

ADRIANO SILVA FORTES

**VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM FIBRAS DE CARBONO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Florianópolis

2000

VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM FIBRAS DE CARBONO

ADRIANO SILVA FORTES

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Ivo José Padaratz (PhD.).

Florianópolis

2000

FORTES, Adriano Silva. *Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono*. Florianópolis, 2000. 224p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Ivo José Padaratz

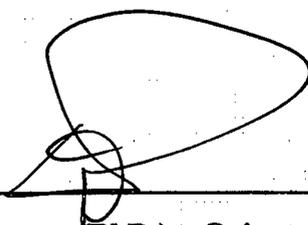
Defesa: 02/2000

Neste trabalho estuda-se o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). Esse reforço das vigas dá-se mediante a técnica de colagem, com adesivo epoxídico, no banzo tracionado das peças. Pretende-se, também, verificar a possibilidade de utilização da fibra de carbono inserida no concreto fresco, como parte da armadura, apresenta-se um estudo experimental de nove vigas de concreto armado de seção transversal "T", de tamanho real, para avaliar o comportamento das peças segundo as técnicas propostas. Os resultados experimentais e numéricos obtidos, indicam a viabilidade técnica dos procedimentos de reforços propostos, representando um ganho significativo da capacidade de carga e da rigidez à flexão das peças.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação defendida e aprovada em 29/02/200 pela comissão examinadora



Prof. Ivo José Padaratz (PhD.) – Orientador – Moderador



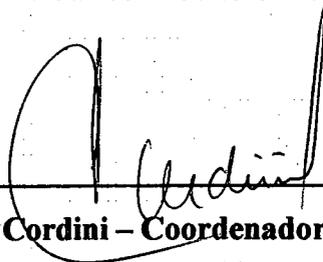
Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio – UFSC



Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto (PhD.) - UFSC



Prof. Dr. Carlos Alberto Szfics - UFSC



Prof. Dr. Jucilei Cordini – Coordenador do CPGEC – UFSC

“Paciência e senso de oportunidade...tudo vem quando tem que vir.
Uma vida não pode ser apressada, não pode funcionar dentro de
uma programação, como muitas pessoas querem que aconteça.
Temos que aceitar o que chega até nós no momento e não pedir mais.
Mas a vida é interminável, portanto nunca morremos; na realidade
nunca nascemos. Apenas passamos por fases diferentes.
Não existe fim. Os humanos têm muitas dimensões.
Porém o tempo não é como vemos, mas lições que são aprendidas.”

A Divina Sabedoria dos Mestres (Brian Weiss).

Aos meus pais Jorge e Lilita pelo amor e carinho
que sempre me dedicaram.

Às minhas tias Maria, Auxiliadora e Odete pelo
carinho e cuidados durante todos esses anos.

Aos meus irmãos Jorge, Elisa, Maurício e
Sérgio, fortes, acima de tudo humanos, exemplos
de dignidade.

À Ana pelo carinho, compreensão e abdicção
durante essa fase de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Ivo José Padaratz, meu reconhecimento pelo apoio, confiança e orientação, fundamentais à realização deste trabalho.

Aos Professores Daniel Domingues Loriggio e Henriette Lebre La Rovere pelos valiosos ensinamentos teóricos e pelas sugestões feitas ao trabalho no Exame de Qualificação.

Ao Professor Carlos Alberto Szücs por disponibilizar as instalações e equipamentos do Laboratório de Experimentação em Estruturas (LEE) da UFSC.

Ao Professor Roberto Caldas de Andrade Pinto pelas sugestões e discussões mantidas durante a fase final de elaboração do trabalho.

Aos Professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC.

Ao amigo Flávio dos Santos por me apresentar ao Professor Padaratz e pelo incentivo, sugestões e convívio familiar durante estes anos.

Aos colegas do CEFET-BA, em especial a Gina Mariocci e Ian Felisberto Freire, irmãos espirituais, pela amizade e valiosa colaboração dispensadas.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC e aos bolsistas de iniciação científica, em especial a Maurício Motta, Juan Moore e Alecsandro Horostecki pela dedicação e colaboração valiosa durante a realização dos ensaios experimentais.

