

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**REFORÇO À FLEXÃO MEDIANTE
COLAGEM DE ARMADURA EXTERNA:
Um Estudo da Durabilidade**

Marcelo Lopes

Orientador:

Prof. Dr. Vladimir Antônio Paulon

Co-Orientador:

Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior

Dissertação de Mestrado apresentada à
Comissão de Pós-graduação da Faculdade de
Engenharia Civil da Universidade Estadual de
Campinas, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil, na área de concentração de Edificações

**Campinas
2000**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

L881r Lopes, Marcelo
 Reforço à flexão mediante colagem de armadura
 externa: um estudo da durabilidade / Marcelo Lopes.-
 -Campinas, SP: [s.n.], 2000.

 Orientadores: Vladimir Antônio Paulon, Newton de
 Oliveira Pinto Júnior.

 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
 Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

 1. Resinas epoxi. 2. Aço. 3. Chapas de aço. 4.
 Concreto. 5. Materiais de construção – Durabilidade.
 I. Paulon, Vladimir Antônio. II. Pinto Júnior, Newton
 de Oliveira. III. Universidade Estadual de Campinas.
 Faculdade de Engenharia Civil. IV. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**REFORÇO À FLEXÃO MEDIANTE
COLAGEM DE ARMADURA EXTERNA:
Um Estudo da Durabilidade**

Marcelo Lopes

Dissertação de Mestrado aprovada pela banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Vladimir Antônio Paulon
Presidente e Orientador/ FEC UNICAMP**

**Prof.^a Dr.^a Maryangela Geimba de Lima
ITA/ São José dos Campos**



**Prof. Dr. Mauro Augusto Demarzo
FEC/ UNICAMP**

Campinas, 21 de Novembro de 2000

SUMÁRIO

	pág.
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xii
RESUMO	xiv
1 INTRODUÇÃO	15
2 OBJETIVOS	19
2.1 Objetivos Gerais	19
2.2 Objetivos Específicos	19
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
3.1 Sistemas de Conexão	21
3.2 Considerações Importantes	27
3.3 Modelos para Análise de Vigas Mistas	29
3.4 Reforços Mediante Colagem de Armaduras com Adesivos à Base de Resina Epóxi	30
3.5 União de Chapas de Aço ao Concreto Mediante Colagem	31
3.6 Precauções à Tomar na União de Materiais.....	32
3.7 Resinas a Empregar	33
3.8 Recomendações Feitas pelo CEB	38
3.8.1 Transferência de Tensão, Cisalhamento e Compressão através das Camadas de Resina.....	39
3.8.2 Valores do Fator γ_n para Redimensionamento Encontrados Experimentalmente....	48
3.9 Método de Reforço com Chapas Coladas.	49
3.9.1 Aço Aclimável.....	51
3.9.2 O Problema da Ancoragem	54

	pág.
3.10 Durabilidade	68
3.10.1 Vida Útil	70
3.10.2 Condições Ambientais	70
3.10.3 Mecanismos de Deterioração	71
3.10.3.1 Deterioração do Concreto	72
3.10.3.2 Deterioração da Armadura	72
3.10.4 Fases de Deterioração	73
3.10.5 Ataque por Ácidos	73
3.10.6 A Interface Aço-Concreto e a Corrosão	75
3.10.7 Presença de Cloretos no Concreto	77
3.10.8 Presença de Ácidos e Sais no Concreto	78
3.10.9 Presença de Anidrido Carbônico	78
3.10.10 Presença da Água Contaminada	79
3.10.11 Corrosão das Armaduras	80
3.10.12 Ações Imprevisíveis	82
3.10.12.1 Resistência ao Fogo	87
3.10.12.2 Efeitos do Fogo Sobre as Estruturas de Concreto Armado	88
3.10.12.2.1 Ação do Fogo Sobre o Concreto	88
3.10.12.2.2 Ação do Fogo Sobre o Aço	91
4 METODOLOGIA	95
4.1 Planejamento Experimental	95
4.1.1 Materiais	95
4.1.1.1 Cimento	95
4.1.1.2 Agregados	97
4.1.1.2.1 Agregado Graúdo	97
4.1.1.2.2 Agregado Miúdo	98
4.1.1.3 Superplastificante	99
4.1.1.4 Adesivo à base de Resina Epóxi	99
4.1.1.5 Aço Aclimável	100

LISTA DE FIGURAS

	pág.
3.1 – Deflexões de uma viga mista	23
3.2 - Fissuras de tração induzidas por carga concentrada.....	24
3.3 – Corpo de prova	26
3.4 – Módulo de deslizamento K	26
3.5- Espessura da camada de resina e correspondente tensão de tração.....	41
3.6- Típica tensão de Cisalhamento – Curvas de deslizamento por cisalhamento.....	42
3.7 – Típica curva tensão de cisalhamento – Deslizamento por Cisalhamento.	42
3.8 – Curva Tensão de aderência por deslizamento	43
3.9 – Relação entre comprimento efetivo de ancoragem	45
3.10 – Curva Força de arrancamento como uma função da espessura e da geometria da área de ancoragem.....	46
3.11 – Curva carga por flecha para vigas de concreto armado fracas, reforçadas por: A- chapa de aço colada, B- concreto armado, C- combinação de ambos. E uma viga original.....	47
3.12 – Curva carga por flecha central para viga de concreto armado danificada, reparada com injeção de resina e reforçada com chapa de aço colada	47
3.13 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente rural.....	52
3.14 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente urbano.....	53

	pág.
3.15 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente marinho.....	53
3.16 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente Industrial.....	54
3.17 - Comprimento de ancoragem da chapa.....	55
3.18 - Comparação dos valores experimentais para as flechas das vigas.....	60
3.19 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 1.....	61
3.20 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 2.....	62
3.21 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 3.....	62
3.22 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 4.....	63
3.23 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 5.....	63
3.24 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 1.....	64
3.25 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 2.....	64
3.26 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 3.....	64
3.27 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 4.....	65
3.28 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 5.....	65
3.29 – Diagramas força-flecha das vigas.....	66
3.30 - Gráfico Carga x Flecha.....	67
3.31 Influência da temperatura sobre a resistência à compressão do concreto.....	89
3.32 - Influência da temperatura sobre a resistência à ruptura do aço.....	91
3.33 - Diagrama tensão-deformação de aços estruturais para diferentes temperaturas.....	93
3.34 - Diagrama tensão-deformação de concretos para diferentes temperaturas.....	93

	pág.
3.35 - Curvas de limite de escoamento de aços estruturais e do concreto em função da temperatura.....	94
3.36 - Curvas de módulo de elasticidade de aços estruturais e do concreto em função da temperatura.....	94
4.1. Características do Cimento	96
4.2 Resistência à Compressão do Cimento CPIIE 40.....	96
4.3 Análise do Agregado Graúdo.....	98
4.4 Análise do Agregado Miúdo.....	99
4.5 – Corpo de prova para ensaio da ligação (esforço cortante no adesivo).....	103
4.6 – Corpos de Prova Cúbicos de 7.5 x 7.5 x 7.5 cm de Concreto durante ensaio da ligação.....	106
4.7– Corpos de Prova Cúbicos de 7.5 x 7.5 x 7.5 cm de Concreto durante ensaio da ligação.....	106
4.8 (a), (b) e (c) - Corpos de Prova da Chapa de Aço Aclimável após ciclos de molhagem e secagem e solução de Ácido Acético.....	107
4.9– Resultado Corpos de Prova Submetidos às soluções de Cloreto de Sódio (a) e Ácido Acético (b).....	108
4.10 – Modelo de Corpo de prova Cúbico (7,5 x 7,5 x 7,5 cm) de Concreto. Utilizado para Ensaio de Resistência ao Calor.....	109
4.11 Corpo de prova expostos a diferentes temperaturas.....	109
4.12 Detalhe da chapa de aço com camada de resina e ruptura da mesma.....	110
5.1 – Curva Tensão de Cisalhamento – Deslocamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico	112
5.2 – Perda de Resistência Verificada Através do Ensaio à Cortante Simples.....	113
5.3 – Curva Tensão de Cisalhamento – Deslocamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico	114
5.4 – Curva tensão – Deformação para corpos de prova de aço aclimável.....	115
5.5 – Perda de Resistência Verificada Através do Ensaio à Cortante Simples.....	117
5.6 – Curva Tensão de Cisalhamento – Deslocamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico	118

5.7 – Curva Carga – Deslizamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico.....	pág. 119
--	-------------

LISTA DE TABELAS

	pág.
3.1 - P/4 *v	26
3.2 – Resultado teórico e experimental de vigas reforçadas.....	57
3.3 – Perda da capacidade resistente em função da separação da chapa.....	57
3.4 – Resultados teóricos e experimentais das vigas dos ensaios com chapa lateral.....	58
3.5 – Característica das vigas analisadas.....	60
3.6 – Carga total ultima das vigas em KN.....	65
3.7 – Classificação da agressividade do meio de acordo com os conteúdos indicados DIN 4030.....	79
3.8 - Influencia da temperatura sobre a coloração, resistência e modulo de deformação do concreto.....	90
4.1 Análise Granulométrica de Agregados	97
4.2 Análise Granulométrica de Agregados	98
4.3 – Composição química dos aços em % de peso.....	100
4.4 – Propriedades mecânicas dos aços.....	100
4.5 – Quantificação dos materiais constituintes do concreto usado para a confecção dos corpos de prova.....	101
5.1 Tensão de ruptura à cortante na interface concreto-resina-aço.....	111
5.2 Tensão de ruptura à Cortante na Interface Concreto-Resina-Aço. Resultados Obtidos aos 220 dias (ciclos).	112
5.3- Tensão de ruptura à Tração em corpos de prova da chapa de aço aclimável. Resultados obtidos aos 141 dias (ciclos).	115

	pág.
5.4 Tensão de Ruptura à Cortante na Interface Concreto-Resina-Aço. Resultados obtidos para corpos de prova expostos a temperaturas de 50, 75 e 100 ° C e de referencia.....	116

RESUMO

Os materiais de uso corrente na construção civil têm suas propriedades físicas e químicas alteradas em função das características dos materiais que os compõem e das respostas destes à ação do meio. A relação feita entre qualidade do concreto e resistência mecânica, deixa de lado um dos aspectos mais importantes que é a durabilidade. O mesmo pensamento pode se estender ao aço estrutural e às resinas. Este trabalho analisa a durabilidade do reforço mediante colagem de armadura externa na forma de chapa de aço aclimável ou patinável com adesivo à base de resina epóxi, cuja utilização engloba desde aspectos econômicos, ao diminuir o consumo de energia para fabricar materiais cimentícios, até ecológicos com a preservação de jazidas minerais. É estudado o efeito do micro ambiente na interface aço-resina-concreto em corpos de prova que simulam este tipo de ligação, os quais foram expostos a ciclos de molhagem e secagem em soluções de Ácido acético e Cloreto de Sódio, ambas à 2%. Também foi estudado o efeito do calor à 50°C, 75°C e 100°C, e suas conseqüências sobre a estabilidade das peças. Os resultados comprovaram a ocorrência de modificações nas propriedades mecânicas tanto do aço patinável como da resina endurecida, quando submetidos a agressão de agentes químicos e efeito do calor, apesar da resina ter apresentado resultados superiores aos encontrados em estudos anteriores, no que diz respeito ao calor. Portanto, ainda deve ser estudada uma metodologia que busque aliar as propriedades destes materiais às estruturas de concreto, melhorando seu desempenho com economia e durabilidade a curto e longo prazo.

1 INTRODUÇÃO

A resistência e a durabilidade de uma estrutura dependem não somente da elaboração do projeto e da execução, mas também da manutenção, cuja inexistência de um plano sistêmico agrava os problemas de durabilidade (PAULON, SARDINHA, TUNG, 1999).

As obras, em geral, encontram-se submetidas às ações de intempéries como o calor, a umidade, os ventos, as geadas, etc, ao mesmo tempo em que são obrigadas a suportar ações mecânicas do tipo: empuxos, vibrações, entre outras que podem vir a fatigá-la.

Além disso, no decorrer do tempo, esta passa por um processo mais ou menos lento de degradação dos materiais que as compõem. Neste sentido, podemos dizer que há estruturas bem executadas e mal executadas, caracterizando-se estas últimas como aquelas que tiveram um mau desenvolvimento, com defeitos de projeto ou execução, ou ainda, de manutenção. Para essas estruturas deve-se encontrar, para cada caso, a solução mais adequada a ser empregada, a fim de resolver e impedir a evolução do problema destas estruturas ditas, através de um reparo ou reforço estrutural. No entanto, sabemos que outras estruturas poderão apresentar tal gravidade ou estarão num estado de degradação tão elevado que não será possível mudar sua evolução, atingindo um estado de colapso parcial ou total. Este tipo de estrutura estará, portanto, condenada a não mais exercer sua função.

Uma vez decididas as medidas a serem tomadas e se entre elas figuram o reparo ou reforço da estrutura, será necessário a elaboração de um projeto, que poderá ser muito simples, no

caso de pequenas restaurações, como no caso de pequenas fissuras causadas por retração plástica por exemplo, ou muito complexo, no caso de reforços importantes, onde está em jogo a segurança humana e patrimonial. Logo, é possível afirmar que não existe um critério único para a escolha de uma terapia, podendo esta última variar de acordo com a causa geradora da patologia, das possibilidades locais da obra, da sua construção, do custo e critérios adotados pelo engenheiro responsável, estabelecendo-se, portanto, a existência de métodos de reparo ou reforço.

Em geral, embora se utilizem indiferentemente as palavras reparo e reforço para uma mesma função, na realidade, elas referem-se a conceitos distintos. Por reparo entende-se a devolução a um elemento ou a uma estrutura danificada ou enfraquecida a capacidade do projeto original, enquanto o reforço tem como missão aumentar a capacidade resistente do projeto original de um elemento ou estrutura como consequência de modificação no seu destino, ou mesmo ainda quando este sofre alguma ação e/ou patologia durante sua execução e/ou sua vida útil.

Definido o projeto, procede-se então à execução da obra, na qual, como em todo trabalho humano, podem ocorrer erros e, por isso, nunca é demais insistir na importância de se olhar meticulosamente cada detalhe, a fim de obter-se resultados satisfatórios, para os quais o preparo do engenheiro é fundamental na busca de uma solução adequada, ou até mesmo original.

Tratando-se das possibilidades que se apresentam no campo dos reparos e reforços podemos afirmar que uma das mais importantes é a união de concreto e aço, principalmente quando um reforço é projetado com placas deste material.

As estruturas constituídas por materiais de diferentes propriedades de elasticidade e de resistência podem ser coladas, constituindo-se, assim, uma redução de custos de construção, conservando-se, ainda, a segurança estrutural, o que resulta num desempenho arquitetônico e ambiental vantajoso, pois a economia de material acarreta um menor consumo de energia na fabricação dos mesmos, além da preservação das jazidas de matéria prima.

De um modo geral, peças estruturais com seções mistas em concreto-aço ou concreto-madeira, convenientemente unidas, podem desempenhar função estrutural, desde que suas propriedades de elasticidade e de resistência sejam aproveitadas de forma adequada. Deve-se observar também as condições de serviço, para se obter peças estruturais com um grau de durabilidade satisfatório.

O uso de estruturas mistas com associação de concreto-aço, é mais comum em obras de grande porte, como ampliações em construções industriais e pontes, possibilitando, entre outras vantagens, a redução de fôrmas e cimbramentos temporários para o lançamento do concreto. Esta associação também têm sido muito utilizada nos casos de reforços estruturais, principalmente pelo fato de causar uma perturbação mínima ao conjunto da obra civil.

Tais tipos de estrutura, em especial nas estruturas mistas, especificamente aquelas compostas por concreto e aço, para que se obtenha uma estrutura eficiente, o concreto deve trabalhar, respeitando, predominantemente, as solicitações de compressão, assim como o aço os esforços de tração. Este comportamento deve ser assegurado através de dispositivos de ligação convenientemente posicionados na peça estrutural.

Estes dispositivos de ligação entre estes dois materiais são essenciais para assegurar a interação entre ambos os materiais. No desenvolvimento deste trabalho, os sistemas a serem empregados são do tipo semi-rígido e rígido. No primeiro caso, através de conectores metálicos, denominados de discretos, deformáveis, capazes de proporcionar uma composição parcial da seção. Já no segundo caso, através de um adesivo, levando a uma composição total, por meio de uma ligação contínua e rígida.

Neste contexto, o emprego de estruturas com seção mista certamente tornará possível a melhoria de diversos aspectos das construções civis, dentro delas o reforço estrutural, atendendo as necessidades e exigências tanto de pequenas como de grandes obras.

Geralmente, um elemento estrutural reforçado submetido à flexão deve suportar uma solicitação superior àquela para a qual foi projetado, devido à mudança na distribuição de cargas em alguns elementos ou, então, ao erro de cálculo, deficiências na execução ou ainda devido à perda de capacidade resistente oriunda de alguma patologia. No entanto, a resolução de um problema como este até então considerado de grande complexidade, pode ser obtida, de uma forma cômoda, eficaz e econômica, a partir da técnica de colagem de armaduras ao concreto, feita por meio de adesivos com base de resina epóxi.

Mediante a colagem realizada com tais adesivos, a armadura suplementar a ser introduzida na viga ou elemento defeituoso é feita em forma de chapas de aço ou barras de aço coladas ao concreto no lugar adequado. Este procedimento não repercute de forma sensível nas dimensões finais da seção, retirando, por conseguinte, as preocupações quanto à redistribuição de ações no restante da estrutura.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos Gerais

Este trabalho visa realizar o estudo e a verificação da durabilidade do reforço, mediante a utilização do processo de colagem de armadura externa através de adesivo à base de resina epóxi, empregando um novo tipo de aço conhecido como acimável, ou patinável.

2.2 Objetivos Específicos

Desenvolver uma análise experimental do aço e do adesivo à base de resina epóxi empregados na execução de reforços estruturais, a fim de que se possa comprovar a durabilidade dos mesmos frente aos efeitos da agressividade do micro-ambiente e, posteriormente, entre as interfaces concreto-resina-aço.

Estudar os efeitos do calor, à 50°, 75°C e 100°C provocados sobre o conjunto concreto-resina-aço e suas conseqüências sobre a estabilidade das peças.

E por fim, procurar-se-á também verificar como a exposição a soluções de ácido acético e cloreto de sódio, ambas a 2%, afeta a durabilidade destes materiais.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A utilização de finas chapas de aço coladas com adesivo à base de resina epóxi ao concreto, a fim de reforçar elementos estruturais fletidos, é uma técnica bastante moderna e, quando o trabalho é bem executado, bastante eficiente.

O princípio do método, cujos primeiros estudos se devem a L'HERMITE & J. BRESSON (1971), é muito simples, pois trata-se da colagem de finas chapas de aço à superfície de concreto com adesivo à base de resina epóxi, criando-se, assim, um elemento estrutural composto concreto-resina-aço, o que possibilita aumentar a resistência do elemento a momentos fletores e forças cortantes. Como consequência do método, obtém-se um aumento na rigidez do elemento, diminuindo sua deformabilidade.

Foi nas décadas de 70 e de 80 que surgiu a maioria dos trabalhos sobre o assunto, iniciando-se com SWAMY, JONES & MAYS (1987), na Inglaterra, responsáveis por uma série de ensaios que permitiram que a técnica das chapas coladas tivessem um nível de utilização prática não alcançado até então. A estes estudos, seguiram-se os de CÁNOVAS (1988), no Instituto Eduardo Torrojas, na Espanha, D. VAN GEMERT *et alli* (1991), na Katholieke Universiteit Leuven, na Bélgica, HUSSEIN & ZIRABA (1994,1995), na King Fahd University of Petroleum and Minerals, na Arábia Saudita, OEHLERS & MORAN (1990), na University of Adelaide na Austrália, THEILLOUT (1992), no Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, na França, CAMPAGNOLO *et alli* (1995), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, SILVEIRA & SOUZA (1998), na Universidade Federal Fluminense, entre outros.

A seção transversal de uma peça estrutural pode ser constituída a partir da associação de dois ou mais materiais que são tradicionalmente empregados na construção civil, originando-se, assim, uma seção mista. Desta forma, o reforço estrutural mediante a colagem de chapas de aço nada mais é que a composição de seções de concreto e aço, visando à utilização racional de cada material, conforme suas características intrínsecas e seu comportamento mecânico.

O sistema de conexão é responsável pela transmissão da força de cisalhamento na interface dos dois materiais ao longo do comprimento da viga, representando, assim, um importante elemento que caracteriza o comportamento de toda estrutura.

3.1 Sistemas de Conexão

Conforme relatam TERANTINO & DEZI (1992) em seu trabalho sobre estruturas mistas em concreto-aço, esse sistema de ligação pode ser denominado como rígido ou semi-rígido (flexível).

No estudo desenvolvido por RACHER (1995), sobre ligações de madeira, é destacada a importância da análise do sistema de conexão, uma vez que seu comportamento afeta diretamente a distribuição de esforços, bem como as deformações da estrutura.

No que diz respeito à conexão rígida, esta pode ser obtida, por exemplo, mediante emprego de adesivos à base de resina epóxi ao longo de toda a superfície de contato entre o concreto e o aço ou o concreto e a madeira, conforme indicado em GIRHAMMAR & GOPU (1993). Já o sistema de conexão semi-rígida, pode se constituir através da utilização de pinos de aço, pregos, parafusos entre outros materiais. Vale destacar que se por um lado o sistema de ligação rígida consiste em fazer com que os dois materiais que integram a seção trabalhem monoliticamente, de maneira simples e convencional, por outro, a ligação semi-rígida ou flexível representa uma composição parcial da seção, sendo necessário considerar no projeto os efeitos de

deslizamento de interface entre os materiais.

Comumente, o monolitismo da seção, decorrente de um sistema de ligação rígido entre os materiais estruturais, garante que seja válida a hipótese de Bernoulli-Navier para todas as seções, havendo sobre as mesmas uma única linha neutra. Já para seções transversais com dois materiais, em que a ligação for flexível, caracterizando-se, portanto, pelo deslizamento na interface de conexão, estas deverão apresentar dois eixos neutros e, proporcionalmente à flexibilidade da conexão, ocorrerá uma redução do momento de inércia teórico das seções supostamente plenas (monolíticas).

Num estudo desenvolvido por CECCOTTI (1995), pesquisou-se a redução do momento de inércia em função de diversos tipos de conectores, subdivididos em quatro grupos.

- Grupo a: pregos, barras de aço e parafusos;
- Grupo b: anéis, tubo de aço e placas dentadas;
- Grupo c: entalhes com barras de aço;
- Grupo d: treliças ou chapas de aço coladas na madeira.

Para o grupo a, que representa a forma mais flexível das ligações estudadas, obteve-se uma redução de aproximadamente 50% do produto de rigidez teórico. Já no caso do grupo d, o produto de rigidez efetivo resultou próximo ao teórico.

Do ponto de vista do comportamento das estruturas de seções mistas, objeto deste trabalho, ao empregar-se corpos de prova que simulam este tipo de união (concreto-aço), é fundamental o estudo e o entendimento do sistema de ligação. Esse sistema, quer flexível ou rígido é, indubitavelmente, o responsável pelo fato da peça estrutural atuar com êxito, dentro de padrões de segurança, conforme relatam diversos pesquisadores.

WRIGHT (1990) esclarece que, numa estrutura mista de concreto-aço, a ação última que a seção possa resistir depende basicamente da capacidade dos conectores de absorverem esforços longitudinais, e não da resistência de escoamento da alma de aço. As vigas mistas com interações parciais, apresentam deflexões adicionais oriundas da deformação dos conectores. Para este tipo de vigas é de grande importância considerar a sua rigidez efetiva, especialmente quando o sistema de conectores é do tipo flexível.

As vigas mistas com interações parciais, apresentam deflexões adicionais oriundas de deformações dos conectores, conforme ilustra a Figura 3.1

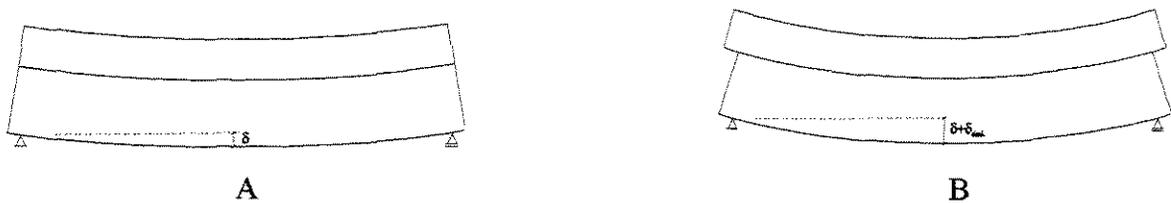


FIGURA 3.1 – Deflexões de uma viga mista

A interação total; B interação parcial.

Fonte: WRIGHT (1990), p. 51.

Quando se trata de sistema flexível, optando-se por conectores metálicos, por exemplo, AHMADI & SAKA (1993) chamam a atenção para três questões fundamentais:

- capacidade do conector de transmitir esforços tangenciais;
- resistência à corrosão;
- custo de instalação.

A utilização de conectores discretos certamente originam forças de tração lateral e perpendiculares à linha da conexão entre as faces dos materiais das estruturas mistas, podendo ocasionar o fendilhamento de um ou de ambos os materiais constituintes da seção o que, conseqüentemente, levará à redução das interações e da resistência ao cisalhamento.

Em OEHLERS (1989), são apresentados três modos de fissuração em lajes, causadas pela carga concentrada aplicada por conectores, a saber: fissuras de fendilhamento (*splitting crack*), fissuras de corte (*ripping cracks*) e fissuras inclinadas de fendilhamento (*herringbone shear cracks*), conforme está ilustrado na Figura 3.2

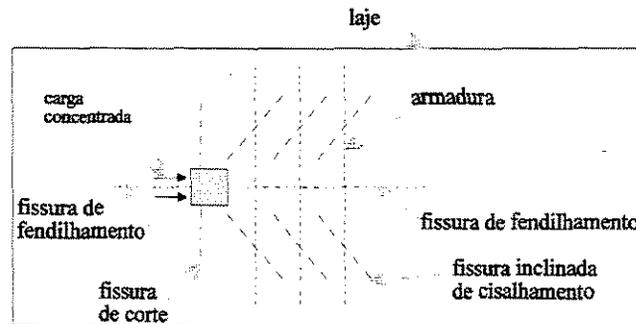


FIGURA 3.2 - Fissuras de tração induzidas por carga concentrada.
FONTE: OEHLERS (1989), p. 342.

O deslizamento entre dois materiais é função da rigidez da conexão, que por sua vez depende do espaçamento e rigidez individual dos conectores, descreve NEWMARK (1951), afirmando ainda que as forças internas e deformações em vigas mistas, com conectores flexíveis, dependem da localização da seção considerada ao longo da viga, da posição do carregamento e das dimensões e propriedades dos elementos.

SORIANO *et alli* (1998) dizem que uma viga composta requer um tratamento diferenciado nos cálculos, já que cada material possui suas próprias características (propriedades elásticas e de resistência). No caso de vigas compostas totalmente rígidas, poderá ser utilizado o método da seção transformada, no qual a seção real é convertida para efeito de cálculo em outra equivalente, homogênea, composta de apenas um material escolhido como referência. Essa nova seção é denominada seção transformada ou equivalente.

Para que a seção transformada seja equivalente à seção real, segundo TIMOSHENKO & GERE (1960), é necessário que, simultaneamente:

- o eixo neutro esteja na mesma posição na seção transformada e real;
- a capacidade de resistir ao momento fletor de serviço seja a mesma na seção transformada e real.

