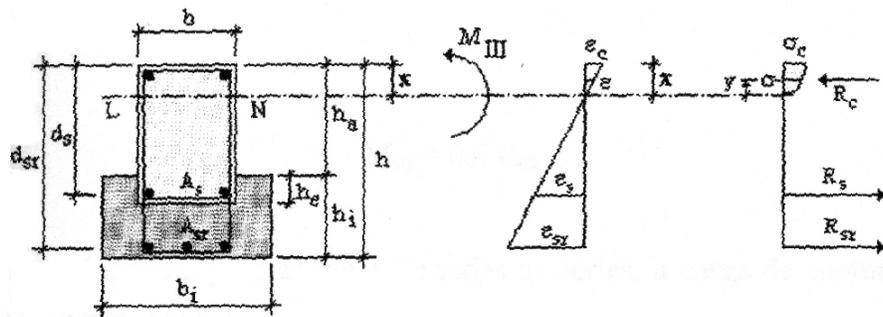


FIGURA 14 – Seção transversal – Estados de deformação e tensão

FONTE: PIANCASTELLI, 1997

Alguns trabalhos recentemente realizados relatam o uso de microconcreto de alto desempenho, explorando também os atributos do concreto com adição de sílica ativa e fibras de aço para o reforço de pilares através do encamisamento das peças analisadas, com a obtenção de bons resultados (ARAÚJO JR. & SOUZA, 2000; TAKEUTI & HANAI, 2000).

5.2 Reforço com perfis metálicos

O método do reforço com o uso de perfis metálicos configura-se como um dos métodos mais tradicionais, comumente usado em situações de emergência. Não apresenta em geral, grandes alterações na geometria das peças, sendo colocados mediante chumbamento com buchas expansivas e preenchimento com resinas injetáveis. A preparação da superfície é importante, devendo ser dada especial atenção à perfeita união do reforço com o elemento estrutural em questão. No caso da presença de fissuras, deve-se providenciar o reparo, antes da execução do reforço.

Para a obtenção da máxima eficiência do reforço, CÁNOVAS (1988) enumera algumas precauções visto que as alterações do comportamento global da estrutura podem introduzir efeitos secundários danosos em outros pontos da estrutura. Desta forma, sugere-se que os reforços sejam feitos após o descarregamento ou alívio parcial da estrutura, para possibilitar que o novo elemento trabalhe de forma integrada após o recarregamento. No caso de pilares, sugere-se a continuidade do reforço nos pavimentos adjacentes, para evitar que apareçam tensões cisalhantes nas lajes, como consequência dos esforços transmitidos pelo reforço.

Conforme SOUZA & RIPPER (1998), no estado limite último, as peças reforçadas se comportam como peças tradicionais e com armadura total idêntica à soma das armaduras exteriores e interiores.

No dimensionamento deve-se observar se a seção do concreto existente apresenta alguma capacidade portante. Caso não haja, o reforço deverá substituir totalmente o elemento portante, absorvendo a totalidade dos esforços.

Deve-se considerar que a carga na seção do concreto após o reforço seja menor que a capacidade portante da seção original do concreto. As deformações não devem ultrapassar os limites teóricos de ruptura.

5.3 Reforço com chapa de aço colada

O método de reforço com colagem de chapas de aço, externas à peça estrutural baseia-se na colagem de chapa de espessura adequada através de adesivo e uso de parafusos auto-fixantes, criando uma armadura secundária solidária à peça estrutural. Apresenta-se como solução de baixo custo, com a introdução de pequenas alterações na seção do elemento reforçado e com pequena interferência arquitetônica. A técnica é interessante quando a deficiência é das armaduras existentes, sem entretanto haver deficiências nas dimensões e qualidade do concreto. Possibilita-se desta forma, aumentar a resistência da peça estrutural a momentos fletores e forças cortantes, obtendo-se ainda um aumento de rigidez. Os primeiros trabalhos reportam a L'HERMITE & BRESSON que utilizaram desta técnica de reforço na Suíça e Alemanha, em 1960. Como qualquer outro método de reforço externo ao concreto, o comportamento do sistema como uma nova e única peça é fundamental, realçando a importância do adesivo na transferência de tensões. CÁNOVAS (1988) recomenda que a camada de adesivo seja da ordem de 1mm, apesar das dificuldades operacionais de controle desta espessura, tendo em vista que valores mais altos de resistência à tração são obtidos com menores espessuras da camada de adesivo. Deve-se atentar para a solução adotada já que as resinas epóxicas são sensíveis ao calor para temperaturas superiores a 70°C, apresentando redução de suas características de resistência. CÁNOVAS (1988) sugere que os reforços efetuados devam ser protegidos contra incêndio, por meio de uma camada isolante à base de amianto ou vermiculita.

Outro fator fundamental para o sucesso do reparo, refere-se a necessidade de evitar a ruptura frágil do sistema, caracterizada pelo descolamento prematuro da chapa, ou pela ruptura conjunta do concreto do cobrimento da armadura e a chapa de aço, conhecida como "*peeling off*" ou descascamento da estrutura.

RAOOF *et al.* (2000) avaliaram o modo de ruptura do “peeling off” considerando o comportamento de um dente individual de concreto, formado entre duas fissuras adjacentes, sob a ação de tensões de cisalhamento τ aplicadas na interface entre a chapa de aço e a viga de concreto (FIG 15).

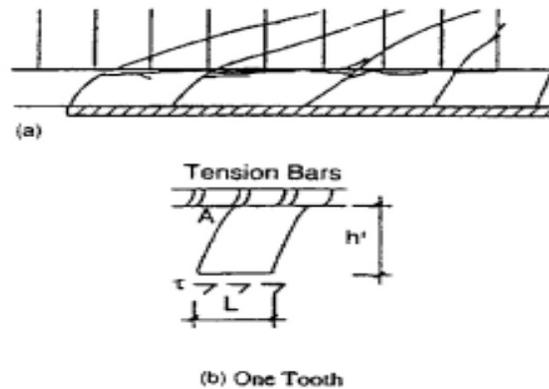


FIGURA 15 – Modo de ruptura devido a ruptura prematura pelo desprendimento do reforço:

(a) padrão de fissuras no concreto;

(b) comportamento de um dente individual no cobrimento do concreto

FONTE: RAOOF *et al.*, 2000

A tensão de tração no ponto A, σ_A , atinge a resistência à tração do concreto, f'_t , dando início ao desprendimento do reforço, ou seja, no ponto crítico, $\sigma_A = f'_t$. Assim, assumindo-se o comportamento elástico para o dente, tem-se (4):

$$\sigma_A = \frac{M_A \frac{L}{2}}{I_A} \quad (4)$$

$$I_A = \frac{b L^3}{12}$$

$$M_A = \tau L b_1 h'$$

Onde:

b_1 = largura da chapa de aço

b = largura da viga

τ = tensão de cisalhamento na interface entre o concreto e a chapa de aço

L = comprimento do dente entre duas fissuras adjacentes

h' = altura do cobrimento do concreto

I_A = momento de inércia da área de concreto entre duas fissuras adjacentes

Portanto :

$$\sigma_A = \frac{6 \tau h' b_1}{L} \cdot \frac{b_1}{b} \quad (5)$$

$$\text{para } \sigma_A = f'_t \quad \rightarrow \quad \tau = \frac{f'_t \cdot L}{6h'} \cdot \frac{b}{b_1} \quad (6)$$

Desta forma, observa-se que a ruptura pelo desprendimento do reforço é controlada pelos espaçamentos das fissuras de flexão, na região do cobrimento do concreto. Devido a grande variações nestes espaçamentos, aqueles autores concluem que deve-se lançar mão de limites superior e inferior, aproximados, para estabelecimento da carga última necessária para o descascamento ($\sigma_{\max}=2\sigma_{\min}$). Conclui-se que a qualidade do concreto da peça a ser reforçada é de fundamental importância para o sucesso do reforço. Nos casos onde a largura da chapa é a mesma da viga, quanto mais larga é a viga, maior será o momento último necessário para o desprendimento. Aumentando-se a largura da chapa em relação à viga ou aumentando-se a espessura da chapa, reduz-se o momento último necessário para o desprendimento.

A partir dos 84 dados experimentais RAOOF *et al.* (2000) observaram que vigas reforçadas à flexão pela adição de chapa de aço, podem apresentar momento de descascamento último menor que o momento último teórico para vigas com características semelhantes às reforçadas, caso não se previna quanto ao efeito da ruptura prematura do descascamento do reforço. De acordo com estes autores, já se demonstrou que com o uso de parafusos pré-tensionados, para fixação da chapa ao concreto, o mecanismo de separação da chapa muda do desprendimento frágil do cobrimento do concreto para um tipo mais dútil de ruptura entre o concreto e a cola epóxica.