À Caroline Firmino pela dedicação na revisão da língua portuguesa.

À Maria Cristina Ramos de Carvalho pelo incentivo, amizade e convivência familiar durante esse período.

Aos técnicos Luís Henrique dos Santos e Renato Santana da Lapa pelo auxílio durante os ensaios realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSC.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica da Bahia - CEFET-BA por viabilizar a realização deste trabalho.

À Universidade Federal da Bahia pela formação acadêmica.

À Ana Regina Teles pelo incentivo durante a graduação e pelo exemplo de dedicação ao ensino, digno de ser seguido.

À CAPES pelo apoio financeiro, sem o qual esse trabalho seria inviável.

À SUCA S. A. pelo fornecimento dos materiais utilizados no reforço e pelo apoio técnico dispensado, sem os quais seria impossível a realização desse trabalho.

À Marlina da Silva pelo empenho e amizade dispensada durante a realização desse trabalho.

À Concreton Serviços Concretagem Ltda pelo fornecimento do concreto.

À Copias pelo fornecimento dos distanciadores plásticos.

À Irizete Meneses pela presteza nos assuntos acadêmicos da Pós-Graduação.

Aos Amigos Agenor Fernandes Boaventura Júnior, Marcelo Raimundo Pinheiro da Silva, Geraldo Lopes Oliveira e Marcos Alan da Hora Brito pelo incentivo e participação nos momentos difíceis.

Aos operários Cícero, Luís e Beto que nos ajudaram na confecção da fôrma e da armadura, pessoas humildes, geralmente anônimas, cujo trabalho constrói esse precioso país.

A todos aqueles que cruzaram a minha caminhada fazendo de mim o reflexo desse aprendizado que simplesmente chamamos de VIDA.

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	i
Lista de Tabelas.....	v
Lista de Símbolos.....	vii
Lista de Abreviaturas e Siglas.....	x
Resumo.....	xi
Abstract.....	xii

1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivo Geral.....	5
1.2. Objetivos Específicos.....	6
1.3. Apresentação do Trabalho.....	7

2. PATOLOGIA E TERAPÊUTICA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.1. Considerações Gerais.....	8
2.2. Propriedades dos Materiais.....	10
2.2.1. Concreto.....	10
2.2.2. Aço.....	16
2.2.3. Concreto com Fibra.....	18
2.2.4. Concreto de Alto Desempenho.....	20
2.3. Patologia das Estruturas de Concreto Armado.....	21
2.4. Técnicas de Recuperação de Estruturas de Concreto Armado.....	33
2.4.1. Tratamento de Fissuras.....	34
2.4.2. Reparos Superficiais e Profundos em Elementos Estruturais.....	37
2.4.3. Demolição de Estruturas de Concreto.....	40
2.5. Técnicas de Reforço de Estruturas de Concreto Armado.....	41
2.5.1. Aumento da Seção Transversal e Encamisamento por Adição de Concreto ou Argamassa.....	41
2.5.2. Adição de Armaduras de Aço.....	43
2.5.3. Protensão de Cabos Aéreos não Aderentes.....	43
2.5.4. Adição de Chapas Metálicas.....	44
2.5.5. Adição de Fibras de Carbono.....	49

3. PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE VIGAS

3.1. Reforço em Vigas de Concreto Armado por Aumento da Seção e Adição de Armadura Convencional.....	59
3.2. Reforço de Vigas de Concreto Armado por Colagem de Chapas de Aço.....	71
3.3. Reforço em Vigas de Concreto Armado por Colagem de PRFC.....	82

4. ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO E REFORÇADAS COM PRFC

4.1. Vigas de Concreto Armado.....	96
4.1.1. Hipóteses Básicas da Teoria da Flexão.....	96
4.1.2. Equações de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas.....	98
4.1.3. Domínios de Deformações.....	99
4.2. Vigas de Concreto Armado no Domínio 2 - Caso do Estudo Experimental.....	100
4.3. Vigas de Concreto Armado Reforçadas com PRFC, no Domínio 2 - Caso do Estudo Experimental.....	104
4.4. Momento e Carga de Fissuração das Vigas Ensaaiadas.....	109
4.5. Deslocamentos Verticais das Vigas Ensaaiadas.....	113
4.6. Mecanismo de Ruína em Vigas de Concreto Armado.....	120
4.7. Mecanismo de Ruína em Vigas Reforçadas com PRFC.....	123
4.8. Tensões no Concreto e na Armadura Transversal.....	126
4.9. Tensões de Cisalhamento no Concreto.....	128
4.10. Desprendimento do Reforço (<i>peeling off</i>).....	129