Define-se razão modular n_i de um material da seção composta como sendo a razão entre o módulo de deformação longitudinal desse material e o módulo de deformação longitudinal do material escolhido como referência. Dessa forma a razão modular é definida pela expressão:

$$n_i = \frac{E_i}{E_{ref}}$$

O módulo de deslizamento K , entre a madeira e o concreto, é definido, segundo CAPRETTI & CECCOTTI (1996), como sendo:

$$K = \frac{F}{\nu}$$

onde: F = força de cisalhamento no conector
 ν = deslizamento no conector

No trabalho realizado por SORIANO *et alli* (1998) a determinação do parâmetro K , fez-se através de ensaios experimentais de dois corpos de prova, conforme esclarece a Figura 3.3 na página seguinte. Assumiu-se como módulo de deslizamento K da conexão somente o valor da tangente a origem do diagrama carga x deslizamento como apresentado na Figura 3.4. A rigor, este valor obtido deveria ser utilizado apenas no cálculo nos Estados Limites de Utilização, como K_{ser} . A partir de um certo nível de carregamento, o comportamento da conexão deixa de ser linear, devendo-se, neste caso, tomar um outro módulo de deslizamento (K_{ult}), cujo valor deverá ser menor que o anterior, o qual será utilizado para o cálculo nos Estados Limites Últimos. No entanto, tal procedimento não foi adotado pois GUTKOWSKI & CHEN (1996). CAPRETTI & CECCOTTI (1996) afirmam que a rigidez da viga é diretamente proporcional a K , porém pouco sensível à sua variação.

Na Tabela 3.1, encontram-se os valores médios de deslizamento, para as respectivas cargas aplicadas em estágios, a cada corpo de prova em seu centro de gravidade.

TABELA 3.1 - P/4 *v

FONTE: SORIANO *et alli* (1998)

P/4 (N)	v (mm)
0	0.000
1250	0.110
1875	0.129
2500	0.169
3125	0.237
3750	0.274
5000	0.441
6250	0.732
7500	1.137

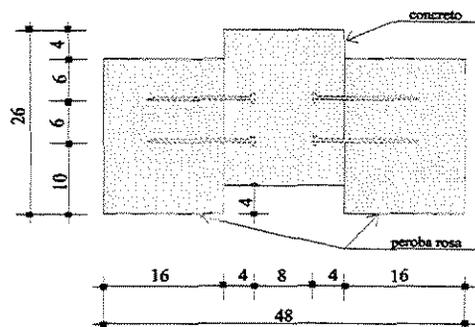


FIGURA 3.3 – Corpo de prova
FONTE: SORIANO *et alli* (1998)

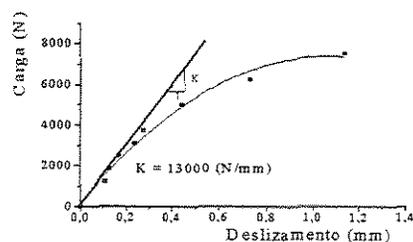


FIGURA 3.4 – Módulo de deslizamento K
FONTE: SORIANO *et alli* (1998)

Num trabalho apresentado por LÓPEZ (1997) em que se analisa a superfície de contato entre dois blocos de concreto, cuja ligação é constituída através de barras de aço e adesivo à base de resina epóxi, concluiu-se que:

- Houve um incremento na resistência à cortante superficial, ao se aumentar a profundidade de embutimento dos conectores de aço, alcançando-se também uma maior resistência ao elevar-se o número das mesmas.
- As superfícies rugosas obtiveram maior resistência à cortante que as superfícies lisas. Entretanto, o grau de rugosidade alcançado por jateamento de areia ou desbaste manual não originaram diferenças significativas na resistência à cortante superficial.

3.2 Considerações Importantes

Além da extrema importância de se conhecer as propriedades do sistema de conexão entre os materiais da estrutura mista, sua vida útil está relacionada a outros fatores que podem ser relevantes para este tipo de estudo. Dentre esses fatores, são citados: fluência, retração, amplitude térmica e umidade. Numa análise mais rigorosa, o histórico de carregamento também deve ser considerado, isto é, os efeitos de carregamentos estáticos e/ou cíclicos sobre a estrutura ou a peça estrutural em questão.

BRADFORD & GILBERT (1992) apontam três das principais dificuldades em projetar estruturas mistas de concreto-aço, a saber: incompleta interação entre os materiais; efeitos dependentes do tempo e o histórico de carregamento. No caso dos efeitos dependentes do tempo (retração e fluência), estes são responsáveis por acréscimo da deformação de deslizamento, que por sua vez ocasionará aumento do deslocamento vertical do elemento estrutural.

No trabalho realizado por AHMADI & SAKA (1993) adverte-se que tensões causadas pela retração e variação de temperatura não podem ser desprezadas em razão da presença dos conectores e que as relativas alterações nas dimensões das vigas, graças às mudanças de temperatura e umidade, provocam algumas fissuras no concreto.

No caso de vigas de seções mistas em aço e concreto (comportamento elástico e viscoelástico, respectivamente), TARANTINO & DEZI (1992) apontam para o fato de a distribuição de tensões modificar-se com o tempo. A fluência, por exemplo, tende a aumentar a deformação elástica inicial nas fibras de concreto. Já a viga de aço, que limita a deformação do concreto, receberá um acréscimo de tensão vinda da mesa de concreto, acarretando aumento de deflexão da estrutura. Desse fenômeno, observa-se, ainda, a ocorrência da força de cisalhamento nos conectores, os quais representam pouca influência na migração de tensões da mesa de concreto para a viga de aço.

No caso de aplicação do reforço nas primeiras idades, a redução do comprimento da peça de concreto, pelo fenômeno de retração, irá favorecer os conectores pela tendência em reduzir as deformações, aumentando assim a deflexão da viga. No entanto, a retração principal no concreto acontecerá quando toda a estrutura estiver escorada, de tal forma que as fissuras usuais na camada de concreto reduzirão a importância do fenômeno. Além disso, CECCOTTI (1995) destaca os efeitos de variação de temperatura e umidade no concreto que na sua opinião são de grande relevância para o estudo do fenômeno em questão.

HANAI (1992), em sua publicação sobre argamassa armada, adverte que não se deve utilizar as armaduras galvanizadas juntamente com as não galvanizadas. Isto porque tal composição certamente danificará a matriz de argamassa devido à corrosão da armadura, decorrente do efeito de diferenças de potencial (corrosão eletroquímica).

Essa consideração sobre o processo corrosivo das armaduras é fundamental para o estudo das estruturas mistas, principalmente quando se trata da utilização de conectores metálicos galvanizados, como por exemplo, pregos e parafusos em contato com a armadura disposta na peça de concreto. O processo de oxidação terá início na película de zinco (material empregado para a galvanização) e posteriormente, sobre o aço da peça de concreto armado e dos próprios conectores.

3.3 Modelos para Análise de Vigas Mistas

Os modelos matemáticos para a representação do comportamento de estruturas mistas em geral, serão abordados enfatizando-se o método baseado no princípio de equações de equilíbrio. Tendo em vista a complexidade que envolve as estruturas com seções mistas, algumas simplificações são assumidas para uma abordagem aproximada dos resultados.

Aço e concreto são considerados materiais elásticos isotrópicos, sendo válida a lei de Hooke, assim como a hipótese de Bernoulli-Navier ao afirmarem que as seções planas permanecem planas e perpendiculares ao eixo da seção após deformação e que o aço e o concreto apresentam deflexões iguais em todos os pontos da conexão.

OLLGAARD *et alli* (1971) esclarece que o concreto é um meio de controle para caracterização da resistência da conexão, enquanto que a resistência do conector em si não se apresenta como parâmetro crítico. Isto significa que a resistência da conexão, tanto para concreto de peso leve como de peso normal, é substancialmente influenciada pela resistência à compressão e ao módulo de elasticidade do concreto. A expressão para o cálculo da resistência da conexão é apresentada considerando-se a seção do conector metálico e as propriedades do concreto, podendo ser aplicada para os dois tipos: o de peso leve e o normal.

$$Q_u = 0.5A_s \sqrt{f_c E_c}$$

Onde:

A_s = área da seção transversal do conector (in^2)

f_c = resistência à compressão do concreto (ksi)

E_c = módulo de elasticidade do concreto

O mesmo autor, baseado em estudos apresentados pelo co-autor SLUTTER, prescreve, ainda, uma relação comprimento/diâmetro maior ou igual a 4, como comprimento do conector suficiente para o desenvolvimento do sistema de conexão.

Já HOFFMANN & BASSO (1996) mostram em seu trabalho um apanhado de produtos utilizados para reparos e reforços de estruturas de concreto armado.

3.4 Reforços Mediante Colagem de Armaduras com Adesivos à Base de Resina Epóxi

Nestes tipos de reforços, busca-se a união monolítica entre o concreto-aço, procurando-se fazer com que ambos suportem a tensão prevista em cálculo de maneira satisfatória e segura ao longo do tempo.

Em muitos casos, isto nem sempre acontece pois, apesar da chapa estar aderida ao concreto, esta pode não estar trabalhando, pelos seguintes motivos: ou porque não foi bem projetada, ou o concreto não é o adequado ou, o que é mais freqüente, porque a formulação epóxi não é a que melhor atende aos objetivos esperados.

Uma formulação muito rígida pode ser perigosa frente aos esforços cortantes nos extremos das chapas da mesma forma que, se for adotado um valor incorreto do módulo de deformação transversal, a chapa de aço deixará de trabalhar pouco depois de sua colocação, tornando-se apenas um peso adicional ao concreto.

3.5 União de Chapas de Aço ao Concreto Mediante Colagem

Em toda união mediante colagem de dois materiais, a adesão é a propriedade mais significativa. A intensidade de adesão, ou adesividade, depende :

- da qualidade do adesivo empregado;
- do estado das superfícies dos materiais a serem unidos;
- das propriedades das superfícies.

No reforço de vigas de concreto por meio de colagem de chapas de aço com adesivos à base de resinas epóxi predomina sempre um valor de adesividade: a adesividade tangencial.

Quando se carrega o elemento, aparecem momentos fletores que produzirão esforços tangenciais ao plano de união e se a adesividade tangencial não for adequada a falha irá se instituir precisamente neste plano.

As características da formulação tanto do adesivo à base de resina epóxi empregado, como do concreto, do aço, e o estado das superfícies nos permitirão determinar a tensão cortante que estará agindo na união neste tipo de aplicação.

Dos três materiais, concreto, aço e adesivo à base de resina epóxi, que intervêm na união, o último tem propriedades mecânicas, como por exemplo, a resistência à compressão, muito superiores às do concreto e inferiores às do aço, de tal forma que o defeito vai se produzir, sempre, por cortante superficial combinada à tração do concreto.

3.6 Precauções à Tomar na União de Materiais

Em relação às características que os materiais a serem unidos devem possuir, no que se refere ao seu estado superficial, é preciso destacar que o êxito de um reforço deste tipo está estritamente condicionado à adesão da massa epóxi com os materiais sobre os quais se vai aplicar. Daí a necessidade de se ter superfícies totalmente isentas de líquido (água, óleos, etc.), pó ou material de baixa resistência que possam diminuir o efeito de aderência desejado.

É neste sentido que a utilização de jatos de areia para a realização da limpeza das superfícies que permanecerão em contato com o adesivo, constitui-se como item essencial de precaução. O tratamento com areia proporciona uma limpeza adequada, e ao mesmo tempo cria uma rugosidade superficial que aumenta a superfície de contato entre adesivo e base.

A planeidade das superfícies sobre as quais se vão aderir as chapas de aço é também fundamental, pois ao colar a chapa de aço sobre uma superfície não plana, obter-se-á uma variação considerável nas espessuras de massa epóxi utilizada, repercutindo na resistência à cortante da união, na fluência da resina e no consumo da mesma.

Determinar o teor ótimo entre a resina e o endurecedor escolhido é a essência da qualidade da mistura, já que qualquer excesso ou deficiência poderá enfraquecer o produto final.

As características próprias da combinação química permitem que o endurecimento aconteça sem a formação de produtos secundários, ao mesmo tempo que se preserva, no conjunto, o caráter polar dos componentes. Isso acarreta uma baixa concentração de volume e uma alta capacidade de aderência.

O ideal no emprego de reforços mediante colagem de adesivo à base de resina epóxi é ter uma espessura da ordem de 1 mm. Entretanto, dentro do contexto de obra, é praticamente impossível, na maioria dos casos, conseguir espessuras tão pequenas.

3.7 Resinas a Empregar

As resinas epóxicas são compostos sintéticos cuja aparição data do fim do século XIX; no entanto, foi somente em 1934 que se deu a primeira aplicação tecnológica formal ao ser utilizadas em próteses dentárias.

Em meados do século XX foram utilizadas pela primeira vez na indústria da construção, como recobrimento para pisos e estradas ou como adesivos para colar sinais de trânsito na superfície de rodagem.

Desde então, seu emprego vêm ganhando uma singular importância, não apenas como parte acessória ou complementar de uma estrutura, mas também como material de construção, devido as amplas vantagens que oferecem (ROMERO LÓPEZ, J.E., 1997).

E não é para menos, pois este materiais possuem excelentes propriedades , tais como: ótima adesão, alta resistência mecânica, química e à abrasão, que os tornam praticamente insubstituíveis (SANTOS, B.A.C., 1996).

As formulações dos adesivos à base de resina epóxi em forma de massa, utilizadas na união de aço e concreto para reforçar elementos estruturais, devem reunir uma série de características especiais, tais como: retração muito reduzida, baixa fluência sob carga mantida, bom comportamento frente às mudanças de temperatura dentro de certas variações, adesão perfeita frente ao aço e ao concreto, estabilidade de suas características ao longo do tempo, bom

comportamento em serviço em atmosferas úmidas ou agressivas, elevadas resistências mecânicas, módulo de deformação transversal adequado, etc.

O CEB (*Comité Euro-International du Beton* - 1983) define estes materiais como sistemas constituídos por dois componentes. Um material à base de resina líquida (epóxi, poliéster, poliuretano acrílica, etc.), e um segundo que é o endurecedor.

Segundo SANTOS B.A.C. (1996), os adesivos à base de resinas epóxis são sistemas formados por dois componentes dos quais um é o endurecedor, ou agente de cura, e o outro é a resina. O componente A (resina) da maioria dos epóxis é estável e bem conhecido, enquanto o componente B (endurecedor), devido à sua instabilidade, torna-se responsável pelos rumos tomados durante o processo de constituição do produto final, do material curado.

Segundo SOUZA & RIPPER (1998), os adesivos são materiais utilizados para colar materiais e elementos estruturais já existentes. Os adesivos à base de resina epóxi são polímeros, fornecidos em dois componentes: monômero e catalisador. Após a mistura destes componentes, o material permanece viscoso durante um certo tempo, denominado *pot-life*, seguindo o seu endurecimento e solidificação, adquirindo então elevada resistência mecânica. Os pesquisadores indicam ainda, a utilização de um agitador mecânico ou manual, no processo de mistura dos componentes, tomando-se cuidado para que a mesma seja bem feita e homogênea.

A maioria das resinas constitui-se a partir de uma formulação à base de bisfenol A, que na cadeia molecular tem as extremidades dos seus componentes funcionando como pólos reativos (molécula bifuncional), dos quais decorre uma reação direta com o endurecedor. Entre estes pólos reativos situam-se vários elementos não reativos, responsáveis pelo caráter viscoso da resina. Sendo assim, quanto mais elementos não reativos, maior a viscosidade.

Quanto aos endurecedores, a sua maioria é composta de aminas alifáticas, aromáticas cicloalifáticas, amidoaminas e poliamidas. Estes endurecedores podem apresentar-se sob forma

modificada, com o intuito de melhorar algumas de suas propriedades e eliminar outras indesejáveis.

De um modo geral, os aromáticos (cura com desprendimento de calor) e os cicloalifáticos apresentam as melhores resistências químicas contra ataques ácidos, enquanto que os alifáticos resistem mais à ação de solventes. Devido à ótima adesão que desenvolvem, as poliamidas e as amidoaminas são as mais indicadas quando se exige excelente colagem, especialmente em superfícies úmidas ou molhadas, apresentando, ainda, um grande *pot life* (tempo de manuseio) e boa flexibilidade.

Endurecedores à base de aminas, quando misturados, apresentam total compatibilidade. Isto quer dizer que quando temos um endurecedor à base de amina alifática, caracterizada por curto tempo de manuseio e um outro à base de amidoamina de extenso tempo de manuseio, podemos misturá-los e obter como resultado uma resina com um *pot life* situado entre os dois endurecedores, isto é, maior que o primeiro e menor que o segundo, em função da taxa de mistura de cada um.

Normalmente, quando um fornecedor quer formular um adesivo à base de resina epóxi para um determinado tipo de serviço, ele seleciona um endurecedor à base de amina e desenvolve uma série de testes com outros aditivos. A exemplo disto temos o uso de um surfactante, que é um aditivo bastante usado atualmente, pois abaixa a tensão superficial do epóxi, permitindo, entre outras coisas, deslocar a água ou umidade do substrato e desenvolver seu trabalho de colagem.

Comumentemente, solventes ou diluentes são utilizados com o objetivo de abaixar a viscosidade do produto e com isto permite-se adicionar na obra, pó de sílica ou areia seca bem fina. Este tipo de carga ou *filler*, que se adiciona à resina à base de epóxi pronta, não só reduz o calor da reação como também seu custo, obtendo-se, no final, um tempo de manuseio maior (*pot life*). Por outro lado, o uso de cargas ou *filler* incrementam seu módulo de rigidez e diminui a expansão térmica da resina à base de epóxi, fazendo com que suas propriedades se equiparem às

do concreto. Trabalhar com produtos compatíveis é uma questão muito importante, pois a união concreto-epóxi, quando sujeito a cargas, variações de temperatura, etc, poderá vir a deslocar-se, causando descolamento.

Conforme afirmam SOUZA & RIPPER (1998), para se conseguir a polimerização das resinas epoxídicas são utilizados catalisadores, em geral à base de aminas e poliaminas, ou poliamidas, à temperatura ambiente, produtos estes caracterizados por possuírem hidrogênios ativos em suas moléculas. Com isto, obtém-se produtos denominados de formulações epoxídicas, que são, em última análise, os produtos realmente úteis aos trabalhos de recuperação e de reforço de estruturas de concreto.

As formulações epoxídicas utilizadas como ligantes são insensíveis à umidade, sendo, portanto, empregadas no combate à corrosão das armaduras. Estas formulações têm boa aderência à maioria dos materiais, como concreto, argamassas, aço e até mesmo madeiras, mas não aderem a superfícies sujas de ceras, graxas ou óleos, ou a materiais desagregados.

Uma propriedade importante das formulações epoxídicas é a ausência quase total de retração durante o período de cura, o que garante a integridade da superfície de ligação. No entanto, elas possuem um coeficiente de dilatação térmica bastante superior ao do concreto e, por isso, os serviços realizados em peças submetidas a variações acentuadas de temperatura podem estar sujeitos ao surgimento de fissuras e a deslocamentos relativos, provocados por incompatibilidade de deformações.

SOUZA & RIPPER (1998) advertem que, em aplicações nas quais possam vir a surgir deformações diferenciais importantes entre a resina e o concreto, comprometedoras do serviço realizado, devem ser utilizadas resinas flexíveis, com capacidade para acomodar as deformações impostas e, desta forma, evitar o surgimento de fissuras ou de deslocamentos relativos.

Existe uma grande variabilidade de produtos com qualidades e propriedades muito diferentes, decorrente do tipo de componentes e de suas estruturas químicas, das razões de mistura, da quantidade e do tipo de *filler* e, eventualmente, da areia adicionada, etc. Neste sentido, as propriedades requeridas devem ser precisamente definidas, de forma a selecionar a correta formulação da mistura sintética.

Geralmente, as resinas usadas em reparos e/ou em trabalhos de reforço devem exibir as seguintes características:

- *Pot-life* adequado, baixo tempo de endurecimento e boa trabalhabilidade;
- Cura independente da umidade e temperatura ambiente;
- Boa tolerância para mistura incorretas;
- Excelentes características de colagem para o concreto e o aço e uma pequena ou simplesmente não redução de adesão em função do tempo de exposição à umidade;
LEAL (2000) completa estas observações, afirmando que em ambientes com umidade acima dos 80%, a cura da resina pode ser mais lenta. Sobretudo em locais molhados, deve-se isolar a área durante a aplicação.
- Pequena ou negligenciável retração e deformação por fluência;
- Boa resistência ao aquecimento, já que, em geral, todas as resinas usadas com o propósito de construção terão perda de resistência abaixo de aproximadamente 100 °C;
- Baixos valores de viscosidade, quando as resinas forem usadas para injeções ou impregnações, e altos valores, quando as resinas forem usadas para colagem;
- Valores de módulo de elasticidade não muito baixos, para redução de vazios, locais de rigidez nos elemento da estrutura.

Para uma boa utilização das resinas epóxicas na reabilitação das estruturas de concreto, é preciso contar com um marco de referência que permita identificar o tipo que mais vantagens oferece em cada caso particular e estar bem informado de certas considerações estruturais que guardam uma estreita relação com a qualidade e a eficiência do trabalho.

São muitas e variadas as opções tecnológicas aplicáveis na reabilitação de estruturas, motivo pelo qual deve-se ter especial cuidado na escolha e aplicação dos materiais. Para se obter melhores resultados é necessário considerar conjuntamente aspectos muitas vezes esquecidos, como:

- análise das causas que levam à necessidade da reabilitação;
- recursos monetários disponíveis, manutenção da obra e possíveis mudanças arquitetônicas;
- consideração da estética, mas antes de tudo, a funcionalidade;
- manutenção das atividades do imóvel sem interrupções, na medida em que isto for possível;
- comprovação da qualidade dos trabalhos através de um estudo final dos esforços (ROMERO LÓPEZ, J.E., 1997).

3.8 Recomendações Feitas pelo CEB

O CEB (1983) diz que este método de reforço consiste na colagem de um elemento adicional de aço, na forma de chapa, a um elemento de concreto armado.

Os principais requerimentos para esta técnica são:

- a) uma excelente adesão entre resina e concreto, bem como entre resina e aço, requerem condições de superfície especial e condições climáticas adequadas durante a fase de adesão. Na prática, diversos métodos são usados ordenadamente a fim de se obter as melhores condições de superfície, tais como:
- Para o concreto, recomenda-se a remoção de todas as partículas soltas e rugosidade grosseiras do concreto endurecido, bem como gorduras e óleos, através do uso de

martelos pneumáticos, jatos de areia, entre outros métodos, além de uma posterior e necessária remoção da poeira.

- Para o aço, indica-se o mergulho das chapas em soluções ácidas, para a remoção de óxidos e escamas, e, então, a aplicação de tricloreto e dissolução de óleos e gorduras com agentes de limpeza. No caso de chapas não galvanizadas, esta poderá receber uma proteção extra contra corrosão principalmente pela conveniência de proteger o lado a ser colado contra o ataque da ferrugem;
- b) certas restrições da espessura da camada de resina e da chapa de aço a um valor mínimo devem respeitar as seguintes recomendações:
 - Para a camada de resina, a espessura não deve exceder 1.5mm e para a chapa de aço, não mais que 3.0mm. Em casos especiais, em que são usados mecanismos específicos de ancoragem, a espessura da chapa de aço pode ser superior à 3.0mm, mas nunca maior que 10.0mm;
- c) exercer pressão sobre toda a chapa de aço colada ao elemento de concreto armado, usando de pouca pressão, porém uniformemente distribuída e por no mínimo 24horas, dependendo, principalmente, da formulação da resina e da temperatura do ambiente;
- d) finalmente, a parte do elemento de concreto reforçada deve ser protegido contra mudanças de temperatura e especialmente contra o ataque do fogo. Isto pode ser feito a partir do emprego de uma camada de argamassa rica em cimento e com a incorporação de armadura de arame, ou por meios mais apropriados;
- as chapas de aço devem ser furadas, sendo que os orifícios devem ter diâmetros pequenos, a fim de facilitar a eliminação da presença perigosa de bolhas de ar na camada de adesivo.

3.8.1 Transferência de Tensão, Cisalhamento e Compressão através das Camadas de Resina

A força de ligação entre concreto-concreto e/ou concreto-aço, por meio da camada de resina, é proporcional à área de superfície aderida e, especialmente, à largura desta, embora a distribuição de tensão não seja uniforme.

A rugosidade da superfície da área é muito importante, pois esta aumenta a área de ligação para a adesão química, ainda que, na adesão mecânica estes efeitos, sejam mínimos, na maioria dos casos. Entretanto, uma rugosidade excessiva na superfície dificultará a aplicação da resina, podendo deixar descontinuidades na camada aplicada. Os melhores resultados são aqueles obtidos a partir de uma rugosidade mediana, como a alcançada com a aplicação de jato de areia.

Independente da natureza da ação, tais como: dobramento, cisalhamento, tensão, etc., a falha é induzida no concreto.

Uma boa colagem com resinas adesivos à base de resina epóxi é assegurada desde que as superfícies estejam limpas e secas. Se as mesmas ao serem coladas estiverem úmidas, os resultados diferenciarão e a capacidade de ligação para transferência de carga dependerá do tipo de resina e do endurecedor usado, bem como do grau de umidade a suportar.

Em concretos com umidade superficial, resinas de poliéster, por exemplo, são saponadas e conseqüentemente a aderência é zero. Já as resinas epóxi têm um comportamento melhor, dependendo porém, mais do tipo de endurecedor usado que do tipo de resina.

As resinas são caracterizadas pela sua alta resistência mecânica. No entanto, seu módulo de elasticidade é usualmente pequeno quando comparado ao concreto. Esta diferença tem sido, comumentemente, a razão de sua larga utilização, apesar de ser necessário lembrar que o módulo de elasticidade dos materiais é determinado a partir do uso de testes de compressão com deformação lateral livre, o que não ocorre com a camada de resina.

As características mecânicas que governam a força de transferência através da camada de resina podem ser descritas como:

- compressão: $1.0f_{cc}$ ou seja total utilização da resina à compressão limitada à rigidez do concreto, quando a tensão é perpendicular à interface. Porém, num caso de diagonal (aproximadamente 30°) de uma fissura preenchida com resina, por exemplo, a resistência nominal é cerca de aproximadamente $0.5f_{cc}$ à $0.75f_{cc}$. Estes valores foram encontrados experimentalmente;
- tração: um valor nominal igual à tensão de tração do concreto f_{ct} é segura, pois a tensão de tração do sistema da resina ou argamassas de resina é muitas vezes maior que a tensão de tração dos concretos, dependendo, principalmente, da espessura da camada de adesivo, conforme ilustra a Figura 3.5;
- cisalhamento: a resistência de adesão pode ser tomada como igual ao f_{ct} . Geralmente, a tensão de cisalhamento (valores últimos) é expressiva para pequenos valores de deslizamento (≤ 0.02 mm), conforme esclarece a Figura 3.8.

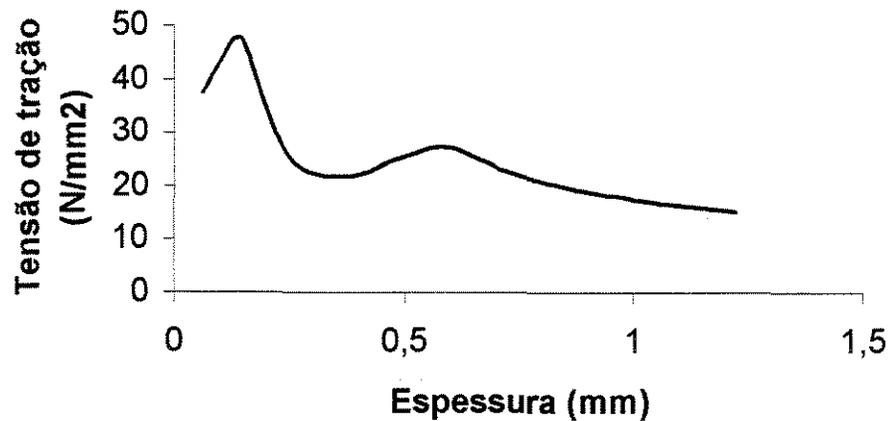


FIGURA 3.5- Espessura da camada de resina e correspondente tensão de tração.