Com o objetivo de verificar a real necessidade do uso de adesivo ou parafusos ou ainda da solução conjunta, CAMPAGNOLO *et al.* (1997), ensaiaram vigas em cinco situações distintas: uma viga sem reforço, para base de comparação; viga reforçada com chapa de aço colada com resina epóxi; viga reforçada com chapa de aço fixada com parafusos auto-fixantes; viga reforçada com chapa de aço colada com resina epóxi e fixada com parafusos auto-fixantes; e viga reforçada com barras de armadura longitudinal, em camada de argamassa aditivada. Observou-se que a fixação apenas com parafusos permitiu o deslizamento relativo da chapa em relação à viga. Os autores concluem que a resina é necessária para garantir um bom desempenho, não recomendando a solução por fixação

exclusiva com parafusos. Estes entretanto, são úteis no aspecto operacional de fixação da chapa e devem ser dimensionados de modo que possam resistir à carga total do reforço, garantindo a manutenção do reforço em casos de comprometimento da resina, como por exemplo, em situações de incêndio. Outro aspecto ressaltado foi a importância da ancoragem adequada da chapa, garantindo que os esforços de ancoragem sejam transmitidos à viga pela colocação de chapas laterais ou parafusos, evitando-se assim o descolamento prematuro da chapa.

Resultados semelhantes foram obtidos por SHEHATA & TEIXEIRA JÚNIOR (1997), que analisaram vigas bi-apoiadas sub-dimensionadas ao cisalhamento, reforçadas com chapas de aço coladas com resina epóxica. Foi também observado que é fundamental o uso de chumbadores de expansão de modo a diminuir a fragilidade da ruptura. Os autores apontaram algumas desvantagens do método utilizado, tais como o alto grau de dependência do preparo superficial da chapa e do concreto, a necessidade de cura mínima da cola por sete dias, o que retarda a agilidade da solução, e a possibilidade de ocorrência de corrosão interna da chapa, sem que esta seja notada. Outra observação considerada grave deve-se ao fato que a chapa impede a visualização das fissuras de cisalhamento, não permitindo a visualização do “aviso prévio” quanto à ruptura. A taxa de restituição, ou seja, o acréscimo de resistência e o funcionamento em serviço variaram conforme a técnica adotada e o estado em que se encontrava a estrutura antes do reparo.

ADHIKARY *et al.* (2000) avaliaram o comportamento teórico e experimental de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço horizontalmente contínuas, coladas externamente às vigas com o objetivo de aumentar a resistência ao cisalhamento. Entre as vantagens deste método sobre a alternativa mais comum de colocação de estribos verticais de chapa colados à viga destacaram-se a facilidade de execução do reforço e a contribuição indireta da chapa no aumento da resistência à flexão (FIG 16).

Observou-se que a execução do reforço ao cisalhamento contribuiu para o aumento da resistência à flexão, devido a menor deformação observada nas barras longitudinais quando comparadas com as vigas sem reforço, para um mesmo carregamento.

Para a resistência ao cisalhamento observou-se acréscimo de 84% em relação às vigas originais. Os autores concluíram ainda pela validade do uso de ferramentas numéricas como o método dos elementos finitos para estudar o complexo comportamento das vigas reforçadas.

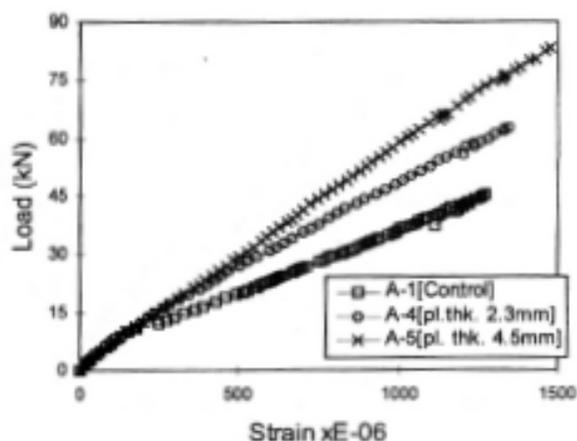


FIGURA 16 – Relação entre carga e deformação em barras longitudinais no centro do vão da viga

FONTE: ADHIKARY *et al.*, 2000

Em um estudo teórico-experimental desenvolvido para avaliar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com diferentes técnicas, SHEHATA *et al.* (1997) ensaiaram vigas reforçadas ao esforço cortante e a flexão conjuntamente. Para o grupo de vigas reforçadas somente ao cisalhamento, foram empregadas as técnicas de colagem de chapas em tiras, estribos de vergalhão colados e estribos externos pré-tracionados. As chapas em tiras foram calculadas com base no conceito de treliça de *Morsch*, dimensionamento que segundo os autores, mostrou-se adequado, com algumas limitações. Os estribos de vergalhão foram dimensionados pelo mesmo critério e tiveram a mesma eficiência que as chapas, sendo mais práticos e econômicos. Em ambas as técnicas foi necessária a interdição da estrutura durante o período de cura da cola. Quanto aos estribos pré-tracionados, foram os mais eficientes, tendo como grande vantagem o fato de fecharem total ou parcialmente as fissuras existentes, reduzindo as deformações dos estribos internos. Para esta última técnica, não houve necessidade de interdição da estrutura durante sua aplicação.

Para as vigas reforçadas à flexão e cisalhamento, foram utilizadas as chapas coladas e barras pré-tracionadas, que se mostraram eficientes, com melhor desempenho das barras pré-tracionadas, de forma semelhante aos estribos pré-tracionados. Para o dimensionamento das chapas foi adotado um modelo de comportamento não linear, considerado eficiente pelos autores. Os autores concluem que a eficiência do reforço à flexão depende essencialmente da qualidade da ligação entre a armadura adicionada e a viga.

Uma restrição prática quanto ao emprego deste método, reside no peso próprio da chapa, que dificulta seu manuseio. Outra restrição refere-se a durabilidade da aderência na interface adesivo-concreto e adesivo-chapa. A proteção ao fogo também deve ser considerada. A inexistência de normas específicas nesta área, se justifica por não haver ainda resultados conclusivos quanto às margens de segurança, mecanismos de ruptura e desempenho das técnicas de intervenção (SHEHATA & TEIXEIRA JÚNIOR, 1997).

5.4 Reforço com polímeros reforçados com fibras (FRP)

Os polímeros reforçados com fibras (*“fiber reinforced polymer”* - FRP) vem sendo utilizados no reforço de peças de concreto armado. Os materiais compósitos feitos com fibras de carbono (CFRP), vidro (GFRP) ou aramida (AFRP), em resina polimérica, têm sido empregados em construções de estruturas novas e em reforços de estruturas existentes com o objetivo de aumentar as características de utilidade, resistência, flexão e cisalhamento. Podem ser aplicados em outros substratos como a madeira e o aço. Apresentam-se na forma de barras de armadura, cabos de protensão, lâminas, mantas ou folhas flexíveis de FRP. As principais formas comercializadas de CFRP são os sistemas pré-fabricados (*“pré-cured system”*) e os sistemas curados no local (*“wet lay-up systems”* ou ainda *“prepag system”*). FUKUYAMA (1999) apresenta lista com as diversas formas fabricadas atualmente no Japão, sendo que o autor propõe o termo CFRM (*Continuous fiber reinforcing material*), para um novo material constituído de numerosas fibras finas ligadas em conjunto com a resina, de maneira a fornecer resistência uniforme, ligeiramente diferente dos polímeros convencionais. SOUZA *et al.* (1998) indicam os produtos já disponíveis no mercado europeu, como os laminados pré-fabricados pela *Carbodur Sika* e *S&P Laminates CFK*, os tecidos bidirecionais fabricados pela *TFC Freyssinet* e *Tyfo S. Fibnwrap* e as folhas flexíveis unidirecionais pré-impregnadas fabricadas pela *Mitsubishi Replark*, pela *MBT Mbrace* e pela *S&P C. Sheets*.

O uso do FRP surge como uma solução para a prevenção quanto a deterioração do concreto devido à corrosão da armadura, visto não apresentar este problema. Os materiais compósitos são aqueles formados por dois ou mais materiais com características mecânicas distintas dos componentes individuais. São constituídos pelas fibras e pela matriz, na qual as fibras estão inseridas. A função principal das fibras é servir de reforço mecânico para a matriz. As matrizes usuais são os poliésteres (usados para as fibras de vidro), vinilester, epóxi (usado para fibras de carbono). A matriz não contribui de forma significativa na capacidade das barras, sendo normalmente desprezada no cálculo da resistência, mas mantém a estabilidade das fibras tensionadas. Além disto, a matriz tem funções

indispensáveis tais como a proteção contra a abrasão e ataques químicos. No caso geral, um sistema compósito de FRP é constituído de três componentes principais, ou seja, o compósito FRP propriamente dito, o adesivo de ligação e as resinas de preparação da superfície do concreto (primário ou “putty”).

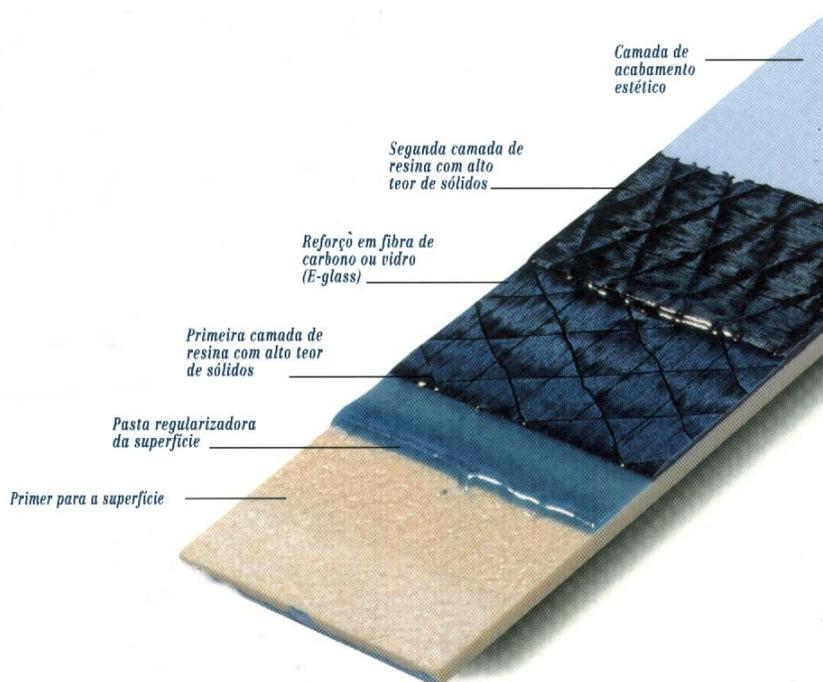


FIGURA 17 – Aplicação de um sistema FRP com uso de lâmina unidirecional

FONTE: Catálogo MBrace

A FIG. 17 apresenta de forma ilustrativa, as camadas necessárias para a aplicação de um sistema com lâmina unidirecional. O conceito de sistema destaca o papel do adesivo no desempenho do reforço, que deve ter características físicas adequadas.