5. ESTUDO EXPERIMENTAL

5.1. Considerações Gerais.....	132
5.2. Dimensões da Viga.....	133
5.3. Materiais.....	134
5.3.1. Concreto.....	134
5.3.2. Aço.....	136
5.3.3. Fibra de Carbono.....	138
5.3.4. Adesivo Epoxídico.....	138
5.4. Execução das Vigas.....	140
5.5. Aplicação do Reforço.....	143
5.6. Equipamentos e Instrumentos de Medição.....	145
5.7. Modelo e Procedimentos de Ensaio.....	146

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1. Considerações Gerais.....	149
6.2. Ensaio Complementares.....	149
6.2.1. Concreto.....	150
6.2.2. Aço.....	151
6.3. Modo e Carga de Ruína.....	151
6.4. Carga de Fissuração.....	159
6.5. Deslocamentos Verticais.....	161

7. CONCLUSÕES GERAIS E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

7.1. Conclusões Gerais.....	170
7.2. Sugestões para Novos Trabalhos.....	174

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	176
---------------------------------	-----

APÊNDICE I - PLANILHAS DE RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA.....	181
--	-----

APÊNDICE H - PLANILHAS COM DADOS COLETADOS DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS.....	204
---	-----

LISTA DE FIGURAS

2 PATOLOGIA E TERAPÊUTICA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Figura 2.1 Representação esquemática da relação entre tensão e deformação do Concreto (Neville, 1997)	11
Figura 2.2 Curva de distribuição normal (Süssekind, 1987).....	12
Figura 2.3 Retração ao longo da idade de concretos conservados em diferentes umidade, após 28 dias de cura úmida (Neville, 1997).....	14
Figura 2.4 Reversibilidade da deformação por fluência, devido a retirada do carregamento em compressão uniaxial (Mehta e Monteiro, 1994)...	15
Figura 2.5 Diagrama simplificado de tensão-deformação proposto pela norma brasileira (NBR 6118-78)	17
Figura 2.6 Mecanismo de atuação das fibras no controle das fissuras (Nunes, 1997).....	19
Figura 2.7 Origem das patologias na Espanha (Helene, 1992).....	22
Figura 2.8 Origem das patologias no Brasil (Souza, 1991).....	22
Figura 2.9 Origem das patologias na Europa e EUA (Calavera, 1994).....	23
Figura 2.10 Tipos de edificações e natureza da estruturas (GEHO, 1992).....	24
Figura 2.11 Localização, tipo e origem das manifestações (GEHO, 1992).....	25
Figura 2.12 Origem e tipos de manifestações patológicas no Brasil (Carmona e Marega, 1988)	26
Figura 2.13 Origem das patologias em estruturas de concreto armado na região Centro-Oeste (Nince e Clímaco, 1996).....	27
Figura 2.14 Origem das patologias em estruturas de concreto armado em Pernambuco (Andrade e Dal Molin, 1998).....	27
Figura 2.15 Origem das patologias em estruturas pré-fabricadas de concreto em Florianópolis (Fortes e Padaratz, 1999).....	28
Figura 2.16 Fluxograma genérico para diagnose de uma estrutura convencional (Souza e Ripper, 1998).....	30
Figura 2.17 Esforços produzidos pela protensão de vigas (Cánovas, 1988).....	44
Figura 2.18 Estado de tensão e de deformação de vigas reforçadas (Cánovas, 1988).....	46
Figura 2.19 Transmissão de esforços entre reforço e substrato (Cánovas, 1988).	48
Figura 2.20 Tensões de cisalhamento entre o reforço e o substrato (Cánovas, 1988).....	49
Figura 2.21 Arranjo dos átomos de carbono nos planos dos cristais de grafite (Hull, 1981).....	50
Figura 2.22 Representação esquemática da estrutura da fibra de carbono (Hull, 1981).....	51
Figura 2.23 Imagem típica de um fragmento de fibra de carbono, obtida por microscópio eletrônico (Hull, 1981).....	51
Figura 2.24 Modelo de cálculo do momento resistente em vigas reforçadas com lâminas de PRFC (<i>Guias de Diseño e Instalación</i> , 1998)	55
Figura 2.25 Estado de tensão e de deformação em viga reforçada com fibra de carbono (Beber, 1999).....	56

3. PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE VIGAS

Figura 3.1 Características das vigas originais ensaiadas por Piancastelli (1997).....	60
Figura 3.2 Características das vigas reforçadas ensaiadas por Piancastelli (1997).....	61
Figura 3.3 Características das vigas ensaiadas por Souza (1990).....	63
Figura 3.4 Armadura das vigas antes da aplicação do reforço (FC1, FC2, FPI, FP2 eDP)	65
Figura 3.5 Armadura de reforço das vigas (FC1R, FC2R, FP1R, FP2R).....	65
Figura 3.6 Armadura da viga de referência reforçada (RF).....	66
Figura 3.7 Seção das vigas ensaiadas por Clímaco(1990).....	68
Figura 3.8 Características das vigas reforçadas por Clímaco(1990).....	70
Figura 3.9 Seção transversal das vigas ensaiadas por Alfaiate (1986).....	74
Figura 3.10 Detalhamento das vigas ensaiadas por Campagnolo (1997).....	76
Figura 3.11 Detalhamento das vigas ensaiadas por Reis (1998).....	79
Figura 3.12 Características das vigas ensaiadas por Beber (1999).....	83
Figura 3.13 Seção transversal das vigas ensaiadas por Beber (1999).....	84
Figura 3.14 Características geométricas e sistema estático da peça ensaiada por Shehata (1998).....	88
Figura 3.15 Detalhamento das vigas de 6,00 m ensaiadas pelo EMPA.....	89
Figura 3.16 Curvas de Força-deslocamento típicas das vigas “T” de 6,0 m de comprimento, ensaiadas pelo EMPA.....	90
Figura 3.17 Seções transversais das vigas ensaiadas por Heffeman e Erki (1996).....	91
Figura 3.18 Diagramas força-deslocamentos verticais obtidos por Heffeman e Erki (1996).....	92
Figura 3.19 Características das vigas ensaiadas pelo <i>Centro Peruano Japonês de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres</i> (1998).....	93

4. ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO E REFORÇADAS COM PRFC

Figura 4.1 Diagramas de deformações específicas e de tensões em vigas de concreto armado.....	97
Figura 4.2 Domínios de deformação em vigas de concreto armado.....	100
Figura 4.3 Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2a (viga armada)	101
Figura 4.4 Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2b (viga armada).....	103
Figura 4.5 Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2a (viga reforçada).....	105
Figura 4.6 Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2b (viga reforçada).....	107
Figura 4.7 Designação das características geométricas da seção transversal das vigas de referência e reforçadas.....	109
Figura 4.8 Esquema de carregamento.....	113

Figura 4.9 Esquema do sistema estático com representação da linha elástica e diagramas de esforços solicitantes.....	114
Figura 4.10 Diagramas de deformações e tensões no estágio I.....	115
Figura 4.11 Diagramas de deformações e tensões no estágio II.....	116
Figura 4.12 Variação de rigidez à flexão ao longo da viga.....	116
Figura 4.13 Variação das tensões de tração no aço e no concreto ao longo de um trecho fissurado de viga.....	117
Figura 4.14 Variação da rigidez à flexão em relação ao momento fletor, MacGregor (1992):.....	118
Figura 4.15 Ruína devido a esforços que provocam solicitações normais (flexão).....	121
Figura 4.16 Ruína devido a solicitações tangenciais.....	122
Figura 4.17 Ruína por deficiência na ancoragem da armadura longitudinal.....	123
Figura 4.18 Deslocamento na região de fissura (v) devido ao esforço cortante crítico, conforme Meier (1993).....	124
Figura 4.19 Ruína típica de reforço por colagem de PRFC.....	126
Figura 4.20 Distribuição das tensões de cisalhamento na seção transversal (Süssekind, 1987).....	129