Fonte: CEB 162 (1983), p.147.

A Figura 3.5 mostra a relação entre a espessura da camada de resina e a tensão de tração necessária para causar a ruptura desta união em corpos de prova de aço ensaiados à tração pura.

A Figura 3.6 mostra as diferentes curvas que relacionam a tensão de cisalhamento e a tensão normal em vigas de concreto armado reforçadas com uma nova camada de concreto armado, para diferentes tipos de juntas.

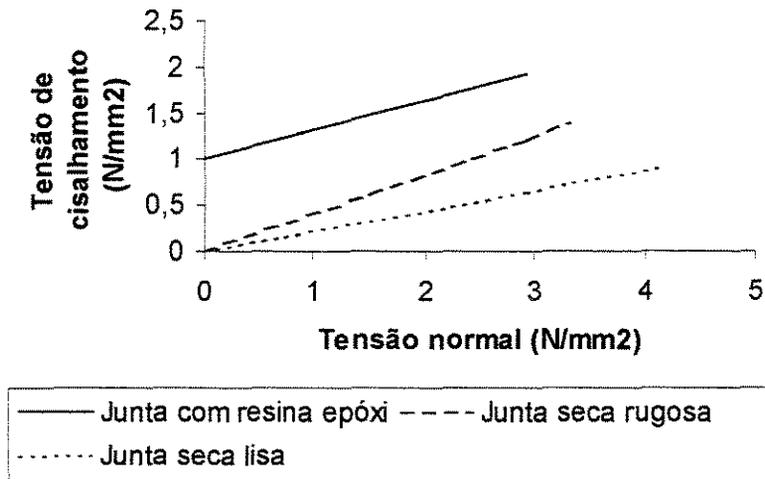


FIGURA 3.6 – Típica tensão de cisalhamento – curvas de deslizamento por cisalhamento para diferentes valores de Tensão normal.

Fonte: CEB 162 (1983), p.147.

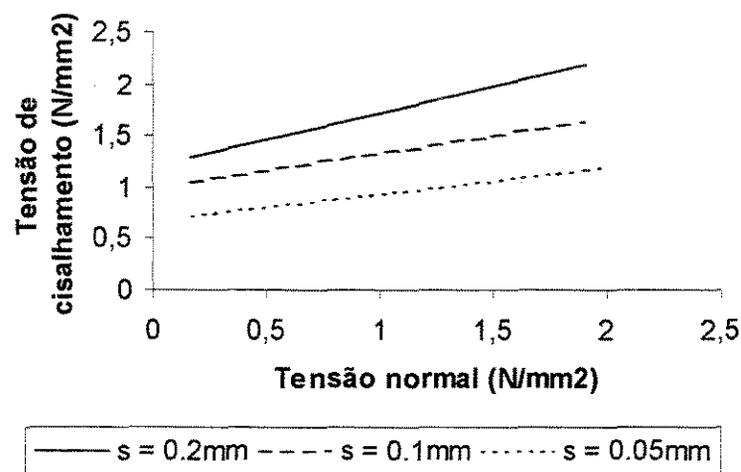


FIGURA 3.7 – Típica curva tensão de cisalhamento – deslizamento por cisalhamento para diferentes valores de tensão normal, e diferentes espessuras de camada de resina.

Fonte: CEB 162 (1983), p.148.

Na Figura 3.7 é possível observar diferentes curvas que relacionam a tensão de cisalhamento e a tensão normal em vigas de concreto armado reforçadas com chapa de aço, para diferentes espessuras da camada de resina epóxi.

A figura 3.8 mostra as diferentes curvas que relacionam a tensão de aderência e o deslizamento entre as vigas de concreto armado e o reforço com chapa de aço, para diferentes espessuras da camada de resina epóxi.

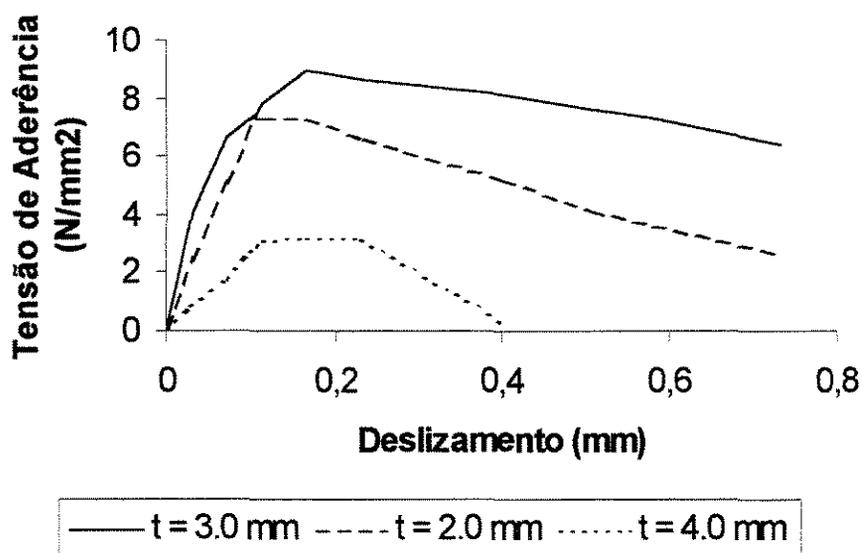


FIGURA 3.8 – Curva Tensão de aderência por deslizamento para varias espessuras de resina, apenas na zona de ancoragem das chapas de aço.

Fonte: CEB 162 (1983), p.149.

Dados teóricos e experimentais da técnica de reforço mediante flexão com chapa de aço colada têm sido encontrados sob condições controladas e com qualidade satisfatória. Ao analisarmos vigas reparadas com injeção de resina e posteriormente reforçadas por meio de colagem de chapa de aço, com fissuras máximas de 0.2mm de largura, obtivemos exemplos de comportamento satisfatório CEB 162 (1983)

O fator decisivo no dimensionamento de chapas de aço aderidas a peças de concreto armado, principalmente vigas, é a resistência da colagem. Contudo, a resistência do aço ainda não pode ser totalmente explorada, constituindo-se como uma das razões pela qual a espessura da chapa de aço igual ou inferior à 3.00mm é sugerida por alguns autores para o caso de elementos de construção ordinários, sem a necessidade de mecanismos especiais de ancoragem.

Nas Figuras 3.9 e 3.10 são mostrados os resultados de investigações experimentais na distribuição de tensão no adesivo, bem como são apresentadas também as características da área de ancoragem. Além disso, foram estudados os efeitos sobre carregamento de longa duração, cujas principais conclusões destes experimentos são:

- Os picos de tensão para o adesivo são menores nos resultados laboratoriais que nos teóricos, cerca de um para três respectivamente (1:3). Já os comprimentos efetivos de ancoragem são maiores nos testes que os teoricamente indicados;
- Se a zona de ancoragem (comprimento e largura) e mesmo a chapa (espessura) não tiverem uma configuração otimizada o ponto de escoamento do aço não é encontrado após a falha da ancoragem;
- Finalmente, quanto às cargas de longa duração, os resultados mostram que a fluência, responsável pelas deflexões no plano médio, ocorre no primeiro ano de carregamento;
- A seguinte equação para tensão de adesão local pode ser usada no caso de chapas coladas contínuas:

$$\tau_{\alpha} \cong \frac{V}{b \cdot z_2 \left(1 + 0.85 \frac{A_{s,1}}{A_{s,2}} \right)}$$

onde:

V = força de cisalhamento a ser suportada pelo elemento de concreto armado após reforçado

$A_{s,1}$ = área de aço existente

$A_{s,2}$ = área de aço de reforço

b = largura da peça

z_2 = braço entre as forças resultantes de tração no aço de reforço e de compressão na mesa de concreto

O CEB (1983) recomenda, ainda, que a resistência de adesão dependa mais da resistência à tração do concreto que a resistência ao cisalhamento da resina a ser usada. Portanto, a resistência da adesão não pode ser maior que a resistência média à tração do concreto, ou seja:

$$\tau_{\alpha} \leq f_{ct,m}$$

onde:

τ_{α} = Resistência à Adesão

$f_{ct,m}$ = Resistência Média à Tração do Concreto

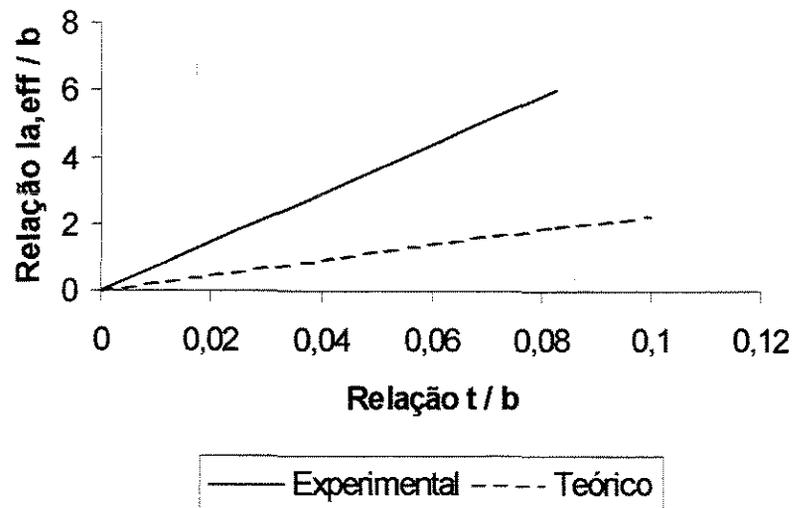
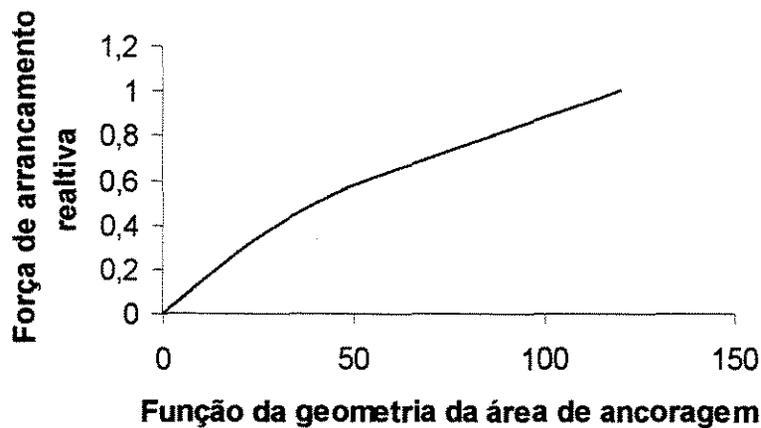


FIGURA 3.9 – Relação entre comprimento efetivo de ancoragem (em contato com o adesivo) e a largura da chapa de aço ($l_{a,eff}/b$) por relação entre espessura e largura da chapa de aço (t/b). Fonte: CEB 162 (1983), p.209.

Na Figura 3.9 acima é apresentada a relação entre o comprimento efetivo de ancoragem (comprimento em contato com o adesivo) e a largura da chapa de aço com a relação entre a espessura e a largura da chapa de aço, para valores encontrados experimentalmente e teóricos.

A Figura 3.10 mostra a curva que relaciona a força de arrancamento e a função da geometria da área de ancoragem (comprimento, largura e espessura da chapa de aço).



$\frac{\sqrt{l_a \cdot b}}{t}$ (função da geometria da área de ancoragem) onde:

l_a = comprimento da área de ancoragem

b = largura da chapa de aço

t = espessura da chapa de aço

FIGURA 3.10 – Curva Força de arrancamento como uma função da espessura e da geometria da área de ancoragem.

Fonte: CEB 162 (1983), p.209

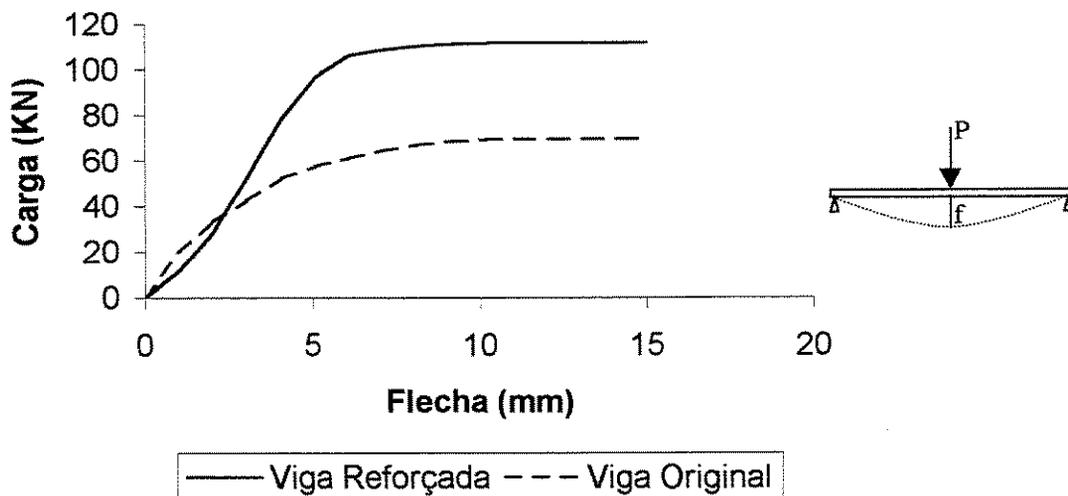


FIGURA 3.11 – Curva carga – flecha central para viga de concreto armado danificada, reparada com injeção de resina e reforçada com chapa de aço colada com resina epóxi.

Fonte: CEB 162 (1983), p.207.

As Figuras 3.11 e 3.12 mostram o incremento de rigidez que sofreu uma viga de concreto armado. No primeiro caso: danificada, reparada e reforçada com relação a viga original e no segundo, reforçada por diferentes métodos com relação a viga original.

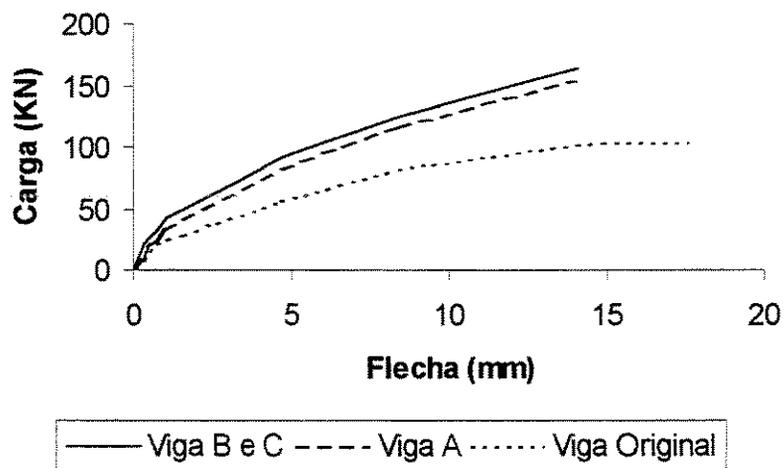


FIGURA 3.12 – Curva carga- flecha para vigas de concreto armado fracas, reforçadas por: A- Chapa de aço colada, B- concreto armado, C- combinação de ambas e uma viga original

Fonte: CEB 162 (1983), p. 207.

3.8.2 Valores do Fator γ_n para Redimensionamento Encontrados Experimentalmente

Em muitos casos, o redimensionamento de elementos de construção, sob certas condições limitantes, pode ser feito considerando-se a seção constituída pelo-material velho e o novo adicionado, desde que a seção final seja monolítica. Obviamente desde que as hipóteses das características de resistência e rigidez ($M_{u,m}$, $V_{u,m}$, K_m) sejam maiores que as reais ($M_{u,r}$, $V_{u,r}$, K_r), ou seja, que o momento e o cortante últimos assim como a rigidez da peça supostamente monolítica (após reforço) sejam maiores que os correspondentes reais (antes do reforço). Conseqüentemente serão empregados fatores de correção γ_n , fatores estes baseados somente em experimentos laboratoriais sob condições específicas.

Para vigas reforçadas com chapa de aço coladas com resina e de espessura menor ou igual a 3.00mm, $\gamma_n=1.00$ desde que:

- A adesão seja verificada, bem como governada pela resistência à tração do concreto;
- $\gamma'_s = \gamma_s = 1.5$;
- $\Delta M_{u,ad} \leq 0.5 M_{u,existente}$;
- $\Delta V_{u,ad} \leq 0.5 V_{u,existente}$.

Ou seja, não é recomendável aumentar mais de 50% a capacidade resistente de esgotamento frente aos esforços de momentos fletores e forças cortantes.

Resumidamente, recomenda-se que a seção da chapa de aço seja pelo menos 1.5 vezes a seção calculada sobre a base da resistência do aço, devendo ser este último empregado sobre concretos de qualidade e com uma resistência característica mínima de 17.5 MPa. Impõe-se também certas restrições quanto à espessura da camada de resina e das chapas de aço empregadas admitindo-se assim uma espessura da camada de resina não superior a 1.5 mm e uma espessura

da chapa de aço não superior a 3.0 mm, salvo se forem empregados dispositivos especiais de ancoragem, cuja situação pode-se chegar a 10 mm de espessura.

Uma vez que, ao se empregar chapas de aço de seção com espessura superior a 3.0 mm é possível que antes que se atinja o esgotamento do aço, se produza a ruptura por aderência, ou seja o descolamento da chapa de aço do concreto, ou por tração do concreto, é conveniente utilizar chapas de ancoragem laterais nos extremos das chapas de aço, a fim de que, ao aumentar a superfície de ancoragem, diminuam-se os riscos. Da mesma forma, pode-se colocar nos extremos das chapas, parafusos de ancoragem de resistência à cortante conhecida, contribuindo assim, para a distribuição das tensões de cortante.

A complexidade deste tipo de reforço não está em sua execução, que deve ser muito esmerada, mas sim em seu projeto, que exige conhecimentos como: por que se deve reforçar, em que quantidade se deve fazê-lo e como trabalhar o conjunto depois de realizado o reforço.

3.9 Método de Reforço com Chapas Coladas

O cálculo do reforço de vigas mediante flexão consiste na determinação da área da seção transversal da(s) chapa(s) de aço necessária(s) para permitir que a viga resista às novas solicitações, e também na determinação de seu(s) comprimento(s) de ancoragem. Para isto, é preciso que se identifique todas as características geométricas da seção transversal existente, como a dimensão da seção de concreto e o posicionamento das seções transversais das armaduras. Tal reconhecimento deve ser feito através de desenhos “*as-built*” ou por pesquisa “*in-loco*”, assim como se torna indispensável a definição e determinação das características e das propriedades dos materiais, respectivamente.

O método de reforço de vigas com colagem de chapas externas de aço se constitui numa das soluções mais atraentes para os casos de vigas com deficiência de seção resistente à tração.

O reduzido custo e o bom desempenho, que podem ser alcançados através da incorporação de uma armadura extra na forma de chapa de aço, levaram a uma rápida disseminação desta alternativa de reforço. O fato de que seu emprego causa apenas uma mínima perturbação à estrutura também pode se constituir como um fator de peso na seleção da terapia a ser empregada.

De forma simplificada, o método consiste na colagem à viga de uma chapa de espessura adequada através de um adesivo, criando uma armadura secundária monoliticamente solidária.

Os adesivos utilizados são usualmente formulações bi-componentes à base de resina epóxi, devido às excelentes propriedades mecânicas, à boa durabilidade e ao módulo de deformação compatível. Já no que diz respeito às características das chapas empregadas em tal método, estas geralmente são feitas de aço.

Em situações cotidianas, as técnicas correntes utilizadas em obras reais incluem tanto parafusos auto-fixantes quanto a formulação à base de epóxi para a fixação da chapa ao concreto. Os parafusos são introduzidos por uma questão puramente operacional, uma vez que durante a instalação do reforço, os mesmos fornecem uma alternativa para solucionar o problema advindo da necessidade de se manter a chapa na posição correta e sob pressão até o endurecimento do adesivo.

De acordo com a concepção original do método, após o endurecimento da resina, os parafusos não seriam mais necessários. Entretanto, o adesivo com base de resina epóxi pode se deteriorar se exposto a elevadas temperaturas. Devido a este fato, uma estrutura reforçada pode, durante um incêndio, ficar subitamente exposta à separação brusca da chapa de reforço por causa da volatilização da resina. Deste modo, para minimizar o risco em situações como esta, os parafusos são usualmente mantidos.

Neste sentido os parafusos possuem, teoricamente, dupla função: a de montagem e a estrutural, servindo de elemento resistente na garantia da manutenção do reforço em casos de comprometimento da resina. Isto significa que o reforço fica então superdimensionado, transformando o comportamento solidário e a melhor distribuição de esforços em argumentos geralmente utilizados para justificar a manutenção da resina.

ZIRABA *et alli* (1994) defendem que o procedimento de cálculo na determinação da espessura da chapa de aço suficiente para reforçar uma viga de concreto armado deveria respeitar três itens, a saber:

- a chapa de aço deveria ser designada à flexão assumindo o escoamento da chapa e esmagamento do concreto na zona de compressão;
- a tensão na interface deverá ser verificada de tal forma que fique assegurada a adesão da chapa, não permitindo o seu descolamento;
- a capacidade mediante o esforço cortante da viga reforçada deverá ser verificada para a segurança da viga, impedindo a ocorrência de arrancamento da cobertura de concreto.

3.9.1 Aço Aclimável

O aço aclimável é um aço estrutural com características de resistência à corrosão superiores ao do aço comum. Esta categoria de aço, conhecida como aclimável ou patinável, recebe, em sua composição química, elementos de liga, tais como: cobre, cromo, níquel e fósforo, que formam na superfície do aço exposto à atmosfera uma camada de óxidos compacta e aderente denominada pátina.

Esta camada dispensa operações de jateamento e pintura que são normalmente utilizadas para retardar os efeitos da oxidação em aços estruturais comuns, resultando numa obra mais econômica.

Tratando-se de reforços estruturais mediante colagem de armadura externa, o CEB recomenda que a seção de aço de reforço calculada para resistir a uma solicitação seja acrescida em 50%, em parte o CEB faz esta recomendação devido ao rápido efeito da oxidação na armadura em contato com o ambiente, seja este qual for.

Portanto, efetuar reforços com aços patináveis nos proporciona maior economia e segurança durante a vida útil da peça reforçada.

São apresentados a seguir gráficos de desempenho dos aços patináveis da CSN, em estações de corrosão, por um período de 3 anos.

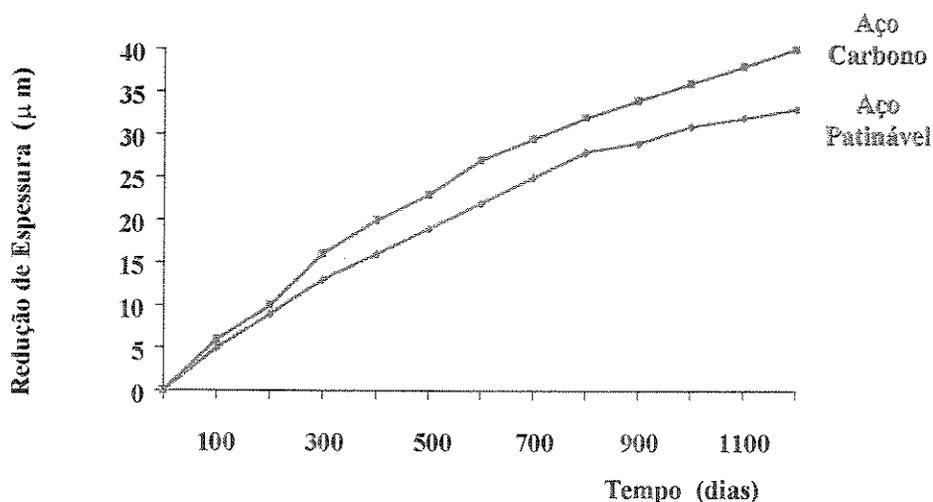


FIGURA 3.13 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente rural. Fonte: CSN.

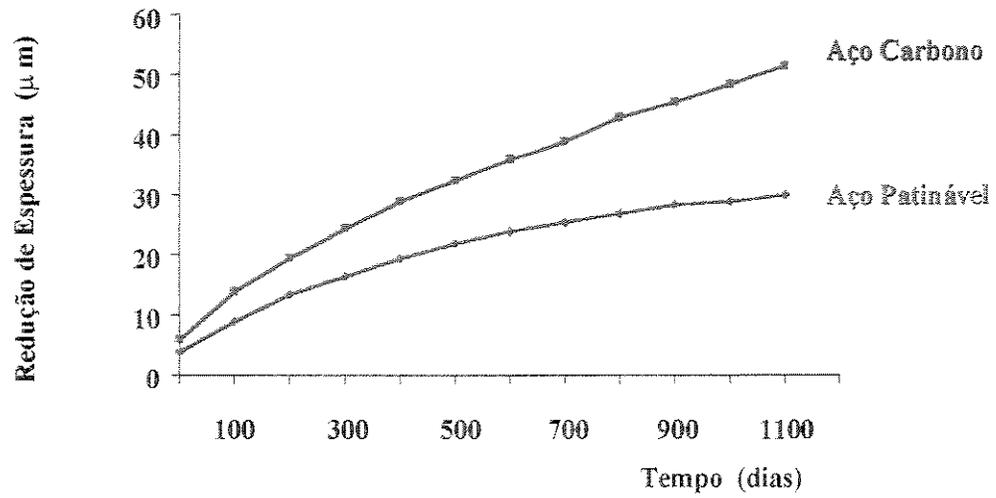


FIGURA 3.14 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente urbano. Fonte: CSN.

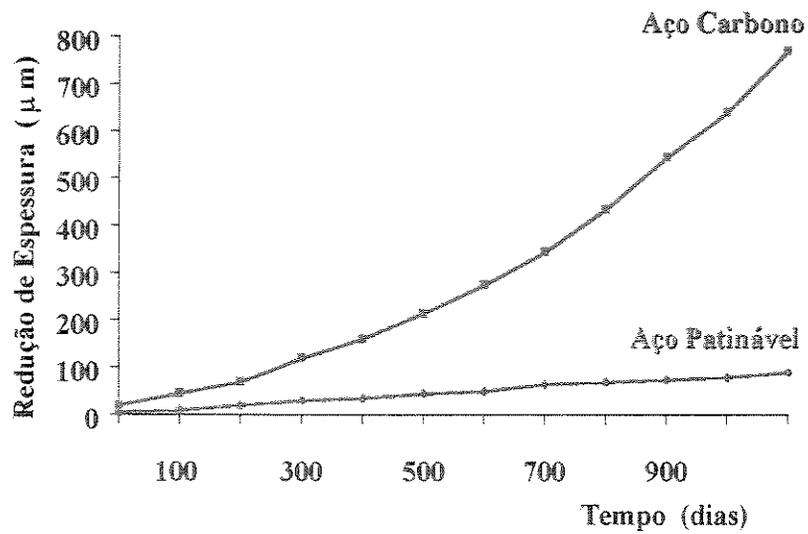


FIGURA 3.15 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente marinho. Fonte: CSN.

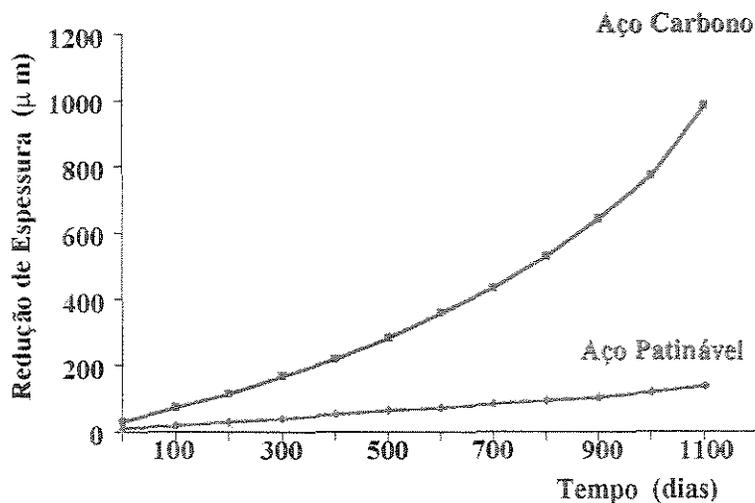


FIGURA 3.16 – Curva perda de espessura do aço carbono e do aço acimável em função do tempo de exposição em ambiente Industrial. Fonte: CSN.