As fibras têm comportamento linearmente elástico, são frágeis na ruptura, com tensões últimas na ordem de 3500 MPa, módulo de elasticidade variando de 150 a 600 GPa e alongamento na ordem de 1,5%. Os valores característicos (f_{Luk} e ϵ_{Luk}) fornecidos pelos fabricantes, devem ser considerados como referência inicial, por não contabilizarem a exposição ambiental a longo prazo. JUVANDES & FIGUEIRAS (2000) apresentam no QUADRO 4, fatores de redução (EQ. 7) a serem aplicados à tensão e à deformação última para obtenção de valores de cálculo (f_{Lud} e ϵ_{Lud}) propostos pelo ACI 440F.

$$f_{Lud} = C_E f_{Luk} \quad ; \quad \varepsilon_{Lud} = C_E \varepsilon_{Luk} \quad ; \quad E_L = f_{Lud} / \varepsilon_{Lud} \quad (7)$$

QUADRO 4

Fatores de redução C_E em função das condições ambientais

Condições de exposição	Tipos de sistema FRP	Valores do fator C_E
Interior	Carbono	0,95
	Vidro-E	0,75
	Aramida	0,85
Exterior (pontes, parques de estacionamento, etc)	Carbono	0,85
	Vidro-E	0,65
	Aramida	0,75
Ambientes agressivos (zonas químicas, trata- mento de águas, etc)	Carbono	0,85
	Vidro-E	0,50
	Aramida	0,70

FONTE: JUVANDES & FIGUEIRAS, 2000

KARBAHARI (2000) cita como principais características dos compósitos de FRP, a resistência à corrosão, leveza, alta resistência e rigidez. DOLAN (1999) acrescenta outras características que faz do FRP sério candidato para o uso em estruturas protendidas: alta resistência à tração, módulo de elasticidade moderado e baixa fluência. Outra propriedade interessante é o antimagnetismo, que amplia ainda mais seu campo de atuação, como por exemplo o uso em hospitais. SOUZA & RIPPER (1998) comparam os CFRP de resina epoxídica com o aço de construção, de forma que para um mesmo módulo de elasticidade e mesma espessura entre os dois materiais, o CFRP apresenta ¼ do peso e resistência à tração oito a dez vezes maior. Além das vantagens acima, no caso do reforço ou recuperação, os trabalhos podem ser feitos manualmente, sem necessidade de equipamentos pesados, em curto espaço de tempo, inclusive sem interrupção do uso da estrutura a ser recuperada. A FIG. 18 mostra de forma qualitativa, uma comparação quanto ao desempenho mecânico das fibras para o uso como armaduras ou barras de protensão.

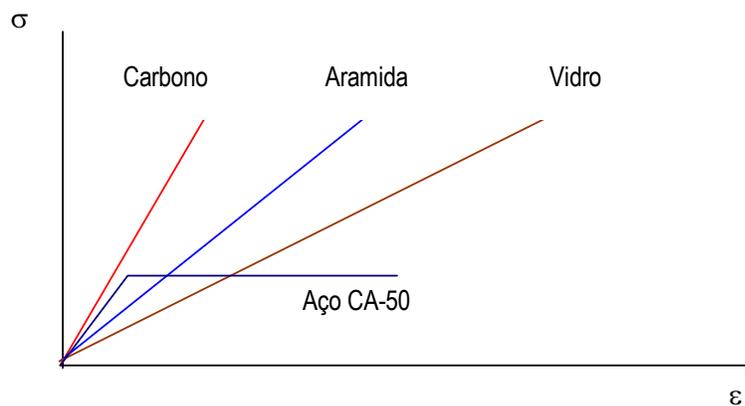


FIGURA 18 – Diagramas tensão-deformação

FONTE: BEBER *et al.*, 2000

Observa-se na literatura que os FRP foram utilizados pela primeira vez para armar estruturas de concreto na metade da década de 50 (SILVA & MORENO JR., 2000). O desenvolvimento das armaduras de FRP para concreto deu-se em 1960, com foco no GFRP (*glass fiber reinforced polymer*), sem muito sucesso, sendo retomada a pesquisa aproximadamente 20 anos depois (DOLAN,1999).

Os sistemas de protensão tiveram início no Japão e Europa, tendo sido usados na Alemanha em 1986, na execução da primeira ponte com barras de compósitos pós-tensionadas. Estes esquemas de protensão identificaram a necessidade de sistemas completos de cabos, ancoragens e dispositivos de conexão, que foram desenvolvidos por japoneses (DOLAN, 1999). O alto custo dos cabos de FRP e as dificuldades impostas pelo comportamento frágil impediram o uso em larga escala. As lâminas de FRP foram inicialmente estudadas em 1978 com o objetivo de aumentar a resistência aos abalos sísmicos aumentando a capacidade resistente à flexão e esforço cortante. Após o terremoto de Kobe, no Japão em 1995, o desenvolvimento de pesquisas e tecnologias de aplicação aumentaram de forma surpreendente, buscando-se também o aumento da ductilidade das estruturas.

Apesar de se apresentarem como opções para reabilitação onde os materiais convencionais não são aplicáveis, as fibras não podem ser usadas para reparar qualquer tipo de deficiência das estruturas existentes, sendo passíveis de degradação quando submetidas a ambientes agressivos. Esta degradação entretanto pode ser evitada com um bom detalhamento e controle do processo de execução. Com visão diferente de FUKUYAMA (1999), que sugere um avanço considerável do uso das fibras, DOLAN (1999) afirma que a indústria atual está restringida pela falta de produtos

comerciais e pelo alto custo dos materiais FRP, tendo como consequência, a hesitação quanto à incorporação do FRP na linha de produção normal.

Vários países têm desenvolvido projetos de pontes em ambientes severos, utilizando as fibras (RIZKALLA & LABOSSIÈRE, 1999; TAERWE & MATTHYS, 1999). Apesar do desenvolvimento acelerado do uso de compósitos de FRP em todo o mundo, algumas questões ainda são pertinentes, tais como a verificação e validação da durabilidade a longo prazo, a aderência entre materiais, o ganho da capacidade resistente e o desenvolvimento de especificações e normas para sua produção e projeto a custos mais atrativos (KARBAHARI, 2000). Observa-se também a necessidade de pesquisas quanto aos efeitos da mistura na interface concreto-adesivo/resina, especialmente em ambientes sujeitos aos ciclos de gelo-degelo, ou em climas muito quentes, que afetam a eficiência do adesivo, degradado por descontinuidades locais. Algumas condições do substrato já são consideradas em trabalhos recentes, como a resistência mínima à tração por arrancamento de pastilhas de alumínio coladas à superfície (*pull-off test*) de 1,5 MPa a 2 MPa (PIANCASTELLI, 1998, SOUZA *et al.*, 1998).

Especial atenção deve ser dada ao efeito negativo da ação de altas temperaturas nos polímeros (resinas e adesivos) e nos compósitos de FRP. Existem recomendações na Europa (EUROCOMP) para fixações de limites de variação de temperatura, em função do tipo de resina. No Brasil, LIMA *et al.* (2000) desenvolveram trabalho experimental com o objetivo de avaliar os efeitos de peças de concreto armado reforçadas com fibras de carbono expostas a altas temperaturas, visto que o risco de perda da integridade estrutural do reforço durante uma situação de incêndio é evidente devido à volatilização do adesivo epoxídico utilizado para a colagem dos tecidos CFRP. Segundo os autores, está sendo investigada a hipótese de execução de proteção com reboco de cimento e areia e alternativamente gesso, de maneira a auxiliar a redução do gradiente térmico e preservar as características físicas e mecânicas do reforço. Tais problemas potenciais devem ser tratados na etapa do projeto.

Um dos principais condicionantes do sucesso do reforço está no detalhamento da amarração ao concreto, visto que a capacidade da camada de cobertura deverá contribuir na efetivação da transferência de tensões. SILVA & MORENO JR. (2000), propõem um arranjo de ancoragem da manta nos apoios, pelo uso de laços constituídos pela própria manta, formando um "X" nas extremidades da manta longitudinal, com ângulo de 45° (FIG. 19).