3.9.2 O Problema da Ancoragem

Um dos problemas mais sérios que acontecem quando se utiliza de reforços com chapas de aço coladas é a possível ocorrência de falha por separação da chapa na extremidade do reforço.

Este tipo de falha caracteriza-se pelo aparecimento de uma fissura marcante junto ao extremo da chapa, que se estende diagonalmente até atingir a altura da armadura interna da viga e a partir daí se horizontaliza, desenvolvendo-se rapidamente.

JONES *et alli* (1998) propõem uma explicação para o problema baseados no aparecimento de duas forças na interface aço-adesivo-concreto, uma de cisalhamento e outra de deslocamento (*peeling*).

CAMPAGNOLO *et alli* (1994) julgam que o problema de ancoragem pode ser encarado de uma forma mais simples, a partir de uma condição de limitação do comprimento de ancoragem. Para isso foi desenvolvida a metodologia de cálculo a seguir:

Seja uma viga de concreto armado simplesmente apoiada, reforçada por uma chapa colada em sua face inferior. A extremidade da chapa está a uma distância a do eixo de apoio (seção 1) conforme mostra a Figura 3.17.

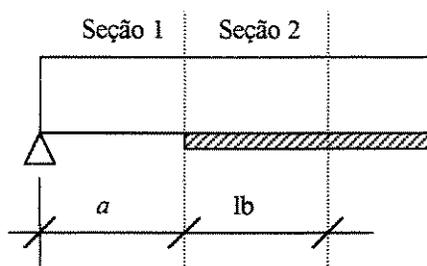


FIGURA 3.17 - Comprimento de ancoragem da chapa.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1994)

A chapa só poderá desenvolver a sua máxima capacidade resistente a partir de uma certa distância de sua extremidade (representada por lb), distância esta suficiente para que o esforço existente possa ser transmitido para o corpo da viga (seção 2). Esta transmissão de esforços se dá através de tensões de aderência nas interfaces chapa/adesivo e adesivo/concreto.

O material considerado menos resistente, e que portanto limita esta transferência de esforços, é o concreto. Por isso, este tipo de reforço tem sua eficiência reduzida quando aplicado em vigas de concreto de baixa resistência.

Admitindo-se que a distribuição de tensões de aderência seja uniforme neste trecho, o comprimento de ancoragem l_b poderá ser calculado por:

$$l_b = \frac{A_{sch} \cdot f_{ych}}{\tau_b \cdot b_{ch}}$$

onde:

A_{sch} = área da seção transversal da chapa

b_{ch} = largura da chapa

f_{ych} = tensão de escoamento da chapa de aço

τ_b = tensão de aderência

Pode-se supor que o valor da tensão de aderência τ_b seja função da resistência média do concreto, expressa por:

$$\tau_b = 0.28 \sqrt{f_{cj}}$$

onde:

f_{cj} = resistência média do concreto na data do ensaio

Tomando-se por hipótese que a seção em que a chapa passa a ser solicitada em sua máxima capacidade resistente (seção2) esteja funcionando no estágio II, deve-se ter:

$$f_{ych} = \frac{E_{sch}}{E_c} \frac{M}{I_x} (d_{ch} - x)$$

onde:

M = momento fletor na seção2

d_{ch} = altura útil da chapa

E_{sch} = módulo de elasticidade longitudinal do aço da chapa

E_c = módulo de elasticidade longitudinal do concreto em MPa

I_x = momento de inércia da seção homogeneizada de concreto armado reforçado em relação a linha neutra

f_{cj} = resistência média do concreto na data do ensaio em MPa

$$E_c = 0.9 \cdot 6600 \sqrt{f_{cj}}$$

Finalmente, considerando-se que a viga esteja submetida a uma carga total P (simétrica), o valor limite da carga P, previsto para a separação da chapa da viga em sua extremidade, será:

$$P = 2 \frac{E_c \cdot f_{ych} \cdot I_x}{E_{sch} (l_b + a)(d_{ch} - x)}$$

Os resultados obtidos experimentalmente por CAMPAGNOLO *et alli* (1994) mostram que a metodologia preconizada consegue estimar com boa precisão a carga de ruptura quando acontece o fenômeno de separação da chapa. Como foi observado, a diferença máxima entre a carga de ruptura real e a estimada é de aproximadamente 9%, conforme pode ser observado na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 – Resultado teórico e experimental de vigas reforçadas.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1994)

Vigas	Carga teórica (KN)	Carga Real (KN)	Variação Percentual
Experimental 1	38.4	38.0	1.1 %
Experimental 2	50.1	46.0	8.9 %
SWAMY/JONES	176.5	182.0	-3.0 %

TABELA 3.3 – Perda da capacidade resistente em função da separação da chapa.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1994)

Vigas	Carga teórica (KN)	Carga Potencial (KN)	Perda Percentual
Experimental 1	38.0	45.7	16.8 %
Experimental 2	46.0	50.5	8.9 %
SWAMY/JONES	182.0	246.7	26.2 %

TABELA 3.4 – Resultados teóricos e experimentais das vigas dos ensaios com chapa lateral.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1994)

Vigas	Carga teórica (KN)	Carga Real (KN)	Variação Percentual
Sem reforço	26.1	28.0	-6.8 %
Com chapa superior	45.5	47.3	-3.8 %
Com duas chapas	52.6	55.0	-4.4 %

Os valores comparativos das Tabelas 3.2, 3.3, e 3.4 são resultados teóricos e experimentais para duas vigas ensaiadas na UFRGS e uma viga apresentada por JONES *et alli* (1988), apresentados por CAMPAGNOLO *et alli* (1994).

Na Tabela 3.4, estão apresentadas as cargas “potenciais”, ou seja, as cargas de ruptura que as vigas deveriam atingir, caso não ocorresse a separação da chapa de aço e a perda correspondente.

A análise dos dados apontam também para o fato de que a separação da chapa pode comprometer seriamente o desempenho do reforço. Uma vez que considerando-se armadura e chapa, tal separação chega a acarretar uma diminuição que atingiu 26% da capacidade “potencial” da seção, conforme fica constatado na Tabela 3.3.

Pode-se ainda notar que a diminuição da capacidade resistente, devido à separação da chapa, é tanto maior quanto maior for o esforço na mesma, ou seja, quanto menor for a resistência do concreto ou maior for a espessura da chapa de aço.

Na Tabela 3.4 é feita a comparação dos valores obtidos nos ensaios com as estimativas teóricas. Estes valores teóricos foram determinados partindo-se da suposição de que as ancoragens da chapa funcionavam perfeitamente.

Os resultados evidenciam também que a técnica de ancoragem com chapa lateral devolve a eficiência ao reforço, devido ao aparecimento de um esforço extra de ancoragem. Com os parafusos auto-fixantes obteve-se resultado semelhante, porém a fissura de cortante no extremo da chapa foi mais marcante.

O reforço com colagem de chapa acarreta um considerável aumento na resistência e rigidez do elemento reforçado, sem necessidade de grandes alterações nas seções.

Já a eficiência do reforço pode ser reduzida drasticamente pelo fenômeno de ruptura por separação da chapa, que ocorre, principalmente, quando se aumenta a área da seção transversal da chapa.

Tal fenômeno de ruptura por separação da chapa pode ser entendido a partir do estabelecimento da necessidade de um comprimento de ancoragem para transmissão dos esforços da chapa.

Segundo SILVEIRA & SOUZA (1998) a eficiência do reforço depende do carregamento atuante quando da sua execução, podendo o esforço resistido pelo reforço ser muito inferior ao obtido, considerando-se a colagem da chapa efetuada com a viga totalmente descarregada. Para evitar que isso ocorra, há a possibilidade de se fazer um escoramento da viga, o que pode ser inviável em alguns casos, ou de se considerar o carregamento atuante na hora do reforço no cálculo da seção de armadura de reforço. Tal consideração faz com que o problema do dimensionamento da seção de armadura de reforço torne-se um problema não linear, ficando impossível a obtenção de equações fechadas. Além disso, ao considerar tal estado tensional

intermediário, é preciso analisar também a viga no seu estado limite de utilização, sem majorar esforços, ou seja, dimensionando-se no estágio II.

CAMPAGNOLO *et alli* (1998) apresentam o resultado de um programa experimental voltado ao estudo que busca avaliar a colaboração relativa do adesivo na eficácia da fixação da chapa de aço. Na Figura 3.18 observa-se que o reforço, além de incrementar a máxima capacidade portante das vigas, também aumenta, significativamente, a rigidez das mesmas. Da comparação destas curvas, nota-se, ainda, que a viga 3, reforçada com chapa fixada apenas pelos parafusos, apresenta rigidez inferior às demais vigas reforçadas.

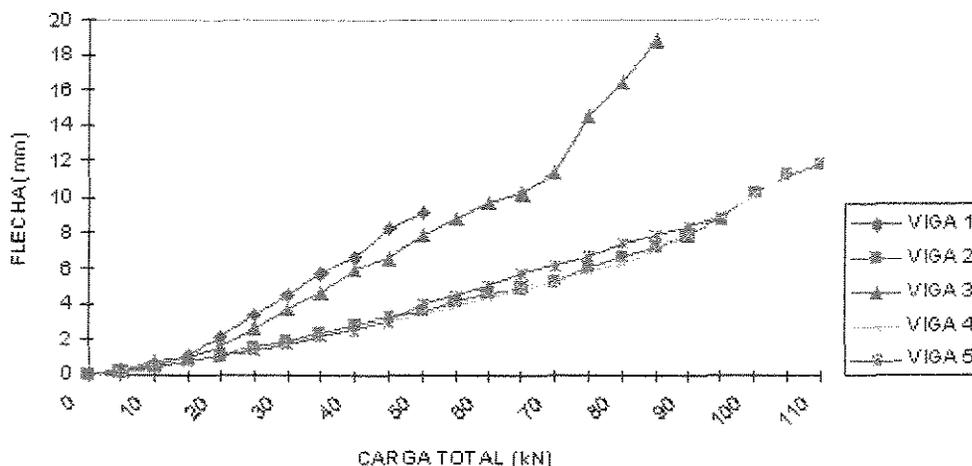


FIGURA 3.18 - Comparação dos valores experimentais para as flechas das vigas.

Fonte: CAMPAGNOLO ET AL (1998)

TABELA 3.5 – Característica das vigas analisadas.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

Viga	Característica
1	Viga testemunho, sem reforço
2	Reforçada com chapa de aço colada com resina epóxi
3	Reforçada com chapa de aço fixada com parafusos auto-fixantes
4	Reforçada com chapa de aço colada com resina epóxi e fixada com parafusos auto-fixantes
5	Reforçada com barras de armadura longitudinal, em camada de argamassa aditivada

Nas Figuras 3.19 a 3.23 é feita a comparação entre valores experimentais e teóricos para as flechas das vigas, cuja coincidência dos resultados é, em geral, muito boa. Observa-se, contudo, que para a viga 3, as flechas experimentais são bem maiores do que as determinadas via programa. Esta diferença decorreu da não validade da hipótese admitida, de aderência perfeita entre chapa e viga. Isto significa que a fixação da chapa apenas por parafusos permite o deslizamento relativo da mesma chapa em relação à viga. Esta constatação fica confirmada na comparação entre valores experimentais e teóricos para as deformações na armadura longitudinal tracionada, seção central, apresentadas nas Figuras 3.24 a 3.28.

CAMPAGNOLO *et alli* (1998) destacam como principal conclusão extraída de seu trabalho sobre a utilização de resina, o fato da mesma ser elemento essencial e necessário na garantia de um bom desempenho do elemento reforçado. A análise evidencia que a fixação da chapa apenas com parafusos não proporciona o mesmo incremento de rigidez para a viga, como aquele alcançado com o uso de adesivos com base de resina epóxi. Outro aspecto que deve ser ressaltado é a importância de uma adequada ancoragem da chapa de reforço. Deve-se garantir, na extremidade da chapa, que os esforços de ancoragem sejam transmitidos ao corpo da viga pela colocação de chapas laterais ou pela colocação de parafusos. Isto porque, a não colocação destes elementos fixadores pode conduzir a uma separação prematura da chapa.

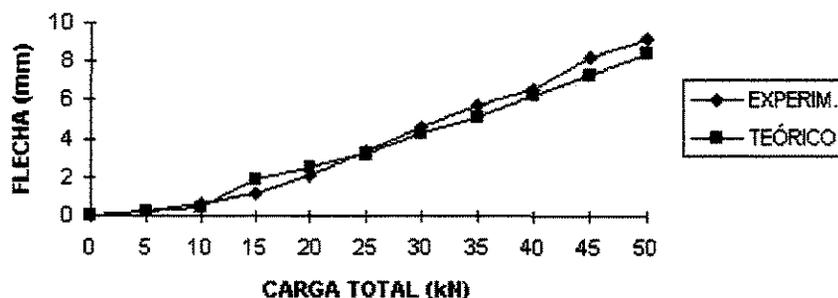


FIGURA 3.19 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 1.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli*(1998)

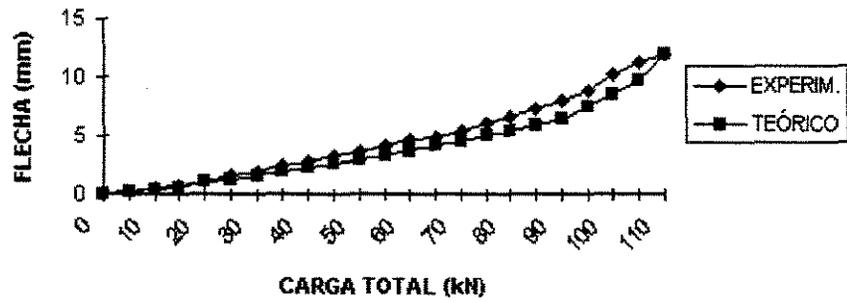


FIGURA 3.20 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 2.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

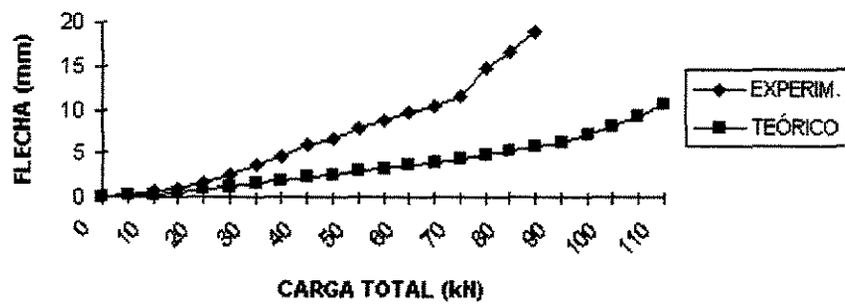


FIGURA 3.21 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 3.

Fonte: CAMPAGNOLO ET AL (1998)

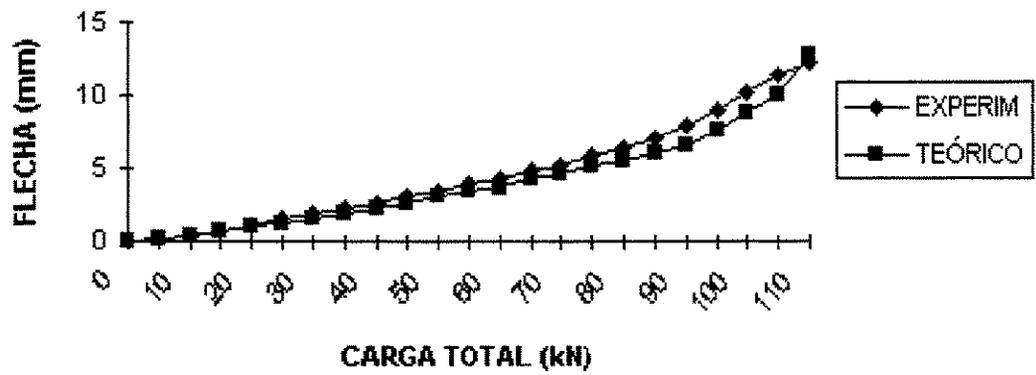
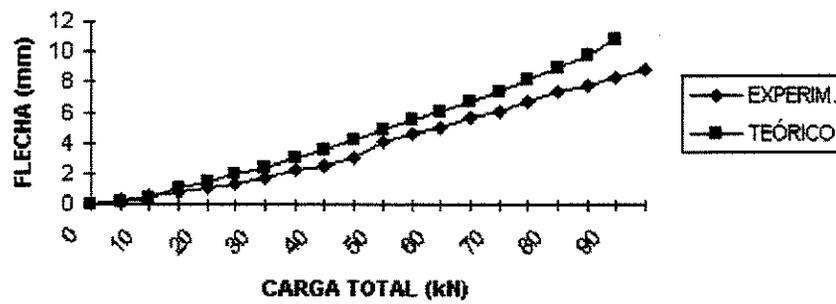


Figura 3.22 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 4.



Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

FIGURA 3.23 - Comparação entre as flechas experimentais e teóricas para a viga 5.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

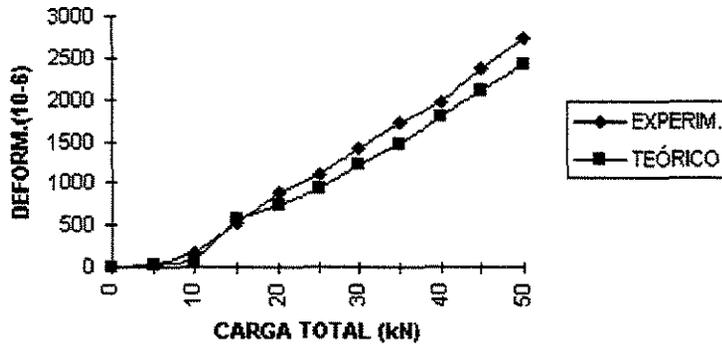


FIGURA 3.24 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 1.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli*(1998)

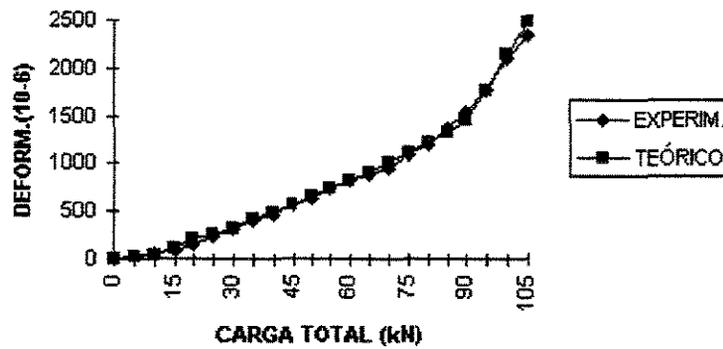


FIGURA 3.25 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 2.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

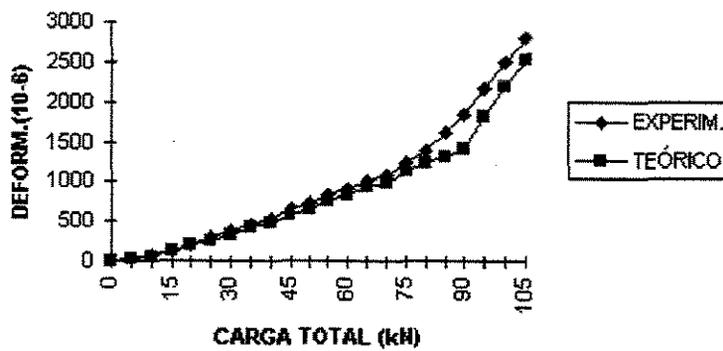


FIGURA 3.26 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 3.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

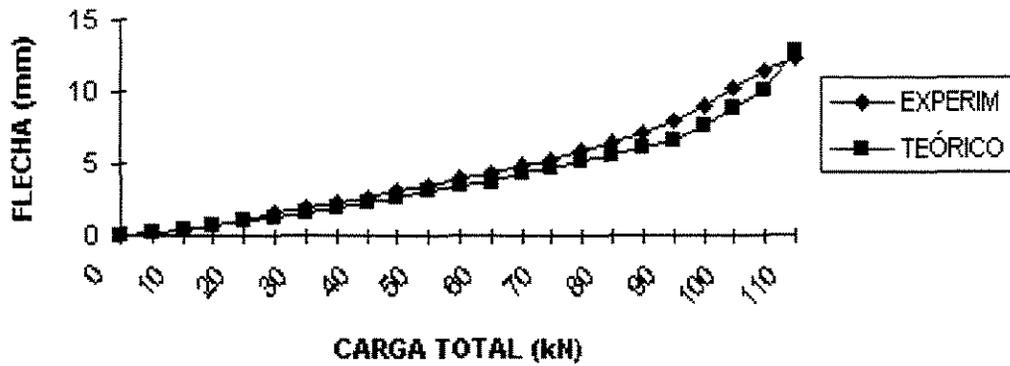


FIGURA 3.27 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 4.
 Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

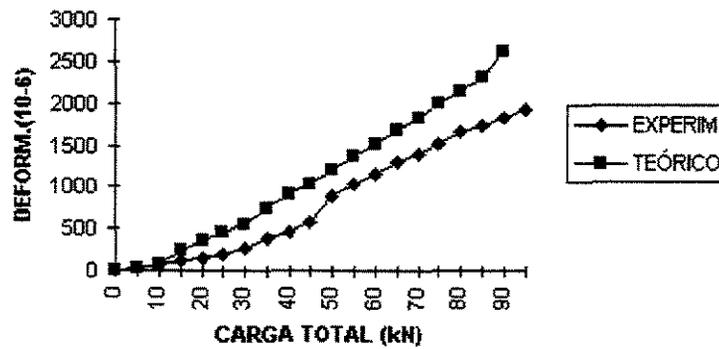


FIGURA 3.28 - Deformações experimentais e teóricas na armadura tracionada para a viga 5.
 Fonte: CAMPAGNOLO ET AL (1998)

TABELA 3.6 – Carga total ultima das vigas em KN.

Fonte: CAMPAGNOLO *et alli* (1998)

Viga	Experimental	Teórico	Diferença
1	53	48.5	-8.5%
2	113	109.7	-2.9%
3	88	110.4	+25.5%
4	114	109.2	-4.2%
5	101	97	-4%

Observando-se o gráfico da Figura 3.29, obtido do trabalho experimental desenvolvido por REIS & HANAI (1998), pode-se analisar a rigidez de cada uma das vigas. As flechas iniciais que determinam o início do carregamento, foram praticamente iguais para todas as vigas, notando-se uma rigidez maior para as peças reforçadas com chapas de aço. Entretanto, para cargas superiores a 150 kN, a evolução das flechas começou a apresentar maiores discrepâncias entre si.

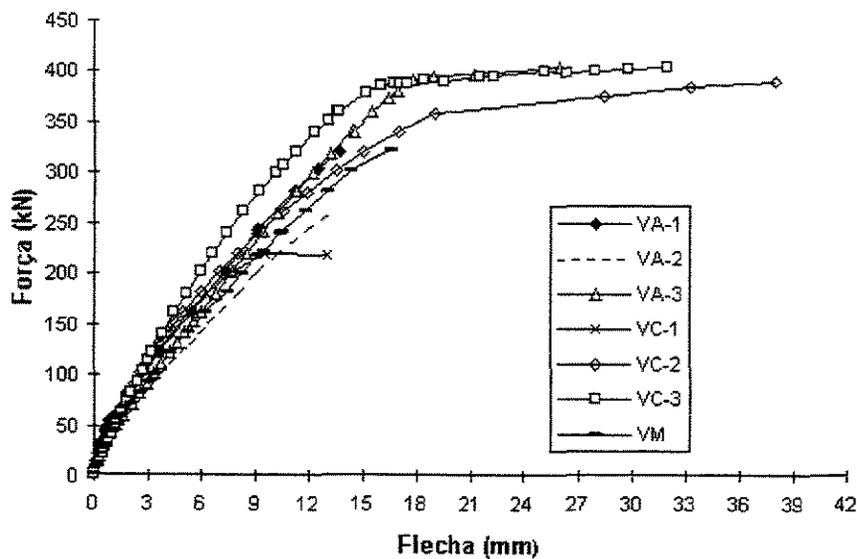


FIGURA 3.29 - Diagramas força-flecha das vigas.

Fonte: REIS & HANAI (1998)

A saber:

VM = Viga monolítica (normalmente armada com 3 ϕ 16mm)

VA-1= Viga reforçada com 3 ϕ 16mm

VA-2= Viga reforçada com 3 ϕ 16mm

VA-3= Viga reforçada com 3 ϕ 16mm

VC-1= Viga reforçada com chapa de aço e = 9.5mm

VC-2= Viga reforçada com chapa de aço e = 9.5mm

VC-3= Viga reforçada com chapa de aço e = 9.5mm

Todas as uniões foram feitas com argamassa de alto desempenho e nas vigas VA-2 e VA-3 ainda foi acrescentado 1% em volume de fibras de aço.

DITTERT *et alli* (1998) mostram em seu trabalho que vigas fracamente armadas, após receberem o reforço, acabam por sofrer um incremento de rigidez conforme pode-se constatar na Figura 3.30.

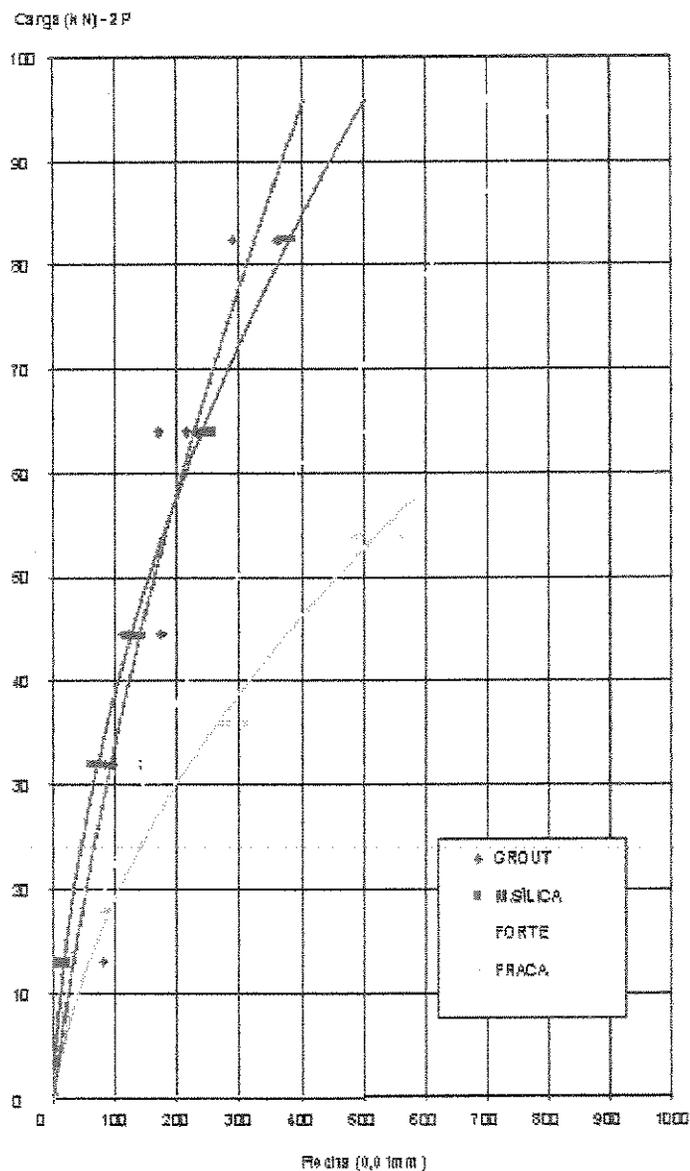


FIGURA 3.30 - Gráfico Carga x Flecha. Fonte: DITTERT *et alli* (1998)

3.10 Durabilidade

Durabilidade, segundo ABREU (1994), é a característica de materiais e obras de permanecer com suas qualidades de desempenho ao longo do tempo, mesmo sujeitos a condições adversas pré estabelecidas. Este desempenho pode ser de resistência mecânica, integridade das dimensões geométricas iniciais, ou não corrosão do aço da armadura.

O comitê 201 do ACI (1991) define durabilidade do concreto de cimento Portland como sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração. Isto significa que, o concreto durável deve conservar sua forma original, qualidade e capacidade de uso quando exposto ao meio ambiente.

Ainda segundo ABREU (1994), o processo de deterioração das estruturas ocorre devido ao ataque direto dos agentes agressores, à contaminação do concreto por agentes estranhos através da porosidade da argamassa do concreto aos defeitos de execução, entre outros fatores. É importante salientar, no entanto, a necessária presença de oxigênio para que o processo se desenvolva.

SILVA (1993), afirma que ao se realizar o estudo de durabilidade do concreto é fundamental que sejam analisados fatores como: o meio ambiente no qual a estrutura estará inserida, a sua permeabilidade e a qualidade da camada de superfície.

Quando se trata de estudar os efeitos físicos que influenciam negativamente a durabilidade do concreto, incluem-se aí o desgaste da superfície, as fissuras causadas pela pressão da cristalização de sais nos poros e a exposição a temperaturas extremas, tais como congelamento ou fogo. Sobre os efeitos químicos deletérios incluem-se a lixiviação da pasta de cimento por soluções ácidas, reações expansivas envolvendo ataque por sulfato, reações álcali-agregados e corrosão das armaduras do concreto. SILVA (1993)

Uma vez que o concreto é submetido ao ataque por agentes agressivos, podem surgir como resultado de tal ação diferentes mecanismos de deterioração. MEHTA & MONTEIRO (1994) propõem uma simplificação dos vários processos químicos de deterioração, dividindo-os em três sub-grupos:

- reações de troca iônica entre um fluido agressivo e componentes da pasta de cimento endurecida, como, por exemplo, remoção de íons Ca^{++} como produtos solúveis ou produtos insolúveis não expansivos, e reações de substituição do Ca^{++} no C-S-H;
- reações envolvendo hidrólise e lixiviação dos componentes da pasta de cimento endurecida, pela ação extrativa ou de lavagem que sofrem certos componentes da pasta de cimento hidratada;
- reação envolvendo formação de produtos expansivos, devido, geralmente, à formação de novos compostos estáveis na massa de cimento endurecido.

Os principais fatores químicos que determinam a taxa de ataque ao concreto são o tipo de agente químico, sua concentração e valor de pH correspondente, e a composição química da pasta de cimento endurecida. Para MEHTA (1994), a porosidade capilar é geralmente o fator físico que governa a taxa de deterioração de concretos expostos a soluções químicas agressivas. Quando a permeabilidade é baixa, a decomposição do concreto é limitada à superfície, conforme apontam KULAKOWSKI *et alli* (1997).

O ataque por ácidos ocorre em ambientes quimicamente agressivos, oferecendo riscos de deterioração das estruturas. Na prática, a pasta de cimento endurecida se encontra em equilíbrio com um fluido que apresente pH entre 12,5 e 13,5 e o ataque ocorre em valores de pH inferiores a 6,0.

Há vários registros de ataque ácido a concretos e argamassas na construção civil devido principalmente às chuvas ácidas. Na indústria de petróleo esse problema é observado em diversas cimentações de poços de petróleo onde foi necessário realizar operações de injeção de ácido para aumentar a produção dos poços. No entanto, estas operações de acidificação promovem o contato entre o ácido e a pasta de cimento endurecida, possibilitando a ocorrência de reação entre os

mesmos. Devido aos indícios de deterioração do cimento, tornou-se necessário realizar um estudo sobre os mecanismos do processo de ataque ácido ao cimento.

3.10.1 Vida Útil

A vida útil é definida como o período de tempo durante o qual as estruturas de concreto mantêm condições satisfatórias de uso, preenchendo as finalidades para as quais foram projetadas, sem a necessidade de manutenção dispendiosa.

É de responsabilidade do proprietário, juntamente com os projetistas, definir a extensão da vida útil desejada. Aos projetistas cabe a função de especificar as medidas necessárias para assegurar a vida útil requerida pelo proprietário, considerando, para isso, as condições ambientais e de exposição da estrutura, em confronto com a sua importância.

BRANDÃO & PINHEIRO (1997) atentam para o fato da vida útil da construção como um todo depender igualmente do comportamento dos elementos estruturais de concreto armado e dos demais componentes incorporados à estrutura, porém, sem função estrutural, tais como drenos, juntas, apoios, instalações etc. Há que se considerar, ainda, que estes elementos não estruturais, em geral, possuem vida útil mais curta que a estrutura propriamente dita e, portanto, providências adequadas para sua manutenção, substituição e reparo devem ser previstas no projeto.

3.10.2 Condições Ambientais

As condições ambientais correspondem às ações físicas e químicas, às quais a estrutura de concreto é exposta e que resultam em efeitos não incluídos entre os efeitos de cargas ou ações

previstas no projeto estrutural. Ressalta-se, ainda, que este fator de deterioração refere-se ao microambiente e não ao macroambiente. Em outras palavras, essas condições estão relacionadas ao ambiente nas proximidades do ponto considerado na superfície externa da estrutura ou do elemento estrutural.

3.10.3 Mecanismos de Deterioração

É possível distinguir-se dois tipos básicos de deterioração: a mecânica e a química. Os mecanismos de deterioração mecânica referem-se à estrutura propriamente dita. São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, deformação lenta (fluência), relaxação e outros. Os processos de deterioração química, por sua vez, referem-se aos materiais componentes da estrutura, podendo estar relacionados ao concreto ou à armadura.

Os mecanismos de deterioração química desencadeiam-se a partir do momento em que substâncias nocivas penetram no interior do concreto, através da superfície dos elementos. Assim, a deterioração é decorrente do transporte simultâneo de calor, umidade e substâncias químicas, tanto na troca com o meio ambiente, como dentro da própria massa de concreto. A presença de água (ou umidade) é o fator mais importante nos mecanismos de transporte, influenciando em vários tipos de deterioração, excluída a deterioração mecânica.

O transporte da água dentro do concreto depende do tipo, das dimensões e da distribuição dos poros. Sendo assim, controlar a natureza e a distribuição desses poros torna-se tarefa essencial para atender aos requisitos de durabilidade das estruturas.

3.10.3.1 Deterioração do Concreto

Em relação ao concreto, são preponderantes os seguintes tipos de mecanismos de deterioração química:

- lixiviação por ação de águas puras, carbônicas agressivas e ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento;
- expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e prejudiciais com a pasta de cimento hidratado;
- expansão por ação das reações entre os álcalis e certos agregados reativos;
- reações deletérias superficiais de certos agregados, decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

3.10.3.2 Deterioração da Armadura

Com relação à armadura, destacam-se como os principais tipos de mecanismos de deterioração química:

- despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros do concreto, reduzindo o pH dessa solução. A despassivação deletéria ocorre somente de maneira significativa em ambientes de umidade relativa, compreendida entre 65% e 98%, ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando o desencadeamento do processo de corrosão;
- despassivação por íon cloro (cloreto), ou seja, por penetração do cloreto através de processos de difusão, impregnação ou absorção capilar de águas contendo teores de cloreto que ao superarem, na solução dos poros do concreto, um certo limite em relação à concentração de hidroxilas, despassivam a superfície do aço e instalam a corrosão.

3.10.4 Fases de Deterioração

De modo geral, quase todos os mecanismos de deterioração desenvolvem-se no tempo segundo um modelo simples de duas etapas de envelhecimento. Uma, denominada Fase de Iniciação e outra, Fase de Propagação.

Durante a Fase de Iniciação, não há sinais visíveis de deterioração, nem perda significativa da resistência dos materiais ou da função da estrutura, porém algumas barreiras de proteção são vencidas pela agressividade do ambiente. Constituem alguns exemplos: a carbonatação, a penetração de cloretos, o acúmulo de sulfatos e a lixiviação de cal. Já na Fase de Propagação, a deterioração evolui ativamente, e em muitos casos de forma bastante rápida, deixando-se perceber, geralmente, pela existência de sinais externos, conforme apontam as pesquisas de BRANDÃO & PINHEIRO (1997).

3.10.5 Ataque por Ácidos

Em ambiente úmido, o CO_2 , o SO_2 e outros gases ácidos presentes na atmosfera atacam o concreto dissolvendo e removendo parte do cimento endurecido, restando, no final, apenas uma massa gelatinosa. Esta forma de ataque ocorre em chaminés e túneis de ferrovias a vapor. O ataque por ácidos também é encontrado em ambientes industriais.

NEVILLE (1982) afirma que, na prática, ocorre o ataque em valores de pH inferiores, a 6,5. Para valores com pH entre 3 e 6, o ataque evolui a uma velocidade aproximadamente proporcional à raiz quadrada do tempo. Isto significa que o fator determinante é a difusão através dos produtos pouco solúveis que permanecem, após a dissolução do Ca(OH)_2 . Deste modo, não é só o pH que influencia na evolução do ataque, mas também a capacidade de transporte de íons. A velocidade de ataque também diminui quando o agregado fica exposto, pois a superfície

vulnerável passa a ser menor, além do agente agressivo ter que contornar as partículas de agregado.

Há na literatura alguns artigos que tratam sobre a dissolução do cimento pelo ácido. No entanto, a maior parte destes estudos não apresenta um procedimento detalhado para tal determinação, inviabilizando a produção do método. A quantificação do ataque ácido ao cimento pode ser realizada de inúmeras formas, tornando-se, portanto, necessária não somente uma uniformização, como também uma análise mais cuidadosa dos parâmetros do método, para que estes não afetem a confiabilidade e a repetibilidade do mesmo.

Existem vários registros de ataque ácido a concretos e argamassas na construção civil, devido, principalmente, às chuvas ácidas. Na indústria de petróleo, esse problema é observado em diversas cimentações de poços de petróleo, onde foi necessário realizar operações de injeção de ácido com o objetivo de aumentar a produção dos poços. No entanto, estas operações de acidificação promovem o contato entre o ácido e a pasta de cimento endurecida, possibilitando a ocorrência de reação entre os mesmos.

A água do mar não é recomendada para utilização no concreto, mas pode ser empregada, quando não houver outra disponível, para os concretos não armados de cimento Portland, desde que tenha seus teores de álcalis limitados a um valor mínimo. Os mesmos critérios devem ser adotados com relação à água utilizada na cura do concreto, já que esta participa do processo de endurecimento, exigindo-se especial atenção quando a temperatura ambiente for muito elevada.

A influência da água na alteração das propriedades do concreto se dá a partir das substâncias nela dissolvidas ou em suspensão (argila, silte). Nestes casos, se a quantidade for elevada, poderá ocorrer o impedimento da cristalização dos produtos da reação do cimento com a água, com a conseqüente perda de coesão do produto.

Quanto às partículas dissolvidas, três cenários serão previsíveis:

- presença de íons que se combinam com o cálcio do cimento, retardando ou mesmo impedindo a pega e o endurecimento do concreto, como no caso das águas magnesianas;
- presença de íons álcalis ou sulfatos, que podem exercer sua ação sobre o cimento ou agregados, levando a reações expansivas;
- presença de íons capazes de promover a corrosão das armaduras, tais como cloretos, sulfetos, amônio e nitratos.

Neste sentido, SOUZA & RIPPER (1998) destacam que tanto a água para mistura, quanto para a cura, precisam atender às limitações em matéria de íons perigosos, devendo ser obrigatoriamente submetida a análises químicas.

Em ambientes ácidos, a pasta de cimento, já com pH 4,5 ou menos, começa a decompor, sendo que a velocidade destes danos deve-se, em grande parte, ao tipo de ácido e a sua capacidade de reação com o cimento Portland hidratado. Ácidos minerais são mais agressivos que os orgânicos, dependendo da concentração ou do pH. Entretanto, alguns ácidos orgânicos, como o láctico, butírico e o acético atacam o concreto promovendo uma pequena, ou quase nula, reação deste, mesmo em concentrações baixas.

3.10.6 A Interface Aço-Concreto e a Corrosão

Além da carbonatação, a penetração de cloretos também é responsável pela despassivação do aço. Em atmosferas marinhas, a velocidade de corrosão chega a ser de 30 a 40 vezes superior àquela que ocorre em ambiente rural. Porém, mesmo com o aço despassivado, a taxa de corrosão irá depender de outros fatores, como oxigênio, umidade e resistividade elétrica do concreto, que estão relacionados à porosidade da massa e à qualidade da interface, conforme as pesquisas de HELENE (1986).

Colocadas essas considerações sobre a corrosão das armaduras, chega-se a conclusão de que a redução do pH, os possíveis efeitos negativos sobre a carbonatação e a ação de íons cloreto tornam-se insignificantes diante do grande decréscimo da porosidade, tanto da matriz como da interface matriz-aço.

Pela análise dos resultados obtidos no programa experimental, realizado por KULAKOWSKI *et al*(1996), cujo objetivo era o de avaliar a influência do tipo de cimento, da relação água/aglomerante, do teor da adição de sílica ativa, e do número de ciclos de agressão pelo ácido fórmico, obtêm-se as seguintes considerações:

- foi possível reduzir, em média, 30% da perda total de massa com adições de 18% de sílica ativa e 22%, com adições de 12%;
- foi possível reduzir, em média, 20% da perda total de massa com a mudança da relação água/aglomerante de 0.81 para 0.37.

Os mesmos autores esclarecem, ainda, que uma das medidas comumente adotada para a proteção do concreto ao ataque químico é a redução da relação água/cimento.

Dentre as mais diversas causas da deterioração de estruturas de concreto, encontra-se a que é própria da estrutura porosa do concreto. METHA (1994) admite que de maneira geral o futuro do concreto não vai ser determinado por tecnologias sofisticadas, aplicáveis a casos específicos, mas pelos esforços de todos em resolver os problemas daqueles que lidam com o dia-a-dia dos concretos convencionais. As construções atuais deixaram de buscar só a resistência, objetivando alcançar, agora, a durabilidade. Sendo assim, a impermeabilidade do concreto deve ser a primeira linha do sistema de defesa contra qualquer processo físico-químico de deterioração.

3.10.7 Presença de Cloretos no Concreto

SOUZA & RIPPER (1998) afirmam que os cloretos podem ser adicionados involuntariamente ao concreto a partir da utilização de aditivos aceleradores de endurecimento, de agregados e águas contaminadas, ou através de tratamentos de limpeza como ácido muriático, como podem também penetrar no concreto através de sua estrutura porosa.

Em qualquer caso, a difusão de íons de cloro é feita, ainda que as vezes só parcialmente, pela água que enche os poros do concreto, e o grau de propagação depende, basicamente, dos mecanismos de transporte.

Será sempre interessante lembrar que ainda existem alguns aditivos aceleradores de pega e endurecimento que tem, em sua composição química, cloreto de cálcio (CaCl_2). Além disso, a presença de Cl^- é limitada, na maioria dos regulamentos, a 0,4% do peso do cimento, tornando-se muito perigosa a utilização de concretos com dosagem de cloretos acima deste nível, em especial por causa da capacidade que os íons Cl^- têm de romper a camada óxida protetora da armadura e corroe-la, sempre que houver umidade e oxigênio.

São diversos os inconvenientes da presença de cloretos em altos teores no concreto, conforme esclarecem, de forma resumida, os dados abaixo:

- em casos de cobrimentos pouco espessos, o cloreto presente pode acelerar o processo de corrosão das armaduras;
- a corrosão de chumbadores, conectores e outras peças metálicas embutidas é agravada;
- os cloretos provocam a corrosão do alumínio e acelera a do aço, quando tais materiais são utilizados conjuntamente com o concreto, como ocorre no uso de conduites e de chumbadores de alumínio embutidos.

3.10.8 Presença de Ácidos e Sais no Concreto

A ação do hidrogênio pode contribuir para a deterioração dos concretos. A origem mais comum para este elemento químico são os ácidos, cujo grau de reação com o concreto é determinado, primordialmente, pela sua concentração e pela solubilidade do sal de cálcio resultante.

Vários são os tipos de ácidos perigosos para o concreto, sejam eles inorgânicos (clorídrico, sulfídrico, nítrico, carbônico, etc.) ou orgânicos, normalmente encontrados na terra (acético, láctico, esteárico, etc.). Em qualquer caso, a ação do íon hidrogênio provoca a formação de produtos solúveis, que ao serem transportados pelo interior do concreto acabam por deteriorá-lo.

Vale ressaltar, ainda, que a ação dos sais no interior do concreto, como os magnesianos e amoniacais, por exemplo, é muito semelhante à dos ácidos.

3.10.9 Presença de Anidrido Carbônico

A ação do anidrido carbônico (CO₂) presente na atmosfera manifesta-se pelo transporte do mesmo para dentro dos poros do concreto, levando a sua subsequente reação com hidróxido de cálcio (existente na água do concreto), formando o carbonato de cálcio, o que implica na carbonatação do concreto, ou seja, a redução do pH para valores inferiores a 9.



3.10.10 Presença da Água Contaminada

Segundo CÁNOVAS (1988), as ações químicas da água sobre as estruturas de concreto podem ser agrupadas da seguinte forma:

- carbonatação, com dissolução e precipitação de carbonato de cálcio;
- ação dos sais de amônia sobre a cal livre;
- ação dos cloretos e sulfatos de magnésio sobre a cal hidratada.

TABELA 3.7 – Classificação da agressividade do meio de acordo com os conteúdos indicados DIN 4030.

Fonte: Cánovas (1988), p.578.

Agressividade	PH	NH_4^+ (mg/l)	Mg^{++} (mg/l)	SO_4^- (mg/l)
Fraca	6.5 – 5.5	15 – 30	100 – 300	200 – 600 (água) 2000 – 5000 (solo)
Forte	5.5 – 4.5	30 – 60	300 – 1500	600 – 3000
Muito forte	4.5	60	1500	5000

O transporte da água pela estrutura porosa do concreto implica na dissolução do hidróxido de cálcio, com o conseqüente abaixamento do pH do concreto, fazendo precipitar gel de sílica (casos em que o pH pode ser reduzido a 10.5) ou alumina ($\text{pH} < 7$), levando à desagregação do concreto.

SOUZA & RIPPER (1998) apontam a poluição nos grandes centros urbanos como a responsável pelo apodrecimento e descoloração do concreto. As substâncias poluidoras transportadas pelo ar são, em sua grande maioria, provenientes de gases e fuligens liberados pelos escapamentos dos veículos automotores e dos gases ácidos advindos das chaminés de algumas indústrias. Já o dióxido de enxofre, SO_2 , e o trióxido de enxofre, SO_3 , em forma de fuligem, são provenientes da queima de óleo combustíveis, gases residuais e hidrocarburetos. Quando chove, a água precipitada forma, junto com a fuligem existente no ar, a chamada chuva ácida (H_2SO_3 e

H₂SO₄), fortemente agressiva para o concreto, o que, após um certo período de tempo, acaba por atingir também o aço.

Os efeitos das águas do mar, bem como as de solos dependem dos íons agressivos que as compõem, do seu conteúdo e da temperatura.

As reações com ácidos e sais são ocasionadas pelo contato da estrutura de concreto com a água do mar ou com as águas contaminadas por dejetos industriais. No caso da água marinha, os movimentos e os choques das ondas, bem como os ciclos de molhagem e secagem, devido ao fenômeno das marés, tendem a provocar danos consideráveis às estruturas de concreto, já que contêm cloretos e sulfatos de sódio e magnésio, altamente reativos.

No que diz respeito às águas oriundas de dejetos industriais, ou por eles contaminadas, mesmo quando se trata de cursos d'água de maior porte, estas podem provocar severos danos às estruturas de concreto, principalmente se contiverem ácidos em sua composição.

Em soluções concentradas, os cloretos de amônio, de magnésio e de cálcio agredem fortemente o concreto e as armaduras. Já o ácido sulfúrico destrói o cimento, mesmo quando se apresenta em concentrações fracas.

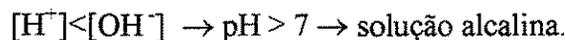
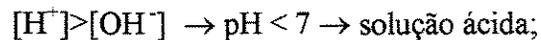
3.10.11 Corrosão das Armaduras

GENTIL (1987) destaca que, de maneira geral, a corrosão poderá ser entendida como a deterioração de um material por ação química ou eletroquímica do meio ambiente, aliada ou não a esforços mecânicos.

No caso das barras de aço imersas no meio do concreto, a deterioração, conforme a definição apontada acima, é caracterizada pela destruição da película passivante existente ao redor de toda a superfície exterior das barras. Esta película é formada como resultado do impedimento da dissolução do ferro pela elevada alcalinidade da solução aquosa que existe no concreto.

Uma solução aquosa pode ser, como se sabe, ácida, básica ou neutra em função do seu pH, definido como sendo o cologaritmo decimal da concentração de íons hidrogênio $[H^+]$.

No que se refere à água quimicamente neutra, esta caracteriza-se pelo fato de ter em sua composição a mesma quantidade de íons $[H^+]$ e de íons hidroxílicos $[OH^-]$, o que acontece a $22^{\circ}C$, valendo 10^{-7} . Sendo considerado assim, para este caso, $[H^+] = 10^{-7}$ na equação $pH = -\log[H^+]$, virá que o pH de uma solução aquosa neutra é 7. Portanto, tem-se :



O pH do meio aquoso existente no interior do concreto é bastante alcalino (entre 12.6 e 14), como resultado da própria reação entre a água e os sais minerais que compõem o cimento. Sempre que o nível de alcalinidade for superior a 9, estará garantida a criação da já referida película passivamente, devido ao contato da ferrugem superficial das barras e a água.

SOUZA & RIPPER (1998) afirmam que em qualquer caso o processo de corrosão do aço é eletroquímico, ou seja, ocorre a partir da geração de um potencial elétrico que pressupõe a presença de um eletrólito (no caso, a solução aquosa existente no concreto) em contato com um condutor metálico, a própria barra de aço. A passagem de átomos de ferro à superfície aquosa, transformando-se em cátions ferro (Fe^{++}), com o conseqüente abandono da barra de aço à carga negativa, instalam a diferença de potencial.

Desta forma, cria-se um efeito de corrosão eletroquímica, iniciado pela geração de uma corrente elétrica dirigida do ânodo para o cátodo, através da água, e do cátodo para o ânodo, através da diferença de potencial. No caso do concreto armado, as regiões de menor concentração de O_2 são as anódicas. Da combinação do cátion Fe^{++} com os ânions (OH) resulta o hidróxido ferroso, de cor amarelada, depositado no ânodo, enquanto que no cátodo deposita-se o hidróxido férrico, de cor avermelhada. Estes dois produtos constituem a ferrugem, evidência mais clara da corrosão do aço.

Ao oxidar-se o ferro vai criando o óxido de ferro hidratado ($Fe_2O_3 \cdot nH_2O$) e a expansão volumétrica das barras de aço, quando sob corrosão, pode significar aumento correspondente a dez vezes o seu volume original SOUZA & RIPPER (1998).

Os mesmos pesquisadores esclarecem, ainda, que em decorrência da forma como se dá o próprio processo de corrosão, esta última não acontecerá em concretos secos nem em saturados, pois no primeiro caso falta o eletrólito e no segundo o oxigênio. Por outro lado, as estruturas mais sujeitas à corrosão são as expostas aos ciclos de molhagem e secagem, em particular se esta água for dotada de grande concentração de cloretos.

3.10.12 Ações Imprevisíveis

As ações mecânicas ou físicas, a que uma estrutura pode estar submetida e cuja ocorrência é imprevisível, ou de previsão muito difícil, quer em termos de época de ocorrência, quer em termos de intensidade, resultam, de maneira geral, em solicitações bruscas, tais como os provocados por incêndios, sismos, inundações e os esforços devidos ao vento.

Em um grande número de países, as maiores preocupações neste aspecto são relativas aos sismos. Já no Brasil, os arquivos indicam que os acidentes mais graves e comuns são aqueles causados pela ação do vento e pelos incêndios SOUZA & RIPPER (1998).

SOUZA & RIPPER (1998), analisam um pouco mais o problema dos incêndios. Embora a ação do fogo não se propague facilmente para o interior da massa de concreto, quando a estrutura é submetida a altas temperaturas, por um certo período de tempo, há uma perda significativa de resistência do concreto. Durante o incêndio, a estrutura, além de outros elementos da construção, absorvem calor, absorção esta que se traduz em expansão térmica. Ocorre, então, uma expansão diferenciada entre a massa de concreto e o aço, prejudicando a aderência e originando tensões internas que levam o concreto a desagregar, expondo as armaduras diretamente à ação do fogo. O conjunto armaduras-concreto fica enfraquecido devido à dilatação da estrutura, em consequência da elevação da temperatura, e à sua retração causada pelo processo de resfriamento, feito muitas vezes de forma brusca. Deste modo, como o coeficiente de dilatação térmica do aço é muito maior que o do concreto, ocorre o deslocamento entre os dois materiais, como consequência o descolamento resultando na destruição da aderência.

Neste sentido, é possível estabelecer como fatores que influenciam a intensidade e a extensão dos incêndios e, em consequência, os seus efeitos sobre as estruturas:

- a quantidade, qualidade e natureza dos materiais combustíveis existentes na edificação, sejam eles estruturais ou não;
- a aeração, que quanto maior for, mais rápido se dará a propagação do incêndio;
- as cinzas resultantes do incêndio, que podem proteger alguns materiais sobre os quais elas se depositam, diminuindo os efeitos do calor;
- a água utilizada para apagar o fogo, que, em fortes jatos, pode resfriar bruscamente os elementos estruturais, provocando retrações súbitas e podendo vir a danificar ainda mais a estrutura.

Os incêndios constituem-se, ainda, a partir da ocorrência de um ciclo que pode ser considerado típico, que de acordo com SOUZA & RIPPER (1998) é constituído das seguintes fases:

- inicial, que é aquela na qual ocorre uma variação gradual da temperatura;
- intermediária, também denominada de fase de combustão viva, ou de inflamação generalizada (“*flash-over*”), que é a fase na qual o fogo arde em toda plenitude;
- final, que é a fase na qual se dá a diminuição ou a extinção do incêndio.

Ainda, conforme os mesmos autores, quando ocorre um incêndio em uma edificação, o instante mais crítico para a estrutura se dá entre a primeira e a segunda fase, que é o momento em que a temperatura se eleva de forma brusca, atingindo valores entre 1250^oC e 1300^oC.

Segundo HADDAD (1992), a análise do comportamento de uma edificação quando submetida à ação do fogo é feita através da reação e da resistência dos elementos da construção ao fogo.

Já a resistência ao fogo, conforme aponta ROSSO (1978), representa a capacidade de um componente em manter inalterado, durante certo tempo, o desempenho das funções para as quais foi projetado e às quais está condicionada a segurança das pessoas e dos bens. Três são os requisitos de desempenho que se convencionou adotar para definir a resistência ao fogo de um componente: a resistência mecânica, a estanqueidade às chamas e aos gases, e o isolamento térmico.

Ainda segundo HADDAD (1992), um incêndio, como fenômeno de combustão, é determinado pela quantidade de combustível e de comburente presentes no meio ambiente. A duração do incêndio estabelecer-se-á , portanto, em função da relação entre os dois:

- se houver comburente em menor quantidade que o necessário para a combustão completa do combustível, a combustão será lenta;
- se houver comburente em quantidade igual à necessária para a combustão completa do combustível, a combustão será rápida, embora qualquer quantidade adicional não vá aumentar a velocidade de combustão.