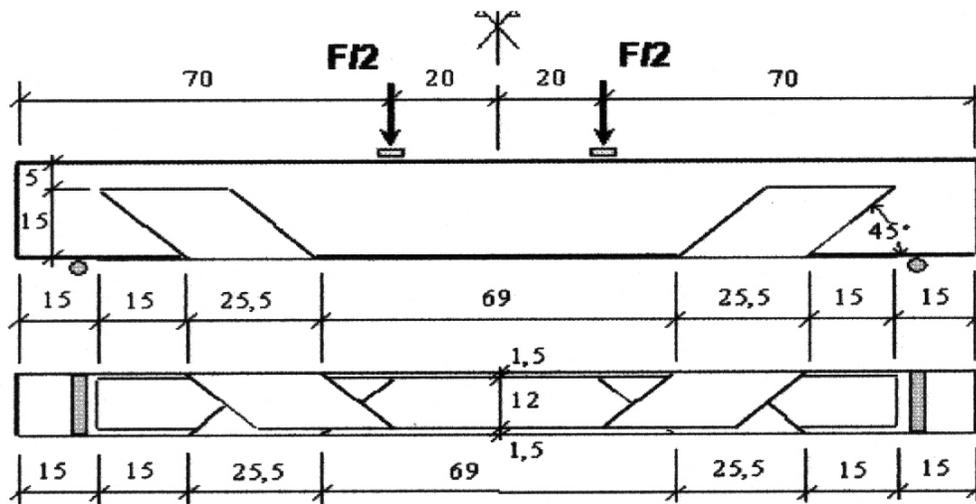


FIGURA 19 – Ancoragem da manta formando laços em “X”

FONTE: SILVA & MORENO JR., 2000

SHEHATA *et al.* (2000) propõem sistemas de ancoragem especial para as extremidades, feitas com a própria lâmina cobrindo a extremidade superior e inferior das mesmas visto na FIG. 20.

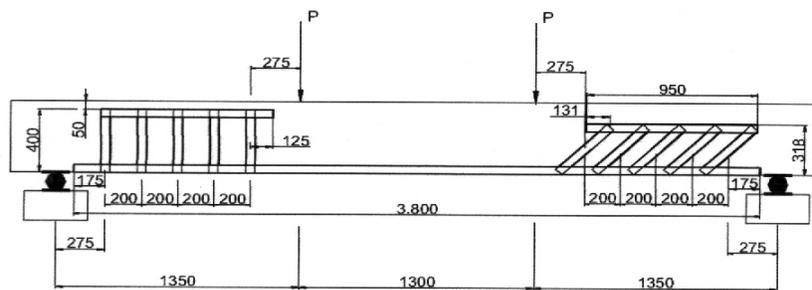


FIGURA 20 – Sistema de ancoragem especial

FONTE: SHEHATA *et al.*, 2000

Em 1993, a primeira diretriz no mundo para aplicação de reforço em FRP para estruturas de concreto armado e protendido foi estabelecida no Japão, com versão em inglês em 1997 (FUKUYAMA, 1999). Vários países encontram-se desenvolvendo padrões e procedimentos para a normalização do FRP. De acordo com TAERWE & MATTHYS (1999), encontram-se em desenvolvimento a normalização de códigos na Europa, para projeto com FRP no *Task Group 9.3 FIB Commission*, onde estão sendo elaboradas as diretrizes de projeto para estruturas de concreto armado e protendido, ou reforçado com FRP, baseados no formato do CEB-FIP *Model Code* e *Eurocode 2*. JUVANDES & FIGUEIRAS (2000) relacionam documentos importantes que definem critérios de dimensionamento e segurança,

incluindo além do já citado documento do FIB, os seguintes: documentos de homologação do DIBt (Alemanha) para sistemas laminados pré-fabricados de CFRP (NrZ-36.12-29 e NrZ-36.12-54), documentos da série SIA (Suíça) para FRP (DO 128 e DO 144), documentos sobre sistemas contínuos (Japão) para FRP (JSCE e JCI TC 952), documentos técnicos do ACI (EUA), como o ACI 440R-96, ACI 440F-00 e ACI 440H. Acrescentam-se ainda as recomendações da *South African Roads Board*, o Eurocódigo 8 – Parte 1-4 e o CEB *Bulletin* 162.

O dimensionamento de elementos de concreto reforçados com tecidos de fibra de carbono baseia-se nos princípios e hipóteses dos estados limites, cuja metodologia define níveis de segurança aceitáveis em relação à ocorrência dos estados limites de utilização (deformação e fissuração) e dos estados limites últimos (ruptura e fadiga). Neste último, todos os modos possíveis de ruptura devem ser analisados.

De acordo com SILVA & MORENO JR. (2000), dois modos de ruptura são característicos e devem ser considerados no dimensionamento do reforço de peças fletidas: a ruptura clássica, relacionada com o rompimento das fibras de carbono por tração ou pelo esmagamento do concreto na compressão antes ou após o escoamento do aço, e a ruptura prematura caracterizada pelo descolamento da manta na interface com a cola ou ao desprendimento do conjunto manta e cobertura do concreto (*“peeling off”*).

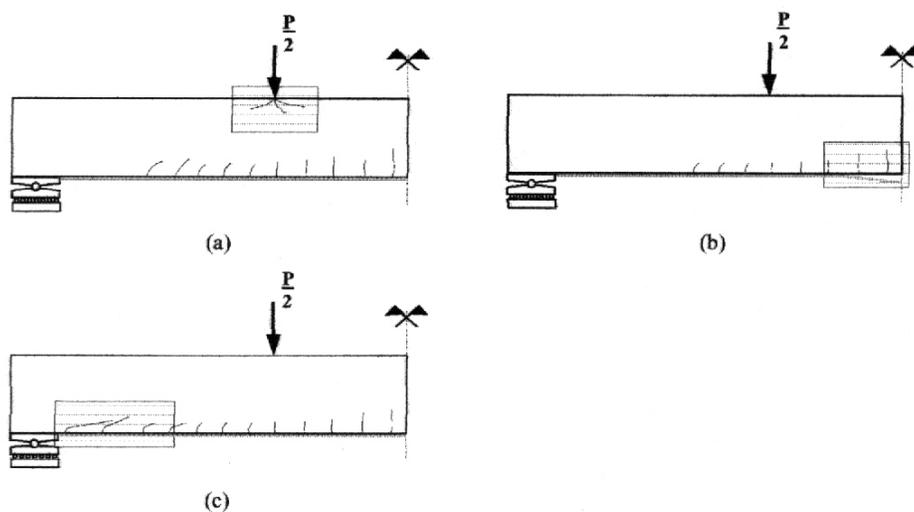


FIGURA 21 – Modos de ruptura: a) escoamento da armadura e esmagamento do concreto;
b) ruptura do reforço; c) descolamento do reforço

FONTE: BEBER *et al.*, 2000

A ruptura prematura ocorre sem aviso e está relacionada com deficiências na aplicação do produto (no caso do descolamento da manta) e a baixa resistência à tração do concreto e cobrimento reduzido, ou seja, deficiências do cobrimento do concreto. A ruptura pelo desprendimento do reforço com o cobrimento do concreto normalmente inicia-se junto às extremidades do reforço, através da propagação de uma fissura horizontal, causando a separação. BEBER *et al.* (2000) apresentam de forma esquemática na FIG. 21, um resumo dos modos de ruptura.

Quanto aos valores das deformações máximas admissíveis no reforço de FRP, observam-se em trabalhos recentes valores variando de 0,4 % a 1% (JUVANDES & FIGUEIRAS, 2000; SHEHATA *et al.*, 2000; SILVA & MORENO JR., 2000; SOUZA & RIPPER, 1998, respectivamente). TRIANTAFILLOU (1998) avalia a partir de estudo teórico-experimental, a deformação específica do CFRP na FIG. 22. Diferentemente da maioria dos trabalhos sobre este assunto, o autor observa que a deformação de ruptura não é constante, mas decresce com o aumento da rigidez axial do FRP, expressa pelo produto $\rho_{frp}.E_{frp}$.

De acordo com o autor, a equação que melhor se ajusta à curva é indicado em (8) e (9):

$$0 \leq \rho_{frp}.E_{frp} \leq 1 : \varepsilon_{frp,e} = 0,0119 - 0,0205 (\rho_{frp}.E_{frp}) + 0,0104 (\rho_{frp}.E_{frp})^2 \quad (8)$$

$$\rho_{frp}.E_{frp} > 1 : \varepsilon_{frp,e} = -0,00065 (\rho_{frp}.E_{frp}) + 0,00245 \quad (9)$$

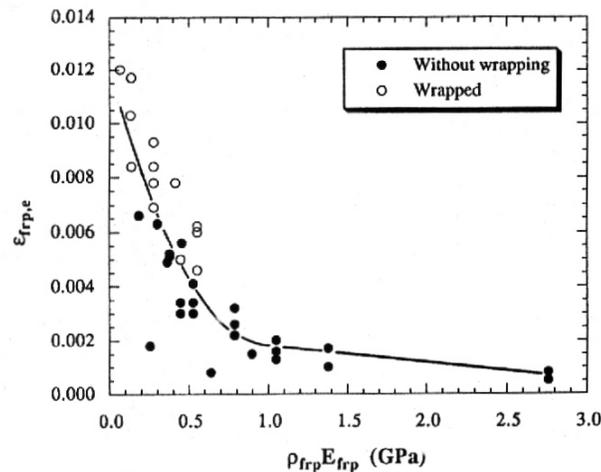


FIGURA 22 – Deformação do FRP em termos de $\rho_{frp}.E_{frp}$ (1GPa = 1000 MPa)

FONTE: TRIANTAFILLOU, 1998

Constata-se que a deformação é inversamente proporcional ao produto $\rho_{frp} E_{frp}$. Tal fato sugere que à medida que os tecidos ou mantas de CFRP se tornam mais rígidos e espessos, o desprendimento do reforço é dominante em relação à ruptura do tecido, e a deformação efetiva do FRP é reduzida.