De acordo com KAWAGOE (*apud* CÁNOVAS,1988), a correlação entre o potencial calorífico, a ventilação e o tempo de duração dos incêndios é:

$$T = \frac{w_0 \cdot S_p}{5.5 \cdot S_h \sqrt{h}}$$

onde:

T = tempo para se alcançar a temperatura máxima

w₀ = potencial calorífico

S_p = superfície do piso (m²)

S_h = superfície de aberturas para ventilação (m²)

h = altura média, relativamente ao piso, das aberturas (m)

Retomando SOUZA & RIPPER (1998), uma vez que o concreto é um material composto, seus diversos componentes são afetados pelo fogo de acordo com seus coeficientes de dilatação térmica e com suas características mineralógicas. Durante um incêndio, o concreto muda de cor em função direta da temperatura a que estiver submetido, atingindo também a sua resistência que decresce com o aumento da mesma. Além disto, as barras de aço das armaduras são muito sensíveis à ação do fogo, devido ao alto coeficiente de dilatação térmica do aço, porém, o grau em que elas serão afetadas dependerá do cobrimento em concreto existente.

Os movimentos que ocorrem na interface entre materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, mas submetidos à mesma variação de temperatura, com a conseqüente geração de diferentes deformações, é um fenômeno típico de estruturas mistas.

A ação do calor sobre o concreto pode apresentar-se sob duas circunstâncias diferentes:

- o calor natural, conseqüência do verão ou tempo quente

- o calor artificial, atuando acidentalmente no caso de incêndio, ou permanentemente, quando o concreto deverá ficar em contato com fornos, chaminés, etc.

Segundo CÁNOVAS (1988), a ação do calor sobre o concreto endurecido é muito menos prejudicial que aquela exercida sobre o concreto durante sua pega ou princípio de endurecimento.

As ações de temperatura ao longo do dia têm realmente pouca importância sobre um concreto, graças à grande inércia térmica que ele possui, fazendo com que, nos casos de peças de concreto com um volume grande, sua massa interna nem tomar conhecimento das variações de temperatura.

O coeficiente de dilatação térmica do concreto é de 1.10^{-5} , ou seja, a variação dimensional por efeito térmico de uma peça ou elemento estrutural será de 10 micras por metro °C, embora esse valor possa ser alterado devido à umidade combinada com a temperatura e, no caso de baixas temperaturas, devido à retração produzida pelas geadas.

A retração térmica ϵ_{cs} será, portanto:

$$\epsilon_{cs} = \frac{L_t - L_0}{L_0} = \alpha \cdot L_0 (\theta_1 - \theta_0)$$

Onde:

α = coeficiente de dilatação térmica do concreto igual à 1.10^{-5}

L_t = comprimento da peça à temperatura T_1

L_0 = comprimento da peça à temperatura T_0

θ_0 = temperatura inicial

θ_1 = temperatura a um instante t qualquer

A ação patológica que pode ser ocasionada pelo efeito térmico descrito acima, se apresentaria, portanto, na forma de uma ou várias fissuras que romperiam a continuidade de um elemento estrutural.

Os aquecimentos que acontecem de um só lado de um elemento podem ser perigosos, do ponto de vista da fissuração, especialmente se a face afetada está trabalhando sob tração e a diferença de temperatura entre as duas faces do elemento ultrapassar os 35⁰C. Nos demais casos, o comportamento do concreto normal para estruturas pode ser considerado excelente até temperaturas de 150⁰C. Se as temperaturas forem superiores, podem afetar notavelmente as características do concreto.

3.10.12.1 Resistência ao Fogo

A capacidade de um elemento estrutural ou material de permanecer, durante um tempo determinado, sob a ação do incêndio, exercendo as funções pelas quais foi projetado, nos permite avaliar a sua resistência ao fogo.

Este tipo de resistência seja a de um material ou elemento, costuma ser mensurada, convencionalmente, seguindo-se o método normatizado ISO R-834. A ação do fogo produz-se a partir de um programa teórico padrão, no qual a elevação da temperatura se faz de acordo com a seguinte equação:

$$\theta - \theta_i = 345 \log(8t + 1)$$

onde:

θ = é a temperatura em um tempo t em minutos

θ_i = é a temperatura inicial

t = é o tempo em minutos

3.10.12.2 Efeitos do Fogo Sobre as Estruturas de Concreto Armado

Durante os incêndios, as estruturas de concreto armado e os elementos que as compõem absorvem calor de tal maneira que se produzem transformações das mais diversas que, em geral, são indesejáveis pelos seus efeitos negativos. Estas altas temperaturas podem afetar a resistência da estrutura de concreto de uma forma notável.

3.10.12.2.1 Ação do Fogo Sobre o Concreto

Quando um elemento de concreto é submetido a ação do fogo, seus componentes sofrem modificações importantes. A água livre ou capilar incluída no concreto começa a evaporar-se a partir dos 100°C, retardando, desta forma, o aquecimento do mesmo. Entre os 200 e 300°C, a perda de água capilar é completa, sem que se apresente, ainda, alteração na estrutura do cimento hidratado e sem que as resistências diminuam de uma forma considerável. Entretanto, o módulo de deformação sofre bastante nestas temperaturas. De 300 a 400°C, produz-se a perda de água de gel do cimento, ocorrendo uma sensível diminuição das resistências e aparecendo as primeiras fissuras superficiais no concreto. Aos 400°C, uma parte do hidróxido de cálcio, procedente da hidratação dos silicatos, se transforma em cal viva. Até os 600°C, os agregados, que não têm todos o mesmo coeficiente de dilatação térmica, se expandem fortemente e com diferente intensidade, dando lugar a tensões internas que começam a desagregar o concreto. CÁNOVAS (1988). A partir de 600°C, a pasta de cimento perde a água combinada e começa a desintegrar.

Comprovou-se também, que concreto de boa granulometria e grande proporção agregado/cimento comportam-se muito melhor frente ao fogo que os pobres em agregados e com deficientes curvas granulométricas. CÁNOVAS (1988)

O concreto, no processo de elevação de temperatura, vai sofrendo uma série de mudanças de coloração, especialmente se os agregados são silícios, o que pode nos servir de índice das perdas de resistência. Com temperaturas de 300 a 600°C, por exemplo, a cor muda de rosa para vermelho, baixando a resistência à compressão até valores de 50% de seu valor original; o módulo de deformação pode decrescer até chegar a 20% e a resistência à tração alcança um valor praticamente desprezível. Entre 1000 e 1200°C, o concreto sofre a sinterização, sua cor se torna amarelo claro e suas resistências são totalmente anuladas, restando apenas um material calcinado e mole. Conforme mostra a Figura 3.31 e a Tabela 3.8.

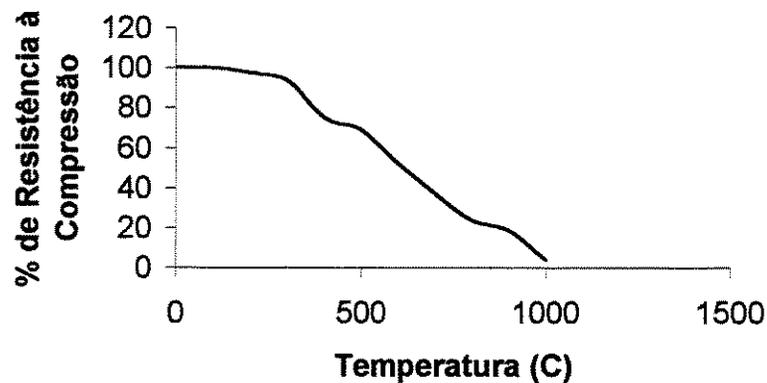


FIGURA 3.31 - Influência da temperatura sobre a resistência à compressão do concreto.

Fonte: Cánovas (1988), p. 181.

Se a temperatura do concreto não ultrapassa os 500°C, este pode sofrer uma reidratação posterior, procedimento capaz de recuperar até 90% de sua resistência inicial após um ano. CÁNOVAS (1988)

TABELA 3.8 - Influencia da temperatura sobre a coloração, resistência e modulo de deformação do concreto.

Fonte: Cánovas (1988), p. 182.

Temperatura (°C)	Cor do concreto	Resistência residual em % da resistência inicial	Módulo de deformação residual em % do módulo de deformação inicial
20	Cinza	100	100
200	Cinza	95	70
300	Rosa	95	50
400	Rosa	88	38
500	Rosa	75	25
600	Vermelho	55	20
900	Cinza avermelhado	10	0
1000	Amarelo alaranjado	0	0

Há diferentes opiniões que avaliam se a presença de umidade no concreto favorece ou não o seu comportamento frente a incêndios. De forma geral, pode-se estimar que um aumento de 1% na umidade, eleva a resistência ao fogo em 4 a 5%, ainda que se tenha observado que, se esta umidade for excessiva, alcançando 5% em volume, e a porosidade do concreto for escassa, a rápida evaporação pode causar grandes tensões na peça de concreto.

Muitas vezes, durante um incêndio, o material comburente, como o PVC ou derivados do mesmo, por exemplo, podem produzir vapores de ácido clorídrico que reagem com a pasta de cimento endurecida do concreto dando origem à formação de Cloreto de Cálcio. A formação de ions cloro na superfície, até uns 10.00mm, costuma ser baixa, contudo, concentrações elevadas podem constituir um risco para a armadura de aço.

3.10.12.2.2 Ação do Fogo Sobre o Aço

Uma vez que as propriedades mecânicas dos aços diminuem com o aumento da temperatura, este efeito deve ser considerado nas estruturas submetidas à ação do fogo, nas quais o aço intervém como material resistente. Na Figura 3.32 indica-se a variação da resistência mecânica de um aço suave ensaiado a diferentes temperaturas, assim como as do mesmo aço, submetido às mesmas temperaturas, mas ensaiado depois de esfriado até a temperatura ambiente.

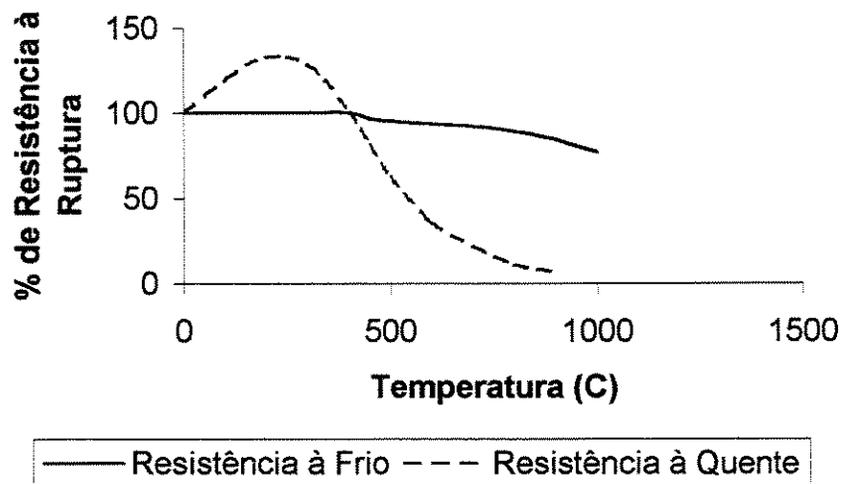


FIGURA 3.32 - Influência da temperatura sobre a resistência à ruptura do aço.

Fonte: Cánovas (1988), p. 187.

Estas mudanças são motivadas pela alteração estrutural sofrida pelo aço, numa temperatura acima de 400°C, favorecendo, assim, o aumento de tamanho dos grãos e a conseqüente diminuição da tensão de ruptura e aumento dos alongamentos. Acima de 723°C, as transformações são mais energéticas, ao passarem a ferrita e o fonólito à austenita.

É importante considerar que estes aços doces ou laminados recuperam, praticamente, suas propriedades primitivas quando esfriam.

Os aços encruados a frio, caracterizados por seu limite elástico convencional por deformação remanescente de 0.2%, quando sujeitos à ação das altas temperaturas provocadas por um incêndio, transformam-se nos aços iniciais e com as mesmas propriedades destes, devido ao retorno que neles produz a ação do fogo. Sua estrutura volta, portanto, às condições originais, anteriores ao encruamento, tornando, por outro lado, as alterações que experimentam, irreversíveis.

No concreto armado, o efeito da variação de temperatura sobre os componentes do concreto e do aço não costuma ocasionar a aparição de tensões quando as temperaturas são normais, pois o coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais é muito similar: $1.2 \cdot 10^{-5} \text{m/m } ^\circ\text{C}$ para o aço e $1.0 \cdot 10^{-5} \text{m/m } ^\circ\text{C}$ para o concreto. No entanto, quando as temperaturas são elevadas, ambos os coeficientes se separam, fazendo com que o coeficiente de dilatação térmica do aço supere em 30 vezes o do concreto, produzindo tensões importantes.

O aço, ao ficar exposto diretamente ao calor, se dilata, diminui seu limite elástico e sua tensão de ruptura, sua temperatura se aproxima da fase crítica e chega ao colapso próximo dos $500 \text{ } ^\circ\text{C}$, dependendo de seu tipo.

Conforme afirma PIGNATTA (1997), a estrutura projetada à temperatura ambiente deve ser verificada considerando-se a ação térmica, que é a ação sobre a estrutura descrita por meio do fluxo de calor, por radiação e convecção, que surge devido à diferença de temperatura entre os gases do ambiente em chamas e os próprios componentes da estrutura. A exposição dos materiais à ação térmica (altas temperaturas) faz degenerar as suas características físicas e químicas causando redução de resistência e rigidez.

Neste sentido, são apresentados nas figuras 3.33 a 3.36, a seguir, diagramas tensão-deformação dos aços estruturais e do concreto, em função da temperatura e curvas que indicam a redução do limite de escoamento e do módulo de deformação longitudinal (módulo de elasticidade) devido ao aumento da temperatura.

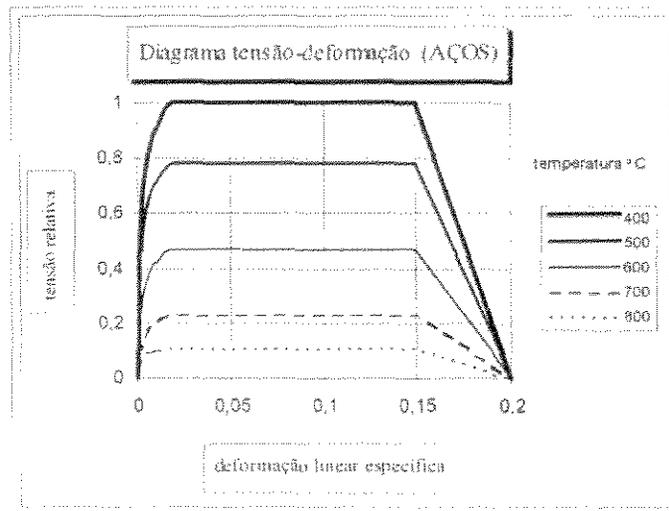


FIGURA 3.33 - Diagrama tensão-deformação de aços estruturais para diferentes temperaturas.
 Fonte: PIGNATTA (1997) Revista Construção Metálica p.29.

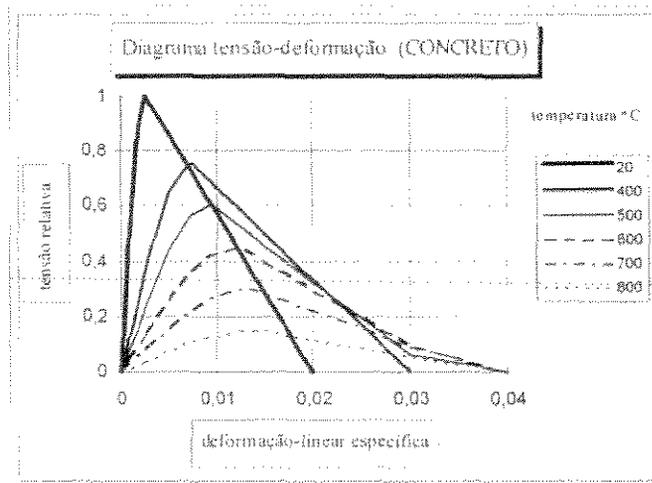


FIGURA 3.34 - Diagrama tensão-deformação de concretos para diferentes temperaturas.
 Fonte: PIGNATTA (1997) Revista Construção Metálica p.29

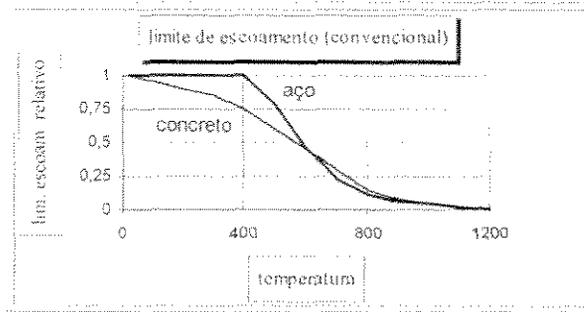


FIGURA 3.35 - Curvas de limite de escoamento de aços estruturais e do concreto em função da temperatura.

Fonte: PIGNATTA (1997) Revista Construção Metálica p.29

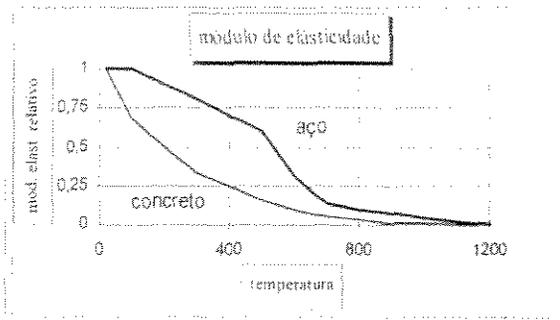


FIGURA 3.36 - Curvas de módulo de elasticidade de aços estruturais e do concreto em função da temperatura.

Fonte: PIGNATTA (1997) Revista Construção Metálica p.29

Ainda conforme PIGNATTA (1997), a partir dos valores de cálculo das ações permanentes e variáveis, incluindo a térmica, e da resistência, considerando-se a redução devido à alta temperatura, calcula-se a temperatura para a qual cada peça estrutural atinge o colapso. Conhecendo o valor desta “temperatura crítica” e a curva temperatura-tempo do incêndio, determina-se, por meio de expressões clássicas da termodinâmica, como a de transferência de calor, a espessura do material isolante térmico.

4 METODOLOGIA

4.1 Planejamento Experimental

Os ensaios foram planejados visando atender ao maior número de variáveis possíveis, dentro das possibilidades do laboratório, do tempo disponível e dos materiais. A escolha destes últimos, a dosagem e os métodos de ensaio são descritos de maneira a possibilitar o entendimento e reprodução dos mesmos.

4.1.1 Materiais

4.1.1.1 Cimento

O cimento utilizado foi o Cimento Portland Composto CPIIE 40 de fabricação nacional.

Suas características físicas e mecânicas assim como sua resistência à compressão, foram determinadas pelo laboratório da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) e são apresentadas a seguir:

Ensaio Físicos e Mecânicos

Ensaio	NBR n°	Resultados	Limites da NBR 11578/91
Finura –Resíduo na peneira de 75 µm (%)	11579/91	0.1	≤ 10.0 %
Massa Específica (g/cm ³) **	NM 23/98	3.11	-----
Área Específica (m ² /g) **	NM 76/98	4650 *	≥ 280 m ² /kg
Água da Pasta de consistência Normal (%)	11580/91	30.8	-----
Início de Pega (h:min)	11581/91	3:50	≥ 1 h
Fim de Pega (h:m)	11581/91	5:20	≤ 10 h
Expansibilidade de Le Chatelier – afrio (mm)	11582/91	-	≤ 5 mm
Expansibilidade de Le Chatelier – a quente (mm)	11582/91	0.0	≤ 5 mm

Observações: Superfície específica (Blaine): * 465 m²/kg, ** Ensaio realizado à temperatura de (23 ± 2)°C.

FIGURA 4.1. Características do Cimento determinadas através dos ensaios físicos e mecânicos pela ABCP em 13 de janeiro de 1999 da amostra n° 46139 coletada em 9 de 1998,

Resistência à Compressão (MPa)- NBR 7215/96

Idade (dias)	Corpo de prova n°				Média	Desvio Relativo Máximo (%)	Limites da NBR 11578/91
	1	2	3	4			
1	-	-	-	-	-	-	
3	31.2	31.5	31.5	31.5	31.4	0.6	≥ 15 MPa
7	39.7	39.8	39.1	38.2	39.2	2.6	≥ 25 MPa
28	46.9	49.1	48.9	48.8	48.4	3.1	≥ 40 MPa

FIGURA 4.2 Resistência à Compressão do Cimento CPIIE 40, determinada através de ensaio pela ABCP em 13 de janeiro de 1999 da amostra n° 46139 coletada em 9 de 1998,

4.1.1.2 Agregados

4.1.1.2.1 Agregado Graúdo

Foi utilizado o agregado de basalto e quartzo, disponível no laboratório cuja análise granulométrica foi determinada conforme a NBR 9937/87, NBR7217/87, NBR7251/82, e pode ser verificada na Tabela 4.1. Suas características estão descritas na Figura 4.3.

TABELA 4.1 Análise Granulométrica de Agregados

Análise Granulométrica de Agregados

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
38			
*32			
*25	0	0	0
19	0	0	0
*12.5	4400	49	49 *
9.5	1600	18	67
*6.3	2200	24	91 *
4.8	462.6	5	96
2.4	0	0	96
1.2	0	0	96
0.6	0	0	96
0.3	0	0	96
0.15	0	0	96
Fundo	375.7	4	100 *
Totais	9038.3	100	643

Dimensão Máxima Característica	19 mm
Módulo de Finura	6.43
Massa Específica	3.04 kg/dm ³
Massa Unitária (estado solto)	1.57 kg/dm ³

FIGURA 4.3 Análise do Agregado Graúdo

4.1.1.2.2 Agregado Miúdo

O agregado utilizado estava disponível no laboratório e sua análise granulométrica foi determinada conforme a NBR 9776/87, NBR7217/87, NBR7251/82, e pode ser verificada na Tabela 4.2. Suas características estão descritas na Figura 4.4.

TABELA 4.2 Análise Granulométrica de Agregados

Análise Granulométrica de Agregados

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
38			
*32			
*25			
19			
*12.5			
9.5	0	0	0
*6.3	41.9	4	4
4.8	37.7	3	7
2.4	153.9	13	20
1.2	244.8	20	40
0.6	333.2	28	68
0.3	212.2	18	86
0.15	114.2	9	95
Fundo	71.2	5	100
Totais	1208.8	100	316

Dimensão Máxima Característica	6.3 mm
Módulo de Finura	3.16
Massa Específica	2.645 kg/dm ³
Massa Unitária (estado solto)	1.50 kg/dm ³

FIGURA 4.4 Análise do Agregado Miúdo

4.1.1.3 Superplastificante

O superplastificante utilizado foi de fabricação nacional. Líquido de cor castanho de densidade 1,21, tem pega normal e alto desempenho. Foi escolhido por ter pega normal, sem apresentar efeito retardador.

4.1.1.4 Adesivo à base de Resina Epóxi

Trata-se de um adesivo estrutural, fluido, bicomponente, à base de resina epóxi, de coloração cinza claro e densidade 1,67 (a + b). Cujas características (fornecidas pelo fabricante) são apresentadas abaixo.

- Vida útil da mistura a 20°C (Pot-life): 35 minutos
- Cura inicial: 5 horas
- Cura final: 7 dias
- Consumo: 1.6 Kg/m²/mm de espessura
- Condições de aplicação: +10°C a +30°C
- Condições de utilização: -30°C a +80°C
- Resistência à compressão: 60MPa após 24h a 25°C
- Resistência à tração na flexão: 30MPa após 24h a 25°C

4.1.1.5 Aço Aclimável (Patinável)

Foram utilizadas chapas de aço aclimável de 2.00 mm de espessura, usinadas para confirmação de suas propriedades mecânicas, tais como: tensões de escoamento e ruptura, conforme prescreve a NBR 6152/92, Materiais metálicos - determinação das propriedades mecânicas à tração.

A composição química e propriedades mecânicas são apresentadas nas Tabelas 4.3 e 4.4, a seguir.

TABELA 4.3 – Composição química dos aços em % de peso. Fonte: CSN.

Aço	C _{máx}	Mn _{máx}	P _{máx}	S _{máx}	Si _{máx}	Al _{máx}	Cu	Cr	Nb _{máx}
COR-420	0,17	1,00	0,025	0,025	0,35	0,070	0,20- 0,50	0,55 - 0,80	-
COR-500	0,17	1,20	0,100	0,025	0,35	0,070	0,20- 0,50	0,55 - 0,80	0,040
ASTM-A-36	0,25	-	0,040	0,050	0,40	-	-	-	-
ASTM A570 GR 50	0,25	1,35	0,035	0,040	-	-	-	-	-

TABELA 4.4 – Propriedades mecânicas dos aços. Fonte: CSN.

Aço	L.E. (MPa) min	L.R. (MPa) min	Along. (%)		Dobramto	CHARPY (J/cm ²) Min a -20 ^o C	Dureza (HRB)
			50 mm	200 mm			
COR-420	300 ^(*)	420	20	18	1,5 x e	27	88
COR-500	380	500	18	16	1,5 x e	27	90
ASTM-A-36	250	400	23	-	-	-	-
ASTM A570 G-50	345	450	17	-	2,5 x e	-	-

(*) 300 MPa para 9,5 mm de espessura; 330 MPa para 4,75 mm de espessura e 350 MPa para 2,00 mm de espessura.

4.1.1.6 Dosagem

Optou-se por trabalhar com um traço de concreto de 1:2.11:1.45:1.45 de fck da ordem de 50 MPa, com relação água cimento (a/c) de 0.5 e utilização de 0.5% em relação a massa do cimento de aditivo superplastificante. O consumo de materiais da dosagem é apresentado na Tabela 4.5, a seguir.

TABELA 4.5 – Quantificação dos materiais constituintes do concreto usado para a confecção dos corpos de prova.

Material	Quantidade (g)
Cimento	83057.00
Areia	175250.00
Pedrisco	120848.00
Brita 1	120848.00
Água	41529.00
Superplastificante	415.28

4.2 Ensaaios

4.2.1 Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto

Foram ensaiados 3 corpos de prova cilíndricos de dimensões 10 x 20cm, conforme a NBR 5739/80, para determinar a resistência a compressão do concreto, aos 68 dias.

4.2.1.1 Procedimento

Antes da realização do ensaio, as faces dos corpos de prova devem ser capeadas, de forma a tornarem-se planas e paralelas. O corpo de prova deve ser cuidadosamente centralizado no prato e a ele deve ser aplicada uma carga, contínua, à velocidade de 0,3 a 0,8 MPa por segundo, até que o recuo do ponteiro de carga seja em torno do valor de 10% do valor de carga máxima alcançada, a qual será a carga máxima de ruptura.

4.2.1.2 Condições de Cura

Os corpos de prova foram mantidos na fôrma em câmara úmida, tendo sido desmoldados após 7 dias e mantidos a temperatura ambiente de laboratório até a realização dos ensaios.

4.2.1.3 Tensão de Ruptura à Compressão

A tensão de ruptura à compressão é obtida dividindo a carga de ruptura pela área da seção transversal do corpo de prova, conforme expressão 4.1 apresentada a seguir:

$$f_c = \frac{F_r}{A_c} \quad (4.1)$$

4.2.2 Ensaio do Sistema de Conexão – Resistência ao Esforço Cortante (Cisalhamento)

A confecção de corpos de prova para caracterização do comportamento da ligação de estruturas visa estudar, através de um dispositivo de custo relativamente baixo, as diversas variáveis que influenciam na ação do conector. Isso torna possível avaliar a capacidade de carga para cada sistema de conexão a ser investigado.

Para uma correta determinação das propriedades de resistência e rigidez, os exemplares devem reproduzir os arranjos reais nos elementos estruturais.

Para os ensaios de ligação foram moldados 3 corpos de prova cúbicos de 7.5x7.5x7.5 cm de concreto, conforme ilustra a Figura 4.5.

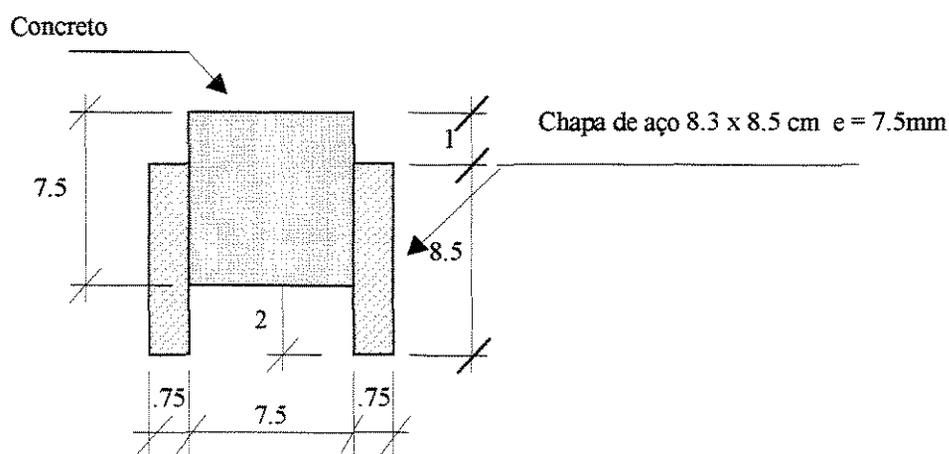


FIGURA 4.5 – Corpo de prova para ensaio da ligação (esforço cortante no adesivo) – sem escala.

4.2.2.1 Procedimento

O corpo de prova deve ser cuidadosamente centralizado no prato da prensa hidráulica, o qual deve receber uma chapa de aço com espessura de pelo menos $\frac{1}{2}$ " em seu topo afim de garantir a distribuição do carregamento de uma forma homogênea ao corpo de prova, e a este deve ser aplicada uma carga contínua à velocidade de 0.3 à 0.8 MPa por segundo, até que seja

alcançada a carga máxima de ruptura.

4.2.2.2 Condições de cura

Os corpos de prova cúbicos de concreto, cujo adensamento foi realizado por mesa vibratória, foram moldados em fôrmas de aço afim de garantir a planeidade e perpendicularidade entre as superfícies e desmoldados após 7 dias de cura em câmara úmida, permanecendo logo após este processo por mais 7 dias à temperatura ambiente até a execução da colagem da chapa de aço com o adesivo a base de resina epóxi. A cura foi realizada à temperatura ambiente de laboratório durante 7 dias. As chapas de aço receberam jateamento de granalha de aço, até atingir a coloração branca e foram mantidas sob pressão durante todo o período de cura do adesivo.

4.2.2.3 Tensão de Ruptura à Cortante Simples

A tensão de ruptura à cortante simples é obtida dividindo a carga de ruptura pela área de contato do adesivo com a chapa de aço conforme a expressão a seguir.

$$\tau = \frac{P}{2A}$$

4.2.3 Durabilidade

Há na literatura alguns artigos que tratam sobre a dissolução do cimento pelo ácido. No entanto, a maior parte destes não apresenta um procedimento detalhado para tal determinação, inviabilizando a produção do método. A quantificação do ataque ácido ao cimento pode ser realizada de inúmeras formas e, por este motivo, é necessária não só uma uniformização como

também uma análise mais cuidadosa dos parâmetros do método, para que estes não afetem a confiabilidade e a repetibilidade do mesmo.

Tanto o concreto como o aço podem ser atacados por diversos ácidos, dependendo do meio onde esteja inserido. O esgoto doméstico, por exemplo, contém ácido carbônico e ácidos voláteis, os quais dissolvidos em água, abaixam o pH do concreto para cerca de 4,5 causando prejuízos ao concreto (despassivação das armaduras). Outra forma de ataque bastante estudada é a do ácido fórmico, presente nas indústrias de alimento. Neste trabalho os ensaios de durabilidade foram adaptados, já que não há muitos critérios normativos e se resumiram ao ataque por duas soluções agressivas: a primeira Cloreto de Sódio e a segunda Ácido Acético. A escolha por estas soluções se deu devido ao fato de serem prejudiciais ao concreto e ao aço, principalmente por estarem presentes em muitos ambientes em especial de algumas indústrias (MARCHANT, 2000).

4.2.3.1 Procedimento

Foram moldados 6 corpos de prova cúbicos de 7.5 x 7.5 x 7.5 cm de concreto, conforme ilustram as Figuras 4.6 e 4.7. Cada corpo de prova recebeu duas chapas de aço previamente jateadas com granalha de aço e aderida com adesivo à base de resina epóxi. Estes, sofreram ciclos de molhagem e secagem, sendo 24hs submersos nas soluções de Acido Acético e Cloreto de Sódio e 24hs secos à temperatura ambiente durante o período de 220 dias. Outros dois corpos de prova serviram de testemunho (são). No final do período de exposição os corpos de prova foram submetidos a ensaios de esforço cortante simples, onde foram medidos os deslocamentos verticais para cada incremento de carga.

O mesmo procedimento e a mesma solução também foi utilizada para os corpos de prova da chapa de aço acimável, conforme ilustram as Figuras 4.8 (a), (b) e (c). Porém o período de exposição deste às soluções agressivas, foi de 141 dias. Outros dois corpos de prova serviram de testemunho (são). No final do período de exposição os corpos de prova da chapa de aço foram submetidos a ensaios de tração, afim de gerar curvas tensão-deformação e

determinar suas propriedades mecânicas, podendo assim comparar os valores encontrados entre os corpos que sofreram o ataque químico e os de referência, conforme prescreve a NBR 6152/92

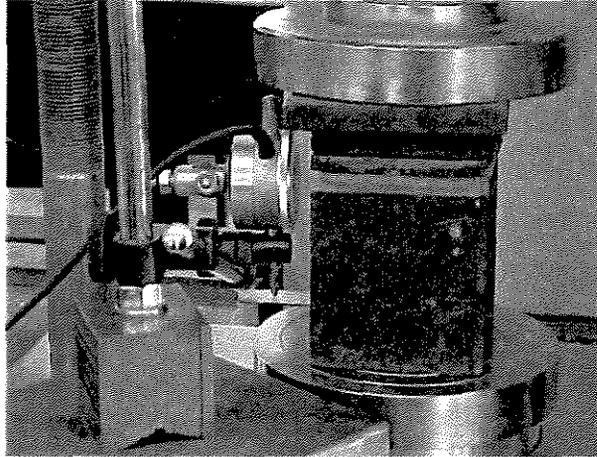


FIGURA 4.6 – Corpos de Prova Cúbicos de 7.5 x 7.5 x 7.5 cm de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi, após 220 ciclos de molhagem e secagem durante ensaio da ligação.

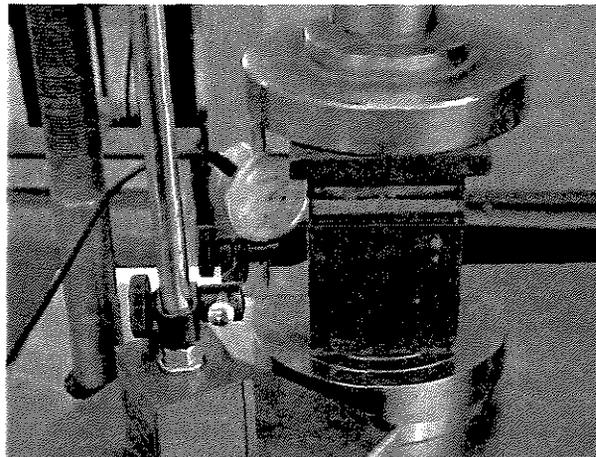
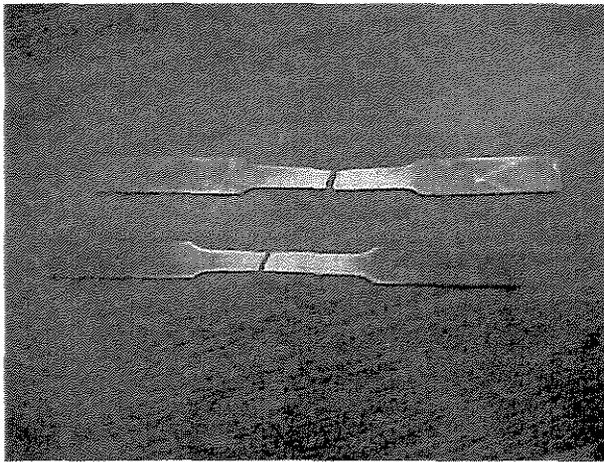
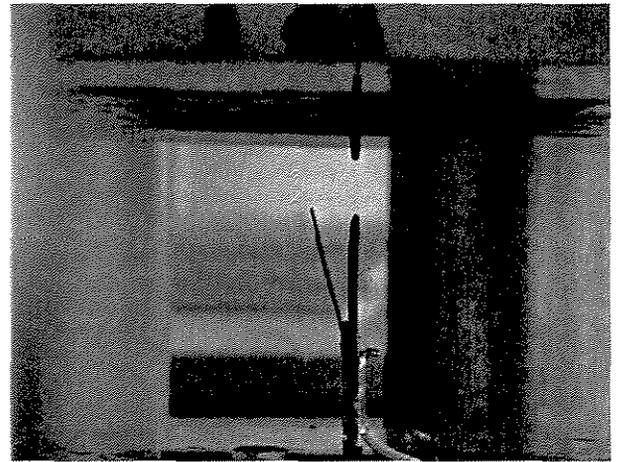


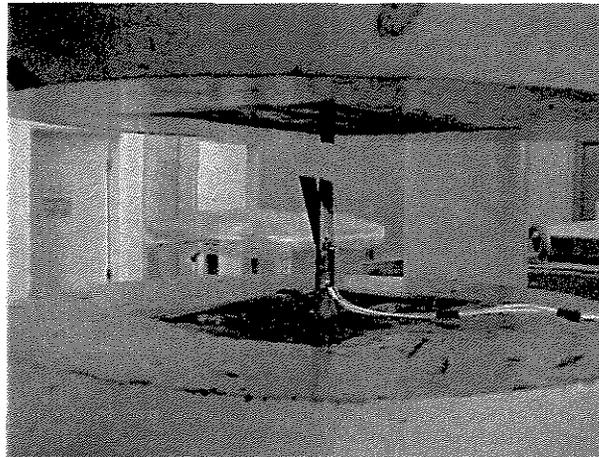
FIGURA 4.7– Corpos de Prova Cúbicos de 7.5 x 7.5 x 7.5 cm de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi, após 220 ciclos de molhagem e secagem durante ensaio da ligação.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 4.8 (a), (b) e (c) - Corpos de Prova da Chapa de Aço Aclimável após 141 ciclos de molhagem e secagem e solução de Ácido Acético, onde podemos comprovar visivelmente a descamação do aço no ensaio à tração

4.2.3.1.1 Preparo das Soluções Agressivas

O preparo das soluções foi realizado utilizando equipamentos de segurança como luvas de borracha, óculos de proteção e máscara, embora as soluções utilizadas não apresentem periculosidade, pois as soluções são de fácil manuseio. Os corpos de prova foram imersos em

recipientes plásticos com capacidade de 35 litros, contendo solução de Cloreto de Sódio à 2% e Ácido Acético à 2% ambas preparadas com água potável à temperatura ambiente.

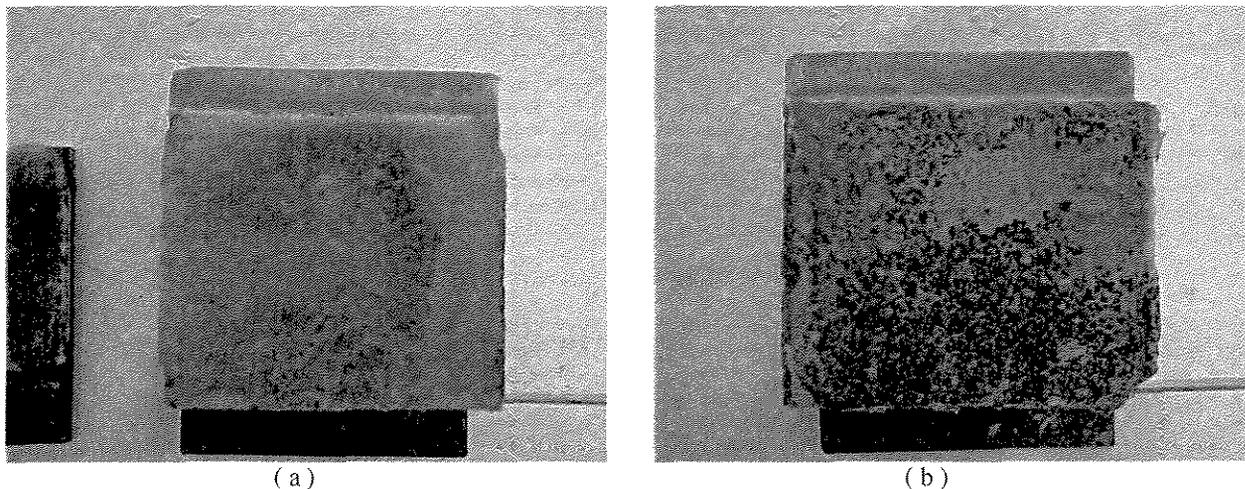


FIGURA 4.9 – Corpos de Prova Submetidos às soluções de Cloreto de Sódio (a) e Ácido Acético (b), onde pode-se notar que a falha ocorreu precisamente na camada de resina.

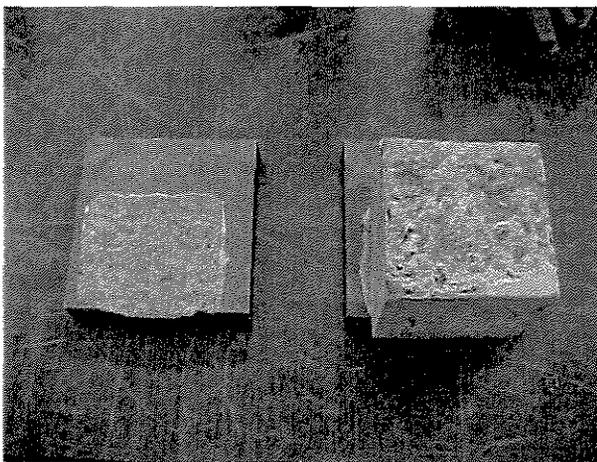
4.2.4 Resistência ao Calor

4.2.4.1 Procedimento

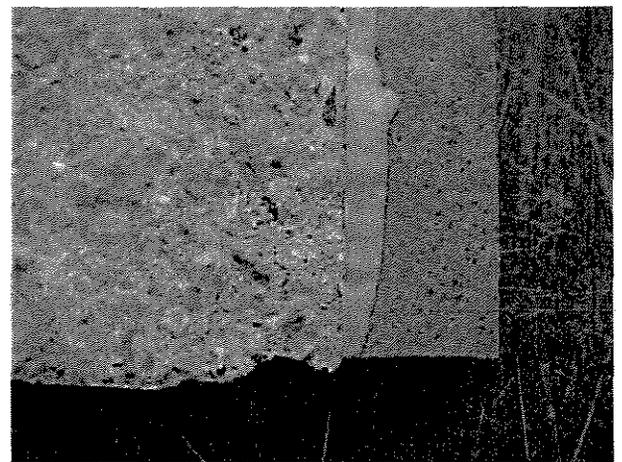
Foram moldados 12 corpos de prova cúbicos de 7.5 x 7.5 x 7.5 cm de concreto, conforme ilustra a Figura 4.9. Cada corpo de prova recebeu duas chapas de aço previamente jateadas com granalha de aço e aderidas com resina epóxi. Estes sofreram aquecimento em estufa à 50°C, 75°C e 100°C e foram posteriormente resfriados até atingirem a temperatura ambiente. Outros dois corpos de prova serviram de testemunho (são). No final do período de exposição os corpos de prova foram submetidos a ensaios de cortante simples, onde foram medidos os deslocamentos verticais para cada incremento de carga.



FIGURA 4.10 – Modelo de Corpo de prova Cúbico (7,5 x 7,5 x 7,5 cm) de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi, utilizado para Ensaio de Resistência ao Calor



(a)



(b)

FIGURA 4.11 - Corpos de Prova Expostos a diferentes temperaturas, onde pode-se notar que a falha ocorreu por ruptura do concreto(a) e (b).



(c)

FIGURA 4.12 - Detalhe da chapa de aço com camada de resina e a falha por ruptura do concreto em Corpos de Prova expostos a diferentes temperaturas.

4.2.5 Método Experimental para Determinação do Módulo de Deslizamento K

O coeficiente de deslizamento K de uma ligação entre diferentes materiais constituintes de uma estrutura ou elemento estrutural é um parâmetro de grande importância para a elaboração de projetos, e sua determinação pode ser feita através de experimentação laboratorial de corpos de prova que representam a ligação em estudo.

A NBR 7190 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997) define a resistência de uma ligação como sendo a força aplicada a um corpo de prova padronizado que provoca na ligação uma deformação residual de 2 ‰.

$$K = \frac{F}{v} \quad (4.3)$$

onde: F = força de cisalhamento no conector

v = deslizamento no conector

5 RESULTADOS

5.1 Resistência à Compressão

É apresentado, a seguir, o resultado dos ensaios à compressão simples, segundo a NBR5739/80, realizados em 3 corpos de prova cilíndricos nas idades de 68 dias.

$$F_{cj}=52 \text{ MPa}$$

5.2 Resistência ao Esforço Cortante (cisalhamento)

São apresentados, a seguir, os resultados dos ensaios à cortante simples realizados em 3 corpos de prova, segundo o critério adotado e mencionado na metodologia, a Tabela 5.1 mostra o valor médio da tensão de ruptura à cortante, já a Figura 5.1 mostra a curva tensão de cisalhamento – deslocamento para os modelos ensaiados.

TABELA 5.1 Tensão de ruptura à cortante na interface concreto-resina-aço.

Corpo de Prova	Tensão de Ruptura à Cortante (MPa)
Referência	4,9

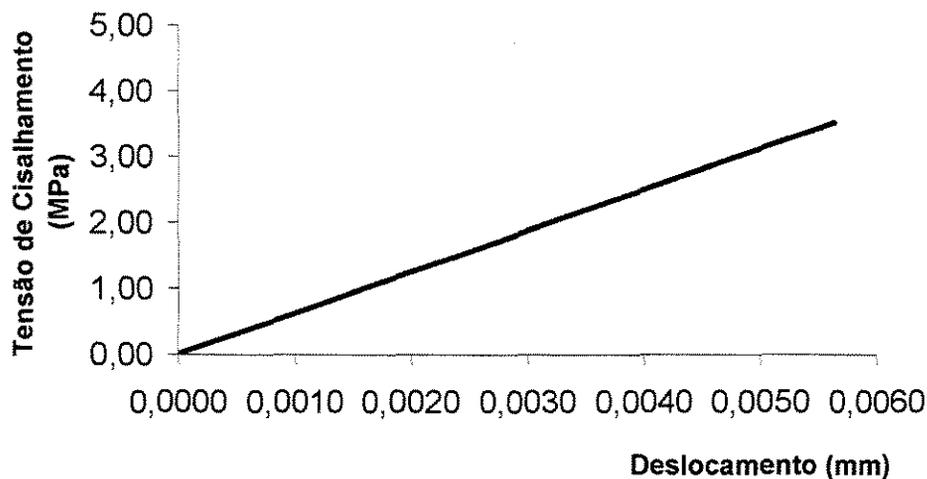


FIGURA 5.1 – Curva Tensão de Cisalhamento – Deslocamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico (7,5 x 7,5 x 7,5 cm) de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi. Utilizado como referência.

5.3 Durabilidade

São apresentados, a seguir, os resultados obtidos no ensaio de perda de resistência à aderência em corpos de prova submetidos a 220 ciclos de molhagem e secagem expostos à soluções agressivas (ataques químicos), onde foram ensaiados 3 corpos de prova, para cada solução. A tabela 5.2 mostra o valor médio da tensão de ruptura à cortante, já a figura 5.3 mostra a curva tensão de cisalhamento – deslocamento para os modelos ensaiados.

TABELA 5.2 Tensão de ruptura à Cortante na Interface Concreto-Resina-Aço. Resultados Obtidos aos 220 dias (ciclos).

Corpo de Prova	Tensão de Ruptura à Cortante (MPa)
Referência	4,9
Ácido Acético	0,26
Cloreto de Sódio	2,9

Estes resultados foram obtidos a partir do ensaio de cortante simples, realizado através de comparação entre os corpos de prova que sofreram o ataque químico e os testemunhos (referência), mostrando, visivelmente, que aqueles que foram submetidos à solução de Ácido Acético perderam, em termos gerais, mais resistência que aqueles submetidos à solução de Cloreto de Sódio. Estes resultados são melhor apreciados na Figura 5.2

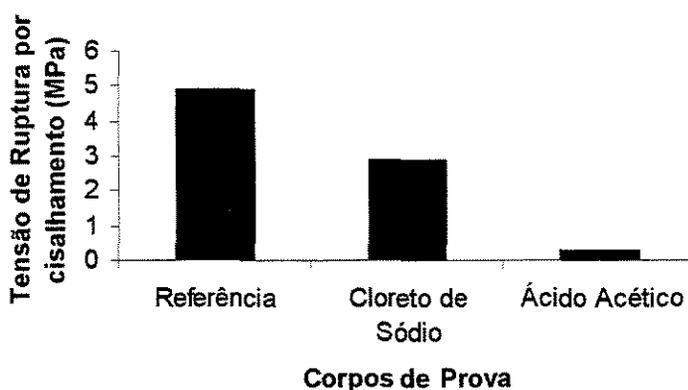


FIGURA 5.2 – Resistência Verificada Através do Ensaio à Cortante Simples. Para os corpos de prova de referência e os submetidos ao ataque químico.

São apresentados também, os resultados do ensaio da ligação. Estes resultados foram obtidos em corpos de prova submetidos a 220 ciclos de molhagem e secagem em soluções agressivas (ataques químicos), onde se empregou 3 corpos de prova para cada solução. Estes resultados foram obtidos a partir do ensaio de cortante simples, no qual após cada incremento de carga aplicado procedia-se à leitura do deslocamento vertical (deslizamento) do centro do corpo de prova.

Nota-se que aqueles que foram submetidos à solução de Ácido Acético mostraram maior rigidez, em termos gerais, que aqueles submetidos à solução de Cloreto de Sódio e o de referência (testemunho). Portanto mostraram-se mais frágeis. Estes resultados são melhor apreciados na Figura 5.3

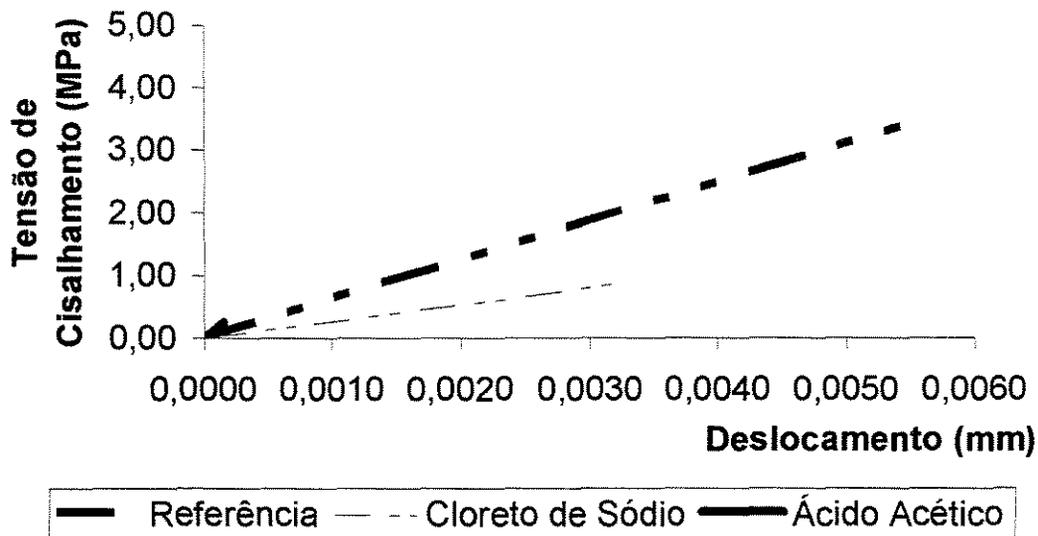


FIGURA 5.3 – Curva Tensão de Cisalhamento – Deslocamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico (7,5 x 7,5 x 7,5 cm) de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi. Verificada Através do Ensaio à Cortante Simples. Para os corpos de prova de referência e os submetidos ao ataque químico.

Foi verificado ainda que o ataque ocorreu apenas na superfície que entrou em contato com o ácido. Tal fato é justificado por MIRANDA (1996) , que afirma que os compostos formados na superfície do corpo de prova (produtos de reação entre o ácido e o cimento) impedem que a parte interna da amostra seja atacada. Porém a camada de resina se mostrou muito debilitada frente a este ataque, pois a falha ocorreu precisamente nela.

Dando continuidade aos ensaios de durabilidade, são apresentados, a seguir, os resultados obtidos no ensaio de tração para os corpos de prova de Aço Aclimável. Os resultados obtidos neste ensaio são de 3 corpos de prova, para cada solução, submetidos a 141 ciclos de molhagem e secagem em soluções agressivas (ataques químicos).

Nota-se que aqueles que foram submetidos à solução de Ácido Acético mostraram menor rigidez, em termos gerais, que aqueles de referência (testemunho), e os submetidos à solução de Cloreto de Sódio mostraram maior rigidez que os de referência (testemunho). Estes

resultados são melhor apreciados conforme demonstra a figura 5.4, já na tabela 5.3 são apresentados os resultados médios da tensão de ruptura dos corpos-de-prova da chapa de aço aclimável, onde pode-se notar a diferença percentual entre eles.

TABELA 5.3- Tensão de ruptura à Tração em corpos de prova da chapa de aço aclimável. Resultados obtidos aos 141 dias (ciclos).

Corpo de Prova	Tensão de Ruptura (Mpa)	Diferença percentual da Tensão de Ruptura (%)
Referência	473.60	1.00
Cloreto de Sódio	441.60	0.93
Ácido Acético	313.60	0.66

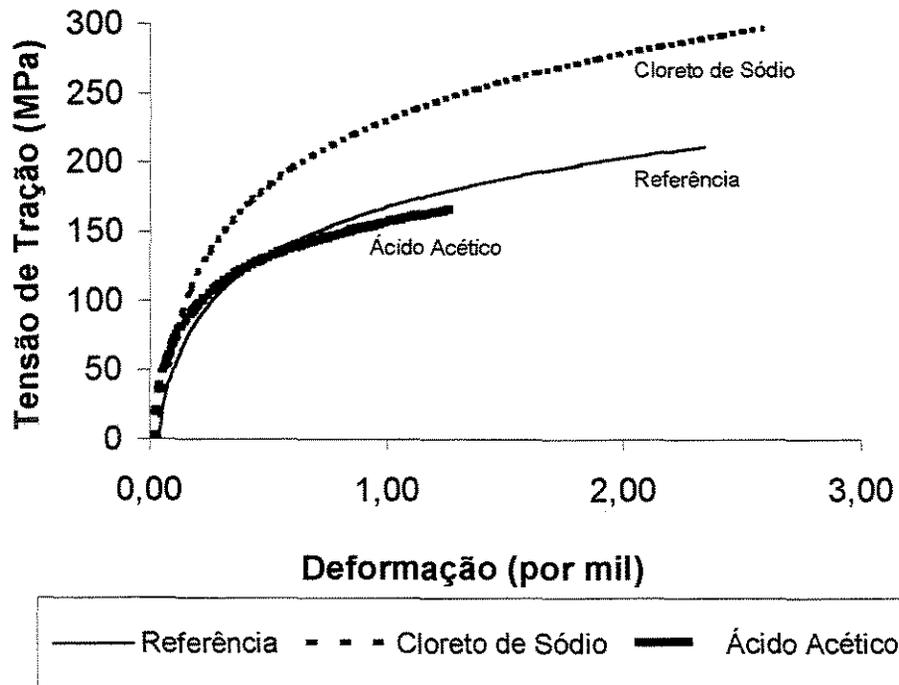


FIGURA 5.4 – Curva tensão – Deformação para corpos de prova de aço aclimável, de referência e os submetidos a 141 ciclos de molhagem e secagem em substâncias agressivas.