Para análise de viga reforçada à flexão, são adotados os princípios de equilíbrio de forças e momentos da seção transversal, compatibilidade das deformações entre os materiais e a hipótese de Bernoulli, FIG.23.

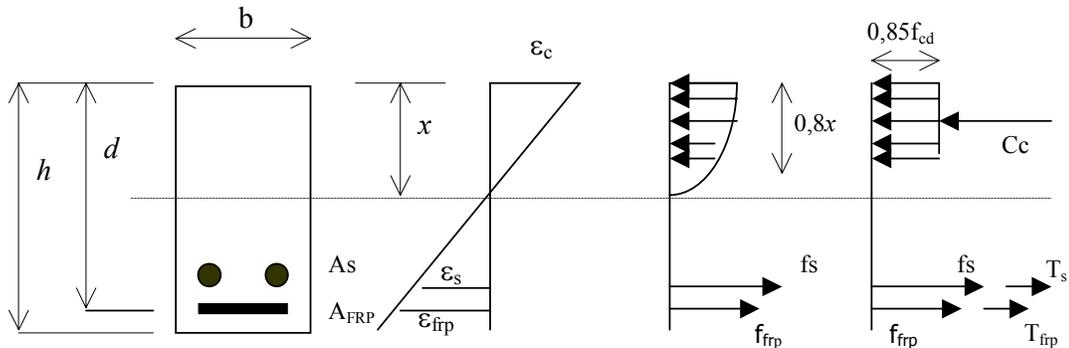


FIGURA 23 – Esquema de tensões e deformações na seção de uma viga reforçada

FONTES: JUVANDES & FIGUEIRAS, 2000

$$\sum N = 0 \Rightarrow C_c - T_s - T_{frp} = 0$$

$$M_{SD} \leq M_{RD}; M_{RD} = A_s f_s (d - 0,4x) + \gamma_{frp} A_{frp} f_{frp} (h - 0,4x)$$

É proposto na equação, um coeficiente de redução $\gamma_{frp} = 0.85$ (JUVANDES & FIGUEIRAS, 2000) para redução da resistência do reforço com FRP à flexão.

Para determinação do momento último, adotam-se procedimentos iterativos. Através de estimativas de tensões e deformações, é possível determinar a carga de ruptura por flexão. Define-se a posição da linha neutra (x), as deformações específicas e as equações de equilíbrio. O processo iterativo se dá através de sucessivos valores para as deformações específicas e equações de equilíbrio. Atingindo-se a convergência, define-se o momento último da seção transversal.

Observa-se que para um melhor comportamento da seção reforçada, deve-se permitir o escoamento do aço, muitas vezes, reduzindo-se a área da seção transversal de FRP. Para o dimensionamento do reforço deve-se determinar a espessura de FRP necessária e garantir que as tensões na interface entre concreto e reforço estejam dentro de limites aceitáveis.

O cálculo da tensão máxima de cisalhamento no descolamento da lâmina pode ser verificado em CHAALLAL *et al.* (1998), em função de características tais como a rigidez normal e de cisalhamento

do adesivo, o módulo de deformação longitudinal da resina de impregnação (adesivo), a largura e espessura final do adesivo, o módulo de elasticidade da fibra de carbono e o momento de inércia da fibra de carbono

Conforme SILVA & MORENO JR. (2000), definida a tensão máxima de cisalhamento no descolamento da lâmina, calcula-se a tensão de cisalhamento no adesivo (τ_0), na extremidade da manta, onde este valor é máximo.

Igualando-se as tensões de cisalhamento atuantes na extremidade da manta e a tensão máxima de cisalhamento na interface, obtêm-se o valor da cortante máxima no apoio e conseqüentemente o momento máximo na viga, correspondente ao estado limite de descolamento da manta.

Desta forma, os dois momentos últimos (ruptura da manta à tração e o do descolamento) devem ser considerados no cálculo do dimensionamento do reforço a flexão.

Para o reforço ao cisalhamento, CHAALLAL *et al.* (1998) determinam a área de CFRP necessária através da analogia da treliça clássica, considerando as fissuras de cisalhamento num ângulo variável θ e a inclinação dos estribos e da fibra de um ângulo α , FIG. 24.

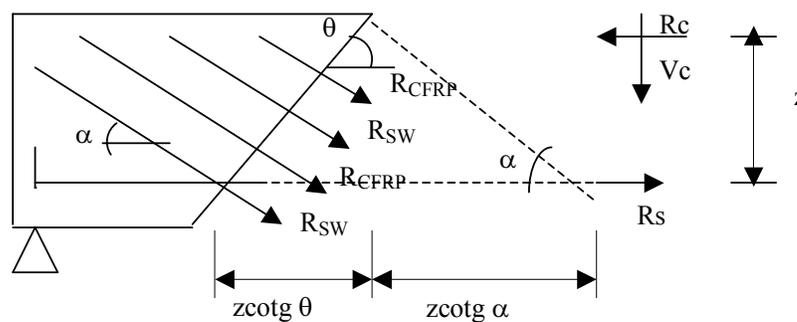


FIGURA 24– Forças internas da armadura transversal e externa das fibras de CFRP

FONTE: GALVEZ & MORENO JR., 2000

Onde:

R_c = força resultante de compressão no concreto

R_s = força resultante de tração no aço da armadura longitudinal de tração

V_c = parcela do esforço cortante total atuante, atribuída ao concreto

R_{PFRc} = força de tração na fibra

R_{SW} = força de tração na armadura de cisalhamento

z = distância entre a resultante de tração do aço e a resultante de compressão do concreto.

θ = ângulo de inclinação das fissuras de cisalhamento

α = ângulo de inclinação dos estribos e da fibra

A força resultante resistente ao esforço cortante, V_R , é composta de três parcelas conforme a equação 10, a parcela do concreto (V_C), a parcela da armadura transversal (V_S) e a parcela de CFRP (V_{CFRP}):

$$V_R = V_C + V_S + V_{CFRP} \quad (10)$$

Considerações para a ruptura da fibra de carbono ou ruptura por descolamento da fibra tendo em vista a folha aplicada de forma contínua ou para a folha aplicada em tiras num ângulo α podem ser verificadas no trabalho original de CHAALLAL *et al.* (1998).

TRIANAFILLOU (1998) avaliou de forma quantitativa, a contribuição dos compósitos de fibra de carbono na capacidade de resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas em função da rigidez axial do reforço. Observou-se que a contribuição do FRP para a resistência ao cisalhamento aumenta linearmente até um máximo, a partir do qual apresenta uma ligeira queda, onde a efetividade do reforço deixou de ser positiva.

Observações semelhantes foram feitas por FORTES *et al.* (2000), verificando experimentalmente em vigas reforçadas à flexão, que cada uma delas apresentou uma taxa máxima de reforço com FRP, a partir da qual, o acréscimo de material de reforço não ofereceu ganho de capacidade resistente, embora tenha aumentado a rigidez das peças, com a conseqüente redução dos deslocamentos verticais.

Para a verificação nos estados limites de serviço (ELS), critérios devem ser observados, tais como os descritos por JUVANDES & FIGUEIRAS (2000), ou seja, limitação das tensões nos materiais de modo a condicionar a fluência do concreto e no CFRP, atrasando a plastificação das armaduras, limitação da deformação do compósito de forma a controlar as tensões de aderência na interface concreto-adesivo-CFRP, limitação da largura das fissuras de modo a proteger as armaduras e o destacamento precoce do CFRP e, por último, limitação na formação das fissuras de cisalhamento, visto serem as principais responsáveis pela degradação da resistência da junta. Observa-se que tais critérios podem ser mais importantes que aqueles estabelecidos nos estados limites últimos.

De forma geral, observam-se na literatura, resultados positivos quanto ao uso do CFRP no reforço de peças submetidas a esforços de flexão e cisalhamento, através da colagem de mantas nas faces

solicitadas, obtendo-se incrementos de resistência à flexão em alguns casos de mais de 70%. Vigas de concreto de alta resistência à compressão quando reforçadas com fibras de carbono, podem ser uma boa solução quando se deseja alta resistência à flexão. Pesquisas neste sentido têm sido desenvolvidas no Brasil, conforme descrição subsequente.