5.4 Resistência ao Calor

São apresentados, a seguir, os resultados obtidos no ensaio de perda de resistência à aderência de 3 corpos de prova submetidos a diferentes temperaturas, aos 21 dias. A tabela 5.4 mostra o valor médio da tensão de ruptura à cortante, já a figura 5.6 mostra a curva tensão de cisalhamento – deslocamento para os modelos ensaiados.

TABELA 5.4 Tensão de Ruptura à Cortante na Interface Concreto-Resina-Aço. Resultados obtidos para corpos de prova expostos a temperaturas de 50, 75 e 100 °C e de referência.

Corpo de Prova	Tensão de Ruptura à Cortante (Mpa)
Referência	4,90
50 °C	4,80
75 °C	3,76
100 °C	3,80

Estes resultados foram obtidos a partir do ensaio de cortante simples, realizado através de comparação entre os corpos de prova que sofreram exposição a diferentes temperaturas e os testemunhos (referência). Mostrando, visivelmente, que aqueles que foram submetidos à temperaturas acima de 50° C perderam, em termos gerais, mais resistência à aderência quando comparados com os de referência (testemunho), embora estas perdas de resistências não se mostrem muito discrepantes entre si, com uma diferença percentual máxima de 12%. Estes resultados são melhor apreciados na Figura 5.5

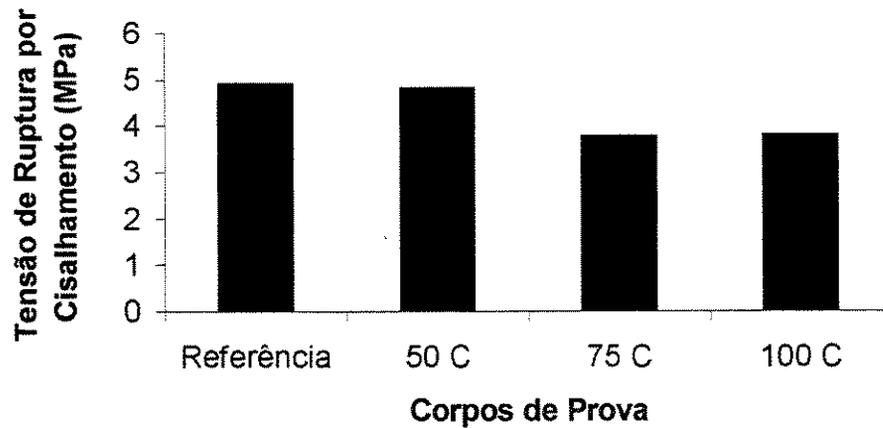


FIGURA 5.5 – Resistência Verificada Através do Ensaio à Cortante Simples. Para os corpos de prova de referência e os submetidos a diferentes temperaturas.

São apresentados também, os resultados do ensaio da ligação. Estes resultados foram obtidos em 3 corpos de prova submetidos a diferentes temperaturas, e foram obtidos a partir do ensaio de cortante simples, no qual após cada incremento de carga aplicado procedia-se à leitura do deslocamento vertical (deslizamento) do centro do corpo de prova.

Nota-se que aqueles que foram submetidos à 50°C mostraram maior rigidez, em termos gerais, que aqueles de referência (testemunho). Já os submetidos a 75°C mostraram menor rigidez que aqueles submetidos à 100° C e os de referência (testemunho). Estes resultados são melhor apreciados na Figura 5.6

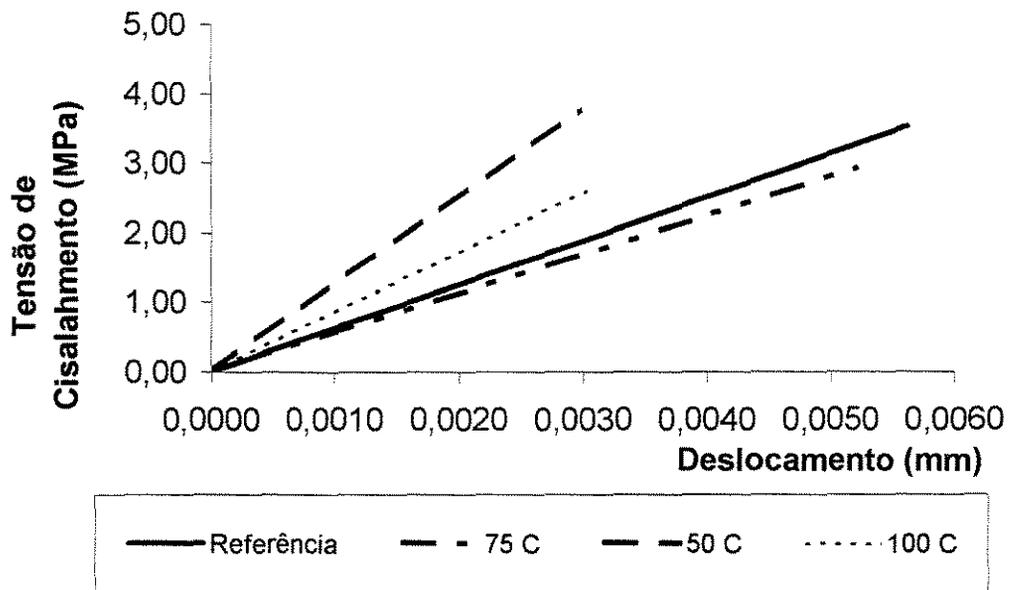


FIGURA 5.6 – Curva Tensão de Cisalhamento – Deslocamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico (7,5 x 7,5 x 7,5 cm) de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi. Verificada Através do Ensaio à Cortante Simples. Para os corpos de prova de referência e os submetidos a diferentes temperaturas.

5.5 Determinação do Módulo de Deslizamento K

São apresentados os resultados do ensaio da ligação, utilizado aqui para a determinação do parâmetro K, onde foram empregados 3 corpos de prova. Estes resultados foram obtidos a partir do ensaio de cortante simples, no qual após cada incremento de carga aplicado procedia-se à leitura do deslocamento vertical do centro do corpo de prova (deslizamento).

$$K = \frac{F}{v} \quad (4.3)$$

onde: F = força de cisalhamento no conector

v = deslizamento no conector

Analisando a curva carga - deslizamento na Figura 5.7 podemos obter os seguintes resultados.

$$F = 2642 \text{ N}$$

$$\nu = 0.002 \text{ mm}$$

$$K = \frac{2642}{0.002}, \text{ logo. } K = 1321000 \text{ N/mm}$$

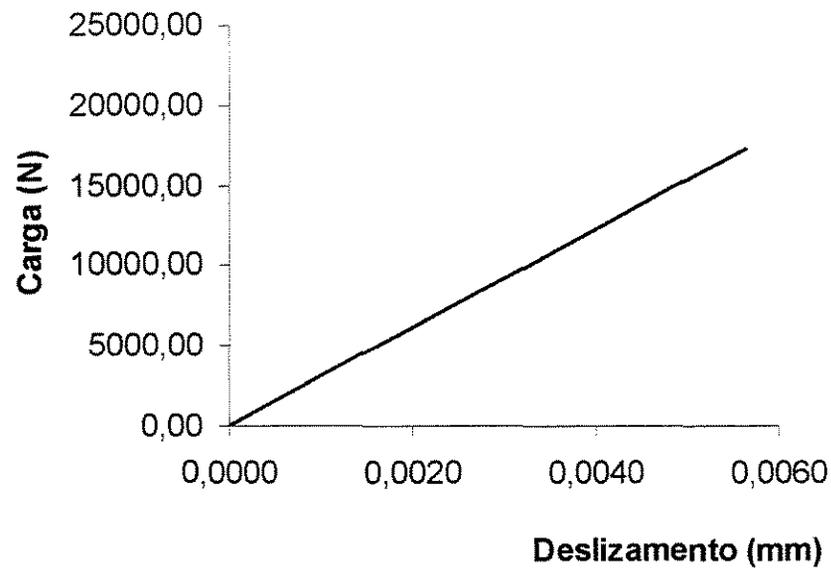


FIGURA 5.7 – Curva Carga – Deslizamento para Modelo de Corpo de prova Cúbico (7,5 x 7,5 x 7,5 cm) de Concreto, com chapas de aço aderidas com adesivo a base de resina epóxi, verificada através do ensaio à cortante simples, para os corpos de prova de referência.

6 CONCLUSÕES

A análise dos dados revelaram a ocorrência de modificações nas propriedades mecânicas da resina endurecida, quando submetida à agressão de agentes químicos agressivos e efeito do calor, provocando a redução da aderência na interface concreto-resina-aço.

Através do ensaio de durabilidade foi possível concluir que a resina não apresenta um bom desempenho. Tendo sido verificados valores consideráveis de perda de resistência e profundidade de infiltração do ácido devido, provavelmente, à incompatibilidade deste material com o Ácido Acético e Cloreto de Sódio.

A análise dos resultados evidencia uma grande perda de resistência do adesivo a base de resina epóxi ao esforço cisalhante, frente aos ataques químicos. Os corpos de prova submetidos a solução de Ácido Acético perderam cerca de 95% de sua capacidade resistente e os submetidos a solução de Cloreto de Sódio perderam cerca de 40%, quando comparados aos corpos de prova de referência (testemunhos).

Esta pesquisa evidencia ainda uma grande perda de resistência da chapa de aço acimável ao esforço de tração, frente aos ataques químicos. Os corpos de prova submetidos a solução de Ácido Acético perderam cerca de 34 % de sua capacidade resistente e os submetidos a solução de Cloreto de Sódio perderam cerca de 7%, quando comparados aos corpos de prova de referência (testemunhos). Também ficou constatada através de observação visual uma perda de

massa nestes corpos de prova, esta perda foi mais acentuada naqueles submetidos à solução de Ácido Acético, que apresentou inclusive uma descamação durante o ensaio de tração.

Através do ensaio de resistência ao calor foi possível concluir que a resina não apresentou um bom desempenho, apesar de não mostrar um resultado totalmente catastrófico como o esperado, pois segundo a literatura a resina deveria volatilizar aos 100^oC, perdendo assim sua capacidade resistente.

A análise dos resultados evidencia uma perda de resistência do adesivo à base de resina epóxi ao esforço cisalhante, frente as diferentes temperaturas de exposição. Os corpos de prova submetidos a 50^o C perderam cerca de 3% de sua capacidade resistente e os submetidos a 75^o C perderam cerca de 24%, já os submetidos a 100^o C perderam cerca de 22% de sua capacidade resistente, quando comparados aos corpos de prova de referência (testemunhos).

A determinação do coeficiente de deslizamento K nos revela a rigidez da ligação. Quanto maior for este valor, menor os deslizamentos entre as interfaces. Portanto, maior a rigidez.

Vale ressaltar ainda, que no instante do dimensionamento de peças ou elementos de concreto armado, reforçados através do método de colagem de armadura externa (chapa de aço), atenção especial deve ser dada à tensão de cisalhamento na interface entre os materiais componentes da seção (concreto e aço), ou seja à camada de adesivo à base de resina epóxi. Os valores característicos encontrados experimentalmente nesta pesquisa, através de simulação em corpos-de-prova, podem e devem ser comparados aos encontrados com base de cálculo, para garantir um bom desempenho do método.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São deixadas aqui, algumas sugestões para pesquisas futuras pois, durante a realização deste trabalho foram enfrentadas algumas dificuldades, principalmente no que diz respeito aos ensaios. Em alguns momentos, pela falta de estudos anteriores que pudessem ser estabelecidos como parâmetros comparativos; em outros casos, pela falta de normas.

São muitos os trabalhos encontrados na literatura no que diz respeito à durabilidade frente ao ataque ácido, porém, cada pesquisador submete os materiais ensaiados a tipos e concentrações diferentes. Como não há critérios de limites aceitáveis fixados, cresce muito a margem de interpretações. O mesmo ocorre quanto à temperatura. Qual o período de exposição?, A que temperatura?, Temperatura constante?, Ensaio à quente ou à frio?, Qual o período de resfriamento?, estas entre outras duvidas surgem por falta de normatização e podem gerar trabalhos futuros.

Face à falta total de estudos ainda publicados nesta área, surge a necessidade de estudar a microestrutura para verificação da zona de transição concreto – adesivo – aço.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU, J. V. Durabilidade das Estruturas: novas pesquisas superam preconceitos. In: REIBRAC, 36, 1994, São Paulo. **Anais...** São Paulo : IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, Set. 1994. p.1085-1095.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Guide to Durable Concrete: Reported by ACI Committee 201. **ACI Materials Journal**, v.88, n.5, p. 544-582, 1991.
- AHMADI, B. H., SAKA, M. P. **Behavior of composite timber - Concrete floors**. Journal of structural engineering - ASCE, v.119, n.10, p.3111-3130 New York, EUA, nov.,1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 1980. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 6152:**
Materiais metálicos – determinação das propriedades mecânicas à tração, 1992. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. **NBR 6153:**
Produtos metálicos – ensaio de dobramento semi-guiado. Rio de Janeiro, 1984. 9 p.

BRADFORD, M. A., GILBERT, R. I. **Composite beams with partial interaction under sustained loads.** Journal of structural engineering - ASCE, v.118, n.7, p.1871-1883 New York, EUA, jul.,1992.

BRANDÃO, A. M. S.; PINHEIRO, L. M. **Critérios de projeto para garantia de durabilidade das estruturas e concreto armado.** In: REIBRAC, 39, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo : IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, Ago. 1997. v. 1 , p. 29-44.

BRESSON, J. **Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures,** annales de l'ITBTP, serie BBA/116,Paris, França, 1971.

CAMPAGNOLO, J. L.; CAMPOS FILHO, A.; SILVA FILHO, L. C. P. **Análise teórico-experimental do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas.** In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1, 1998, Rio de Janeiro. **Anais...** , Rio de Janeiro: Escola de Engenharia – UFF, 1998. CD-ROM.

CAMPAGNOLO, J. L.; CAMPOS FILHO, A.; SILVA FILHO, L. C. P. **Estudo teórico-experimental sobre vigas de concreto armado reforçadas,** In: CONPAT 97, Congresso iberoamericano de patologia das construções, 4, Congresso de controle de qualidade 6, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997, p. 127-134.

CAMPAGNOLO, J. L.; CAMPOS FILHO, A.; SILVA FILHO, L. C. P. **Técnicas de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas,** In: IBRACON, 36^o

- REIBRAC, 1994, Porto Alegre, RS, Brasil, **Anais...** São Paulo: INBRACON - instituto brasileiro do concreto, v.1, p. 75-86.
- CAMPOS FILHO, A. **Análise teórico-experimental de elementos de concreto armado para obtenção de modelo matemático.** São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1987. (Doutorado) – Universidade de São Paulo, 1987. 279p.
- CÁNOVAS, F. M. **Patologia e terapia do concreto armado.** São Paulo Pini. 1988, 522p.
- CAPRETTI, S., CECCOTTI, A. Service behavior of timber- concrete composite beams: a 5-year monitoring and testing experience. In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans. **Proceedings...**New Orleans, Oct. 1996. v.3. p.443-449.
- C.E.B. (Comite Euro – International du Beton) – Bulletin D'Information.: **Assessment of concrete structures and desing procedures for upgrading (redesing).** Genebra, Suíça. n. 162, 287p., Aug. 1983.
- CECCOTTI, A. **Timber-concrete composite structures.** In: Timber engineering – step1. BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et al., Almere: Centrum Hount. E13, p.1-12, 1995.
- DITTERT, ALEXANDRE R. S. ; LONGO, FÁBIO H. ; CUNHA, ALBINO J.P. da. **Estudo de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com uso de diferentes materiais.** In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1, 1998, Rio de Janeiro. **Anais...** , Rio de Janeiro: Escola de Engenharia – UFF, 1998. CD-ROM.
- GAMBHIR, M. L. **Concrete technology.** Delhi: Tata McGraw-hill Publishing Company Limited, 1992. 318p.
- GENTIL, V. **Corrosão e Proteção dos metais.** Rio de janeiro: Guanabara Dois, 1987. 453p.

- GIRHAMMAR, U.AA., GOPU, V. K. A. **Composite beam columns with interlayer slip-exact analysis.** Journal of Structural engineering – ASCE, New York, n.4, v.119, p.1265-1282. Apr.1993.
- GUTKOWSKI, R. M., CHEN, T.M., **Test and analysis of mixed concrete- wood beams,** In: INTERNATIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, v.3, p. 436-442.
- HADDAD, A.N. **Acidentes em estruturas e seus aspectos legais,** Dissertação de mestrado, Universidade federal Fluminense, Niteroi, 1992.
- HANAI, J. B. **Construções de argamassa armada: Fundamentos tecnológicos para projeto e execução.** São Paulo: editora Pini, 182p., 1992..
- HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras de concreto armado.** São Paulo: Pini, 1994. p. 46
- HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** São Paulo Pini. 1998, 552p.
- HOFFMAN, J. R.; BASSO, M. L. R. **Produtos utilizados para reparos reforços de estruturas de concreto armado: identificação,** In: IBRACON, 36^o REIBRAC, 1994, Porto Alegre, RS, Brasil, PUC-RS, v.1, p. 121-128.
- HUSSAIN, M. **Flexural behavior of pre-cracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates,** ACI structural journal, v.92, n.1, 1995.
- ISAIA, G. C. **Efeito de misturas binárias e terciárias de pozolanas em concretos de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão das armaduras.** São Paulo: POLI: USP, 1995. Tese (Doutorado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1995.

- JONES, R., SWAMY,R.N., CHARIF, A. **Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates**. Structural engineering, v.66, n.5, EUA, mar.1988.
- KULAKOWSKI, M. P.; VIERA, F. P.; DAL MOLIN, D. Estudo da ação do ácido fórmico em concretos com a dição de sílica ativa com vistas ao emprego em ambiente industrial. In: REIBRAC, 39, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo : IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, 1996., p. 455-468.
- L'HERMITE, R. **Renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie par collage**, Annales de l'ITBTP, n. 349, França, 1977.
- LÓPEZ, J. E. R. **Las resinas epóxicas en la reahabilitación de estructuras de concreto**. Construcción y Tecnología. 1997. P.38-44.
- MARCHANT DINTEN, CAROLINA ALEXANDRA. **Contribuição da adição de sílicas nas propriedades do concreto**. Campinas: FEC, UNICAMP, 2000. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.
- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P.J.M. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo Editora Pini, São Paulo, 1994, 573p.
- MIRANDA, C. R. Método de laboratório para quantificação de ataque ácido ao cimento. In: REIBRAC, 39, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo : IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, 1996. v. A, p. 133-148.
- MIRANDA, C. R. estudo do ataque de soluções ácidas ao cimento. In: REIBRAC, 39, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo : IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, 1996., p.697-714.

NETTO JUNIOR LADISLÁU; DUMÊT TATIANA. **Reforço de pilares de concreto armado com chapas de aço**, In: Revista INBRACON - instituto brasileiro do concreto, São Paulo Junho/Agosto 1997, p. 23-29.

NEVILLE, ADAM MATHEW. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1982.

NEWMARK, N. M., SIESS, C. P., VIEST, I. M. **Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction**. Proceedings of society for experimental stress analysis, v.9, n.1, p.75-92, 1951.

OEHLERS, D. J., MORAN, J. P. **Premature failure of externally plate reinforced concrete beams**, Journal of Structural Engineering, v.116, n.4, EUA, 1990.

OEHLERS, D. J. **Splitting induced by shear connectors in composite beams**. Journal of structural engineering - ASCE, v.115, n.2, p.341-362 New York, EUA, fev.,1989.

OLLGAARD, J. G., SLUTTER, R. G., FISHER, J. W. **Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete**. Journal of structural engineering – ASCE (American Institute of Steel Construction Engineering) , v.8, n.2, p.55-64 Michigan, EUA, apr.,1971.

PAULON, V.A., SARDINHA, V.L.M., TUNG, W.S. **Rompimento em adutoras de concreto: causas e conseqüências**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41, 1999, Salvador. **Anais...** , Salvador: IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, v.1. CD-ROM.

PIGNATTA E SILVA, VALDIR. A segurança contra incêndios nas edificações., **Construção Metálica** São Paulo, n.29, ano 7, p. 28-30, abr./mai./jun. 1997.

PFEIL, WALTER **Concreto armado**, volume 1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1989. Cap. 6: Comportamento dos elementos de concreto armado sob a ação de cargas crescentes. p. 133-147. Cap. 8: Critérios para dimensionamento dos elementos de concreto armado. p. 196-219.

PFEIL, WALTER **Concreto armado**, volume 2. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1989. Cap. 3: Flexão simples reta. p. 29-63. Cap.8: Cisalhamento com flexão. p. 139-151.

PFEIL, WALTER **Concreto armado**, volume 3. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1989. Cap. 10: Verificação das vigas de concreto armado, sujeitas a solicitações de flexão e cisalhamento, sob ação de cargas em serviço. p. 594-699.

PFEIL, WALTER **Estruturas de aço: dimensionamento prático, segundo as normas brasileiras**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984. Cap.1: Propriedades dos materiais. p. 1-24. Cap.2: Peças tracionadas. p. 26-33. Cap.3: Ligações com conectores p. 35-59. Cap.4: Ligações com solda. p. 61-80.

PFEIL, WALTER **Estruturas de madeira: dimensionamento segundo as normas brasileiras NB 11 e os modernos critérios das normas alemães e americanas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1977. Cap. 4: Ligações de peças estruturais. p. 36-62. Cap. 5: Peças tracionadas - emendas. p. 62-74. Cap. 7 Vigas .p. 109-167.

POPOV, EGOR PAUL. **Introdução à mecânica dos sólidos**. São Paulo: Edgard Blucher, 1978. Cap. 6: Tensões de flexão nas vigas. p. 169-203. Cap. 7: Tensões de cisalhamento nas vigas. p. 209-234.

RACHER, P. **Mechanical timber jointes – general**. In: Timber Engineering – STEP lecture Cl. BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et alli., Almere: centrum Hout, 1995, Cl, p.1-10.

REIS, ANDRÉA, P.A.; HANAL,JOÃO, B.. **Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por barras ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1, 1998, Rio de Janeiro. **Anais...** ,Rio de Janeiro: Escola de Engenharia - UFF, 1998.CD-ROM.

ROMERO LÓPEZ, J. E. **Las resinas epóxicas en la rehabilitación de estructuras de concreto**, In: *Construcción y tecnología*, v. IX, n.107,p. 38-44, abr.1997.

SANTOS B. ANA CARLOTA. **Resinas epoxis são diferentes ?**, In: **Revista RECUPERAR Thomastec – Editora de Tecnologia Aplicada**, Rio de Janeiro, Setembro / Outubro, 1996, p. 20-24.

SCHIEL, F. **Introdução à resistência de materiais**. São Paulo: Editora Harper & Row do Brasil Ltda. 1984. Cap. 6: Flexão geral p. 204-226

SILVA, M. G.; HELENE, P. R L. **Concreto projetado com adição de microssilica**. In: *Reibrac*, 36, 1994, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre : IBRACON: Instituto Brasileiro do Concreto, v.2, p. 539-552, 1998.

SILVA, P. F. **Permeabilidade do concreto: uma medida de durabilidade**. **Revista IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto)**, São Paulo, v.3, n.8, p. 18-21, Abr/Mai/Jun/1993.

SILVEIRA, SEBASTIÃO S. ; DE SOUZA, VICENTE C. M. **Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas coladas com resina epóxi**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1, 1998, Rio de Janeiro. **Anais...** , Rio de Janeiro: Escola de Engenharia – UFF, 1998. CD-ROM.

SILVEIRA, S.S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçado com chapas coladas com resina epóxi**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1997.

SORIANO, J., DINTEN, C.M., TACITANO, M., MASCIA, N.T., PINTO JUNIOR, N.O.. **Análise teórico-experimental de uma viga “T” em concreto-madeira**. In: ENCONTRO

- BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, Florianópolis junho de 1998. *Anais...* Florianópolis, jul. 1998. v. 4, p. 283-294.
- SOUZA, R. H. F. **Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal**, Tese de doutorado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1990.
- SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255p.
- TARANTINO, A. M., DEZI, L. **Creep effects in composite beams with flexible shear connectors**. , Journal of structural engineering - ASCE, v.118, n.8, p. 2063-2081. New York, EUA, 1992.
- TIMOSHENKO, S. **Strength of materials: part II, advanced theory and problems**. New York: Van Nostrand Reinhold Ltd., 1958. 572 p.
- TROCOLI DE AZEVEDO, MINOS; SILVA RAMOS, A. S.; GARCIA, V.L., **Reforço de estruturas de concreto armado com chapas metálicas colada com epóxi**, In: IBRACON, 38^o REIBRAC, 1996, São Paulo, SP, Brasil, *Anais...* São Paulo: INBRACON - instituto brasileiro do concreto, v.1,p. 303-319.
- VAN GEMERT, D., VANDEN BOSCH, M. , LANDANG, C. **Design methods for strengthening reinforced concrete beams and plates**, Katholieke Universiteit et Leuven, laboratorium Reyntjens, Leuven, Belgica, 1990.
- WRIGHT, H. D. **The deformation of composite beams with discrete flexible connection**. Journal of constructional steel research, Great Britain, n.1 e 2 , v.15, p. 49-64., 1990.
- ZIRABA, Y.N. , BALUCH, M.H. , BASUNBUL, I.A. , SHARIF, A.M. , AZAD, A.K. , ALSULAIMANI, G.J.. Guidelines toward the design of reinforced concrete beams with external

plates. **ACI (American Concrete Institute) - Structural Journal**, Detroit, Michigan, USA.
v. 91, n. 6, p.639-646, Nov. - Dec. 1994.

ZIRABA, Y. N. ET AL. Combined experimental-numerical approach to characterization of steel-glue-concrete interface, Materials and Structures, n.28, França, 1995.

ABSTRACT

Regular materials used in construction have their properties modified due to the characteristics of the materials of which they are composed and their reactions to the environment. The relation between concrete quality and its mechanical strength leaves behind one of the most important aspects: durability. The same consideration can be made for steel and resins. The present work studies the durability of the reinforcement with extern bonded weathering steel sheet with epoxi resin adhesives. This use gathers not only economical aspects since it reduces energy consumption during cementitious materials manufacture, but also ecological aspects since mineral mines are preserved. The effect of microenvironment on the steel-resin-concrete interface is studied through specimens that simulate this bonding. The specimens were exposed to drying-wet cycles of acetic acid and sodium chloride solutions, both of 2%. The effect of heat under temperatures of 50° C, 75° C and 100° C and its consequences to the specimens stability were also studied. Results confirm the changes of the mechanical properties of both the weathering steel and the hardened resin, when subjected to chemical aggressions and heat, despite other higher results found in literature for the resins regarding heat effects. Therefore, it's still necessary to study a methodology that joins the properties of these materials to concrete structures so that their performance is improved with management and durability in short and long terms.