FORTES *et al.* (2000) observaram que o nível de fissuração pode interferir na capacidade resistente das peças, ou seja, quanto menor a fissuração, maior a carga de ruína alcançada. Quanto aos deslocamentos, observaram que as vigas reforçadas apresentaram aproximadamente metade do deslocamento da viga de referência, considerando-se a sua carga de ruína. GALVEZ & MORENO JR. (2000), analisaram o comportamento estrutural de vigas reforçadas ao esforço cortante pelo emprego de mantas unidirecionais de fibra. SHEHATA *et al.* (2000) desenvolveram trabalho semelhante com o objetivo de avaliar o comportamento de vigas reforçadas à flexão e cisalhamento, com lâminas de fibra de carbono coladas com adesivo epóxico, analisando-se a flecha, a deformação do concreto e das armaduras internas e de reforço, e a carga de ruptura. As deformações das lâminas sugeriram a indicação do valor de 5‰ para a deformação limite do CFRP a ser considerada no dimensionamento do reforço. Considerando que as deformações das lâminas coladas e das armaduras internas de flexão tiveram as mesmas taxas de acréscimo com o carregamento, até o início do escoamento, os autores concluíram pela validade da compatibilidade de deformações obtidas da hipótese de seções planas permanecerem planas após a deformação da peça. Os autores concluíram também que a análise da viga reforçada utilizando-se o modelo de treliça de *Morsch* para efeito de dimensionamento ao cisalhamento foi validada pelo comportamento semelhante do conjunto estribos internos e de reforço. Com o objetivo de analisar de forma numérica o reforço de estruturas de concreto, DANTAS *et al.* (2000) desenvolveram programa computacional, baseado no método dos elementos finitos, cuja principal característica foi permitir a interferência na modelagem durante a análise, retirando-se ou acrescentando-se elementos, aumentando-se ou diminuindo-se a rigidez das peças, até mesmo alterando materiais. A validação do modelo foi obtida por comparação a resultados experimentais desenvolvidos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em vigas reforçadas com uso de argamassa aditivada, vigas reforçadas com chapa de aço, e na análise de uma viga com armadura exposta. Os autores concluíram que houve uma ótima aproximação entre os resultados experimentais e as previsões numéricas.

Quanto ao reforço de pilares, observa-se facilidade da execução dos serviços de reforço, dada à flexibilidade das mantas e tecidos de FRP. Estes podem ser reforçados de forma a aumentar sua capacidade resistente, através do envolvimento da seção pelas fibras. O confinamento assim obtido resulta num aumento da resistência e utilidade do concreto.

5.5 Reforço com protensão exterior

O método de reforço com protensão externa é um sistema bastante utilizado, especialmente em obras de grande porte, tais como pontes e viadutos, apesar do alto custo e intervenção arquitetônica.

Tem pressupostos similares ao concreto protendido, pelo próprio mecanismo de ação, ilustrado na FIG. 25. Observa-se que o esforço de tração (T), dado pela protensão do cabo, provoca compressão (N) da viga, acréscimo de carga no pilar (P) e introduz carga vertical de baixo para cima (V) que reduz as deformações e deslocamentos da peça.

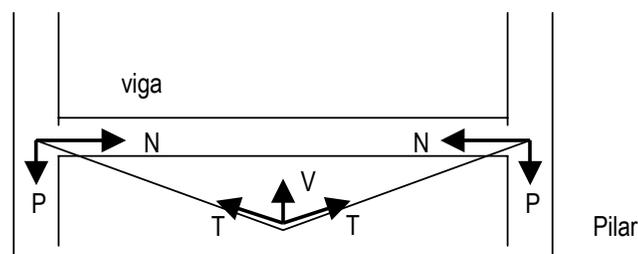


FIGURA 25 – Mecanismos da protensão externa

FONTE: PIANCASTELLI, 1998

Enquanto o uso de perfis metálicos ou chapas de aço ou ainda o encamisamento com concreto são técnicas que implicam na necessidade de descarregar total ou parcialmente a peça estrutural, para que se obtenha o trabalho conjunto do novo elemento, a protensão exterior apresenta como uma das principais vantagens, a sua atuação sobre elementos deformados e sob cargas de serviço. A protensão externa permite resolver problemas que não podem ser solucionados por outros métodos.

Conforme SOUZA & RIPPER (1998), a protensão externa apresenta vantagens como a redução da complexidade dos trabalhos de execução, a facilidade de substituição de cabos velhos ou danificados e a possibilidade de controle quanto à perda da protensão nos casos de atrito dos cabos. PIANCASTELLI (1998) entretanto adverte que é necessária a execução de mecanismos especiais de ancoragem e de desvio de direção dos cabos. SAYED-AHMED & SHRIVE (1998) enumeram vantagens do uso da protensão externa com cabos de CFRP, devido às características destes materiais, como a resistência à corrosão, alta durabilidade, baixo peso e alta resistência à tração. Citam entretanto, desvantagens como seu comportamento frágil, alto preço, e no caso da protensão, as questões pertinentes à ancoragem. Segundo os autores, os sistemas tradicionais para FRP envolvem a ancoragem com o uso de resina epóxica ou cimentos expansivos. Não atendem de

maneira satisfatória os principais requisitos para um sistema de ancoragem para protensão externa. Os modos de ruptura mais comuns destes sistemas referem-se à ruptura do cabo no seu comprimento livre, ruptura por cisalhamento na zona de ancoragem, ruptura da aderência entre o cabo e a resina epóxi do sistema de ancoragem, deformação lenta excessiva da resina epóxica e deslizamento entre o cabo e o apoio. Desta forma, os autores desenvolveram um novo sistema que não utiliza resinas e de fácil manuseio. O sistema é constituído de três partes a saber: uma luva cilíndrica externa, encunhamento com quatro bordas e uma luva interna. O material utilizado é o aço inoxidável de alta resistência. Segundo os autores, o novo sistema é eficiente quanto aos requisitos do *Post-Tension Institute* (PTI), tendo sido validado por testes de campo.

Quanto ao dimensionamento da protensão externa com o uso de cabos de aço ou FRP, deve-se considerar as normas de concreto armado e protendido, e observar que o reforço deve cumprir a finalidade de sustentar diretamente as cargas, entretanto com a possibilidade de surgir esforços secundários desfavoráveis.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES

Os conceitos de patologia, desempenho, durabilidade, vida útil e agressividade do meio ambiente, são elementos básicos para a compreensão da importância de um projeto bem detalhado e coerente com o ambiente no qual se insere a estrutura. O monitoramento de estruturas apresenta-se como ferramenta para a realimentação das informações quanto à deterioração das estruturas e como forma indicativa do momento correto para intervenções preventivas. O atendimento aos requisitos de qualidade e durabilidade das construções devem ser verificados em todas as etapas do processo construtivo e também nos trabalhos de reparo e reforço. Estes requisitos são pressupostos indispensáveis para o desenvolvimento sustentado.

A compreensão dos principais mecanismos químicos e físicos de degradação das estruturas de concreto armado, é pressuposto básico para o correto diagnóstico das estruturas deterioradas, sendo extremamente útil também para o projeto de construções novas. Entre os principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado, destaca-se a corrosão decorrente da despassivação das armaduras devido ao ingresso de agentes agressivos, como os cloretos e o gás carbônico.

Observa-se o uso restrito dos métodos de ensaio e testes não destrutivos no meio técnico, devido ao desconhecimento e ausência de normalização brasileira.

Observa-se que, apesar do crescimento da indústria de materiais para recuperação e reforço de estruturas, para as soluções atualmente adotadas, tais como a especificação de misturas ao concreto, pinturas das barras das armaduras, a selagem do concreto endurecido com barreiras de misturas poliméricas para inibir ou diminuir a corrosão das armaduras, poucos dados existem quanto a performance ao longo do tempo.

Observa-se que normalmente mais de uma técnica de recuperação ou reforço pode ser adotada, sendo determinante a conjugação de fatores como a urgência na intervenção, custos, possibilidade de interrupção do uso da estrutura, tempo necessário para que a estrutura possa ser colocada sob carga, o ambiente em que se insere a peça, a intervenção arquitetônica, a coerência da técnica adotada com o quadro patológico e a análise do comportamento global da estrutura, devido às intervenções em suas partes. A ausência de normas específicas pode ser justificada pelos poucos resultados divulgados que contemplem as inúmeras situações possíveis, sendo ao mesmo tempo, fator agravante para o surgimento da “indústria do reparo do reparo”.

A complexidade do comportamento real das estruturas reforçadas e recuperadas ainda apresenta incertezas, tanto aos fenômenos físicos e químicos intrínsecos aos elementos em questão, quanto à interação com o ambiente, portanto extrínsecos à estrutura, especialmente ao longo do tempo, mostrando a possibilidade de desenvolvimento de novos modelos e extensas pesquisas nesta área.

De forma conclusiva, entende-se que foi estabelecido um cenário baseado no processo da produção da construção civil, onde a partir de contribuições de pesquisadores, obteve-se uma ampla visão da recuperação e reforço das estruturas de concreto armado e seus fatores intervenientes.

7. BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118:2000 – Projeto de Estruturas de Concreto (Projeto de Revisão)**. Rio de Janeiro: ABNT, jan. 2000.
- ABU-TAIR, A. I. *et al.*. A new method for Evaluating the Surface Roughness of Concrete Cut for Repair or Strengthening. **Construction and Building Materials**, [S.l.], v. 14, p. 171-176, 2000.
- ADHIKARY, B. B., MUTSUYOSHI, H., SANO, M. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Steel Plates Bonded on Beam Web: Experiments and Analysis. **Construction and Building Materials**, [S.l.], v. 14, p. 237-244, 2000.
- AHMED, E. A. Does Core Size Affect Strength Testing? **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v.21, n.8, p. 35-39, Aug. 1999.
- AHMED, T., BURLEY, E., RIGDEN, S. The Static and Fatigue Strength of Reinforced Concrete Beams Affected by Alkali-Silica Reaction. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95, n.4, p. 376-388, July-Aug. 1998.
- ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. Tradução de Carmona Filho, A e Helene, P. São Paulo: Ed. Pini, 1992. 104p.
- ANDRADE, C. Ultimos Avances En El Calculo de La Vida Util Del Hormigón Estructural. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- ARAUJO JR., R., SOUZA, I. R. Análise Descritiva dos Métodos de Reforço e Recuperação Utilizados no Edifício Palace I. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- ASRAR, N. *et al.*. Corrosion Protection Performance of Microsilica Added Concretes in NaCl and Seawater Environments. **Construction and Building Materials**, [S.l.], v. 13, p. 213-219, 1999.
- BARNETT, V. **Elements of Sampling Theory**, Guildford: Biddles Ltd, 1984. p. 38-46.
- BATISTA, M. O Elastômero Perfeito. **Recuperar**, Rio de Janeiro, Ano 7, n.33, p. 22-26, jan-fev. 2000.
- BAUER, E., POZZAN, E. Avaliação da Corrosão das Armaduras por Efeito de Cloretos em Materiais de Reparo/Reforço à Base Sílica Ativa. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- BAWEJA, D., ROPER, H., SIRIVIVATNANON, V. Chloride-Induced Steel Corrosion in Concrete: Part1 – Corrosion Rates, Corrosion Activity, and Attack Areas. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 3, p. 207-217, May-June 1998.
- BEBER, A. J., CAMPOS FILHO, A., CAMPAGNOLO, J. L. Reforço de Estruturas de Concreto com Tecidos de Fibra de Carbono. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.

- BERNARDES, H. M., ANDRÉ, J. C. Métodos de Análise Empregados na Auscultação de Barragens. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997, v. 6, 2555p., p. 2439 – 2447. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- CALIXTO, J. M. F. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1997. 117p.
- CAMPAGNOLO, J. L., CAMPOS FILHO, A., SILVA FILHO, L. C. P. Alternativas para Reforço de Vigas de Concreto Armado: Estudo Teórico e Experimental. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997, v. 6, 2552p., p. 2283-2292. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- CARMONA FILHO, A. **Patologia das Estruturas de Concreto**. São Paulo: Curso CIPERC da ABCP, 2000. 98p. (Notas de Aula).
- CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1 ed. Tradução de M. C. Marcondes, C. W. F. dos Santos, B. Cannabrava. São Paulo: Ed. Pini, 1988. 522p.
- CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas**. 1 ed., São Paulo: Ed. Pini, 1997. 237p.
- CHAALLAL, O., NOLLET, J., PERRATON, D. Strengthening of Reinforced Concrete Beams With Externally Bonded Fiber-Reinforced-Plastic Plates: Desing Guidelines for Shear and Flexure. **Canadian Journal Of Civil Engineering**, Toronto, v. 25, p. 692-704, 1998.
- CLÍMACO, J. C. T. S. *et al.*. Eficiência de Argamassas como Agentes Adesivos no Reparo de Estruturas de Concreto. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. 2552p., p.2373-2389. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- COLLEPARDI, M. Damage By Delayed Ettringite Formation. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n. 1, p. 69-74, Jan. 1999.
- COSENZA, C. H. **Estudo Experimental da Resistência e da Deformabilidade de Pilares de Concreto de Alta Resistência, na Flexão Normal Composta, tendo sido Recuperados e Reconstituídos com Concreto da Mesma Natureza**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1998. 242p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES).
- COSTA, R. M.. **Estudo da Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1999. 224p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES).
- DANTAS, A. U., CAMPOS FILHO, A., PACHECO, A. R. Análise de Peças Reforçadas de Concreto Armado Através do Método dos Elementos Finitos. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- DOLAN, C. W. FRP Prestressing in the U.S.A. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n.10, p. 21-24, Oct.1999.
- EISINGER, M. B., LIMA, M.G. Metodologias para Inspeção de Estruturas de Concreto Armado – Um estado da Arte. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE

- ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- FAN, S., HANSON, J. M. Effect Of Alkali Silica Reaction Expansion And Cracking On Structural Behavior Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 5, p. 498-505, Sep-Out. 1998.
- FORDE, M. C., McCANN, D. M. Radar, Sonic and Tomographic NDE of Bridges and Buildings. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- FORTES, A. S., PADARATZ, I. J., LORIGGIO, D. D. Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibras de Carbono. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- FUKUYAMA, H. FRP Composites in Japan. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n.10, p. 29-32, Oct. 1999.
- GALVEZ, L. E. M., MORENO JR., A. L. Reforço ao Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado Através da Colagem Externa de Mantas Flexíveis de Fibras de Carbono (PRFC). In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- GOWRIPALAN, N. Design Considerations For Prestressed Concrete Beams With Fibre Reinforced Polymer (FRP) Tendons. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- HEARN, N, LOK, G. Measurement of Permeability under Uniaxial Compression – A Test Method. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 6, p. 691-694, Nov-Dec. 1998.
- HELENE, P. R. L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1992. p. 10-28.
- HELENE, P. R. L., DE OLIVEIRA, P. S. F. Proteção e Manutenção das Estruturas de Concreto. In: SIMPÓSIO NACIONAL SOBRE GARANTIA DA QUALIDADE NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1, 1990, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 1990. p 166-203.
- JACOBS, L. J., BRUTTOMESSO, D. A. Investigation of Scattering Losses in Concrete Using Laser Ultrasonics. In: ENGINEERING MECHANICS PROCEEDINGS CONFERENCE, 10. 1995, [S.l.], **Proceedings...** Ed. Stein Sture, 1995. p.445-448.
- JANOTKA, I., STEVULA, L. Effect of Bentonite and Zeolite on Durability of Cement Suspension under Sulfate Attack. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 6, p. 710-715, Nov-Dec. 1998.
- JUVANDES, L. F. P., FIGUEIRAS, J. A. Conceitos de Dimensionamento e Segurança para Projectos de Reforço com Sistemas Compósitos de FRP. In: **Betão Estrutural 2000**, FEUP, Porto, p. 1-10.
- KARBHARI, V. M. Renewal of Civil Infrastructure Using FRP Composites – Efficient Use of Materials and Processes for Rehabilitation. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.

- KAY, T. **Assessment and Renovation of Concrete Structures**. London: Longman Scientific & Technical, 1992. 224p.
- KURTIS, K. E., MEYER-ILSE, W., MONTEIRO, P.J.M. Soft X-ray Spectromicroscopy for In Situ Study of Corrosion. **Corrosion Science**, Cambridge, v. 42, p. 1327-1336, 2000.
- LOTTI, F., HAMASSAKI, L. T., TANABE, S. Y. Aspectos da Aplicabilidade dos Ensaio Não Destrutivos em Estruturas de Concreto. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. 2552p., p. 2303-2311. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- MEHTA, K. P. Durability – Critical Issues for the Future. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v.19, n. 7, p. 27-33, July 1997.
- MEHTA, K. P. Advancements in Concrete Technology. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n. 6, p. 69-76, June 1999.
- MEHTA, K. P. Concrete Technology for Sustainable Development. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n.11, p. 47-53, Nov. 1999.
- MEHTA, K. P., MONTEIRO, P. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Tradução de P. R. L. Helene *et al.*. São Paulo: Pini, 1994. 573p. Original em Inglês: Concrete: Structure, Properties and Materials.
- MONTEIRO, P. J. M., MORRISON, F., FRANGOS, W. Nondesstructive Measurement of Corrosion State of Reinforcing Steel in Concrete. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 6, p.704-709, Nov-Dec. 1998.
- MONTEIRO, P. J. M. *et al.*. Pesquisas sobre a Durabilidade do Concreto Realizadas em Berkeley. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- MOTA, S. **Introdução à Engenharia Ambiental**. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997. p 8-15.
- NAIK, T. R., SINGH, S., RAMME, B. Mechanical Properties and Durability of Concrete Made with Blended Fly Ash. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 4, p. 454-462, July-Aug. 1998
- NEVILLE, A. There is More to Concrete than Cement. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 22, n. 1, p. 73-74, Jan. 2000
- PADARATZ, I. J. O Uso do Radar Como Teste Não Destrutivo na Inspeção de Construções e Pavimentos Rodoviários. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v.6. 2552p., p. 2459-2468. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- PAES FILHO, J. R., PAULON, V. A. Projeto de Recuperação da Barragem de Uhe Jurupará. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. 2552p., p. 2489-2493. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).

- PIANCASTELLI, E. M. **Comportamento e Desempenho do Reforço a Flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive Sob Carga**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1997. 205p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES).
- PIANCASTELLI, E. M. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1998. 160p. Notas de Aula.
- PIANCASTELLI, E. M., CALIXTO, J. M. F. Dimensionamento de Reforço à Flexão, Executado sob Carga, de Vigas de Concreto Armado: Aplicabilidade dos Critérios da NBR-6118. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. 2552 p., p. 2363-2372. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- RAOOF, M., EL-RIMAWI, J. A., HASSANEN, M. A. H. Theoretical and Experimental Study on Externally Plated R. C. Beams. **Engineering Structures**, [S.l.], v. 22, p. 85-101, 2000.
- RIZKALLA, S., LABOSSIÈRE, P. Structural Engineering with FRP – In Canada. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n. 10, p. 25-28, Oct.1999.
- SACK, D. A., OLSON, L. D. High Speed NDT of Concrete Using Impact Echo Scanning. In: Engineering Mechanics Proceedings Conference, 10. 1995, [S.l.], **Proceedings...** Ed. Stein Sture, 1995. p.449-452.
- SAYED-AHMED, E. Y., SHRIVE, N. G. A New Steel Anchorage System for Post-Tensioning Applications Using Carbon Fibre Reinforced Plastic Tendons. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [S.l.], v. 25, p.113-127, 1998.
- SEBE, J. **Estudo da Permeabilidade à Água do Concreto de Alto Desempenho**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1999. 124p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas – DEES).
- SHAH, S. P. Advanced Cement – Based Composites. In: Engineering Mechanics Proceedings Conference, 10. 1995, [S.l.], **Proceedings...** Ed. Stein Sture, 1995. p.449-452.
- SHEHATA, I. A. E. M., TEIXEIRA JR., S. V. Reparo de Consolos Durtos Danificados. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6., 2552p., p. 2525-2531. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- SHEHATA, I. A. E. M. *et al.*. Avaliação de Métodos de Reforço de Vigas de Concreto Armado. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6, 2552p., p. 2313-2322. ISSN 85-85205-10-5 (obra completa).
- SHEHATA, I. A. EL *et al.*. Reforço de Vigas de Concreto Com Fibras de Carbono. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- SILVA, A. O. B., MORENO JR., A. L. Reforço à Flexão em Vigas de Concreto de Alta Resistência à Compressão Através da Colagem Externa de Mantas Flexíveis de Fibras de Carbono (PRFC). In:

- JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, **Memórias...** Punta Del Este: [S.d], 2000.
- SILVA, E. *et al.*. Análise da Durabilidade dos Materiais Empregados para Reparo/Reforço em Estruturas de Concreto Armado. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- SIQUEIRA, C. H., NASCIMENTO, M. C. Juntas de Dilatação para Pontes e Viadutos. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: 2000, [S.d]
- SOUZA, R. H. F., APPLETON, J., RIPPER, T. Avaliação do Desempenho de Compósitos Armados com Tecido de Fibras de Carbono como Elemento de Reforço de Vigas de Betão Armado. In: JORNADAS PORTUGUESAS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS, **JPEE98**, 1998, [S.n.t.], p. 479-488.
- SOUZA, V. C., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998. 255 p.
- SUJJAVANICH, S., LUNDY, J. R. Development of Strength and Fracture Properties of Styrene-Butadiene Copolymer Latex-Modified Concrete. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 95, n. 2, p.131-143, Mar-Apr. 1998.
- TAERWE, L. R., MATTHYS, S. FRP for Concrete Construction: Activities in Europe. **Concrete International – The Magazine of the American Concrete Institute**, Farmington Hills, v. 21, n. 10, p. 33-36, Oct.1999.
- TAKEUTI, A. R., HANAI, J. B. Comportamento Estrutural de Pilares de Concreto Armado Reforçados por Encamisamento com Concreto de Alto Desempenho. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. **CD-ROM**. Niterói: [S.d], 2000.
- TRIANAFILLOU, T. C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, Farmington Hills, v. 95, n. 2, p.107-115, Mar-Apr. 1998.
- VAYSBURD, A. M., EMMONS, P.H. How To Make Today's Repairs Durable For Tomorrow – Corrosion Protection In Concrete Repair. **Construction and Building Materials**, v. 14, p.189-197, 2000.

8. ANEXO - CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA INCIDÊNCIA E ORIGEM DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÕES

Com o objetivo de quantificar e diagnosticar o quadro da realidade de Belo Horizonte, foi efetuada uma pesquisa junto à Caixa Econômica Federal, de modo a medir a incidência de manifestações patológicas nas obras financiadas pelo governo federal, na localidade.

Numa primeira etapa, foi realizado um levantamento de dados do número de vícios de construção apurados, adotando os critérios que serão descritos a seguir.

Tomando como população a ser amostrada os processos cujo laudo técnico de engenharia tenha sido concluído no período de 1º de abril de 1993 a 7 de junho de 1994, tem-se que o tamanho populacional é de 255 casos. O tamanho da amostra (11) foi calculado segundo a fórmula (BARNETT, 1982):

$$n \geq \frac{N}{1 + \frac{(N-1)}{PQ} \left(\frac{d}{Z_{\alpha/2}} \right)^2} \quad (11)$$

Onde:

N = tamanho populacional

PQ = variância

d = erro de amostragem

α = nível de significância

$Z_{\alpha/2}$ = valor da tabela normal reduzida para um certo α pré-fixado

Para este cálculo, utilizou-se a variância máxima ($PQ = 0,25$), devido ao não conhecimento a priori do parâmetro P , proporção de vícios construtivos entre os processos em estudo. O erro de amostragem d , ou seja, o erro decorrente da estimação de parâmetros pela amostra, foi fixado em 7,0%, dentro de um intervalo de confiança de 95% ($1-\alpha/2$), o que significa que em 100 levantamentos simultâneos, com esta mesma metodologia, garante-se que 95 conservariam a mesma margem de erro d .

A classificação da etapa da construção civil a qual se poderia atribuir a causa da patologia reclamada pelo mutuário, foi feita mediante leitura e análise do laudo técnico de engenharia da Seguradora e do Setor de Engenharia da Caixa, e em alguns casos, após a contestação da construtora envolvida (quando houve manifestação formal da mesma), considerando-se unicamente os aspectos técnicos descritos. Após compilação dos resultados, obteve-se os resultados apresentados nas TAB. 6, 7 e 8.

TABELA 6
Origem de patologias em edifícios e conjuntos habitacionais na região de BH

Etapa	idade de ocorrência da reclamação	
	Menor que 5 anos de construção	Maior que 5 anos de construção
Projetos/Execução	47	09
Manutenção/Desgaste		
Natural	04	24
Causas Externas	04	11
Obras Irregulares	03	08
TOTAL	58	52

<u>Padrão construtivo</u>	<u>Tipo de Edificação</u>
Normal:.....40	Casa:.....12
Baixo:.....70	Apartamento:.....98

Observa-se na TAB.6, dois perfis diferentes quanto à classificação da etapa do processo construtivo, de acordo com a época da reclamação:

- Para idades inferiores aos 05 anos de construção, a incidência de problemas apresentou origem principal nas etapas projeto / execução

- Para idades superiores aos 05 anos, a incidência de problemas apresentou origem principal na falta de manutenção / desgaste natural

A TAB. 7 tem como objetivo associar as causas prováveis dos danos descritos nos laudos, com as etapas de projeto e execução das obras. Consta-se que em todos os laudos, vários danos são relatados, e para cada um destes danos, mais de uma causa pode estar associada. De forma geral, observa-se que sempre é possível associar às deficiências de execução, já que estas deficiências são suficientes para o agravamento de danos relativos aos projetos. Os problemas mais comuns que foram observados quanto à execução das obras, referem-se a deficiências de assentamento de pisos e azulejos, traços e execução de revestimentos externos, deficiências no assentamento de esquadrias metálicas, ausência ou insuficiência de vergas e contra-vergas, recalques de fundação, má execução das instalações hidro-sanitárias e elétricas, dentre outros. Os laudos sugerem também, indícios de que os projetos estruturais podem ter certa frequência entre as causas mais prováveis dos danos apurados. Os indícios baseiam-se em relatos de lajes e muros de arrimo com deficiências de dimensionamento, insuficiência na contenção de taludes, fissuras em elementos estruturais, eflorescência do concreto em lajes, corrosão de armaduras, dentre outros. Quanto aos projetos hidro/sanitário e elétrico/telefônico a maioria dos relatos referem-se a deficiências de dimensionamento. A TAB. 8 indica estas proporções, devendo-se observar que a soma percentual é maior que 1,0.

TABELA 7

Desdobramento do item Projeto/Execução (até 05 anos de construção)

Projetos	Execução
Implantação: 01	Falha executiva: 47
Estrutural: 17	Mudança de especificação: 00
Hidro/Sanitário: 06	
Elétrico/Telefônico: 05	
TOTAL: 27	TOTAL: 47

TABELA 8
Participação das etapas (até 05 anos de construção)

Tipo de ocorrência	Incidência
Execução	0.8103
Projetos	0.4655
Manutenção/Desgaste	0.0690
Causas Externas	0.0690
Obras Irregulares	0.0517

Em geral, os problemas patológicos são evolutivos e tendem a se agravar com o passar do tempo, além de acarretarem outros problemas. Somadas a estes fatos, certas patologias são agravadas pelo mau uso ou falta de manutenção por parte dos usuários, mascarando assim a correta identificação da etapa geradora do problema.

Constata-se a dificuldade de separar a natureza dos danos (TAB. 7), visto que, apesar do universo amostral ser extenso, os laudos técnicos têm como preocupação principal detectar a existência de vício construtivo e/ou problemas de manutenção e/ou ocorrência de sinistros. Portanto após a detecção do vício construtivo, cabe às construtoras providenciar os reparos ou reforços devidos, dentro do âmbito interno das mesmas, sem documentação formal dos mesmos, junto à Caixa Econômica Federal. Desta forma, baseando-se nos dados levantados, é indiscutível que a sistematização das informações de forma confiável poderia fornecer informações mais valiosas à comunidade científica, cabendo às instituições públicas, Conselhos Regionais de Engenharia e demais entidades pertinentes à área, o desempenho de seus papéis como fomentadores da informação técnica validada. Confirma-se também a necessidade de implementação de medidas que possam garantir a qualidade e durabilidade das obras de engenharia.