5. ESTUDO EXPERIMENTAL

Figura 5.1 Seção transversal das vigas.....	133
Figura 5.2 Ensaio de abatimento do concreto (<i>Slump test</i>).....	135
Figura 5.3 Concretagem das vigas.....	135
Figura 5.4 Aspecto do concreto após a aplicação do agente de cura química (foco na parte inferior da foto).....	136
Figura 5.5 Armadura convencional das vigas.....	136
Figura 5.6 Distância das armaduras à fôrma.....	137
Figura 5.7 Aumento de resistência do adesivo epoxídico (à temperatura de 15 °C).....	140
Figura 5.8 Seção transversal das fôrmas das vigas (medidas em centímetro)....	141
Figura 5.9 Vista superior das fôrmas das vigas.....	141
Figura 5.10 Detalhamento das armaduras.....	142
Figura 5.11 Vista da superfície do substrato após a preparação (à esquerda), após a aplicação do adesivo (à direita) e detalhe (acima).....	144
Figura 5.12 Posicionamento de relógios comparadores (seção transversal).....	145
Figura 5.13 Posicionamento de relógios comparadores (vista lateral).....	145
Figura 5.14 Pórtico metálico de reação utilizado no ensaio.....	148

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Figura 6.1 Fissura horizontal na direção da fita de PRFC.....	153
Figura 6.2 Ruína por perda de aderência com ruptura do concreto da região de cobrimento (viga MFC4).....	154
Figura 6.3 Deslocamento vertical relativo entre faces adjacentes de Fissuras.....	154
Figura 6.4 Superfície do reforço após a ruína da viga.....	154

Figura 6.5 Carga e deslocamento vertical alcançados na ruína das vigas ensaiadas.....	156
Figura 6.6 Carga de ruína das vigas ensaiadas.....	157
Figura 6.7 Estado de fissuração das vigas no momento de ruína.....	158
Figura 6.8 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MRF1 (experimental e numérico).....	161
Figura 6.9 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MRF2 (experimental e numérico).....	162
Figura 6.10 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FCI3 (experimental e numérico).....	162
Figura 6.11 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MFC4 (experimental e numérico).....	163
Figura 6.12 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MFC5 (experimental e numérico).....	163
Figura 6.13 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MFC6 (experimental e numérico).....	164
Figura 6.14 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FFC7 (experimental e numérico).....	164
Figura 6.15 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FFC8 (experimental e numérico).....	165
Figura 6.16 Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FFC9 (experimental e numérico).....	165
Figura 6.17 Diagrama de carga-deslocamento vertical de todas as vigas ensaiadas.....	167

APÊNDICE I- PLANILHAS DE RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Figura 1.1 Diagrama de momento fletor-curvatura da viga de referência.....	184
Figura 1.2 Diagrama de momento fletor-curvatura da viga com PRFC inserido (FCI3).....	187
Figura 1.3 Diagrama de momento fletor-curvatura das vigas reforçadas com uma fita de PRFC colada.....	190
Figura 1.4 Diagrama de momento fletor-curvatura da viga reforçada com duas fitas de PRFC coladas (MFC4).....	193

LISTA DE TABELAS

1. INTRODUÇÃO

Tabela 1.1 Situação atual das pontes do EUA.....	4
--	---

2. PATOLOGIA E TERAPÊUTICA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Tabela 2.1	Conceitos básicos referentes à patologia e à terapêutica das Construções.....	29
Tabela 2.2	Comparação entre reforço com chapas de aço e PRFC.....	58

3. PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE VIGAS

Tabela 3.1	Resultados teóricos e experimentais obtidos por Piancastelli (1997).....	62
Tabela 3.2	Características das vigas ensaiadas por Souza (1990).....	64
Tabela 3.3	Esforços de flexão das vigas ensaiadas por Souza (1990).....	67
Tabela 3.4	Características das vigas ensaiadas por Clímaco (1990).....	69
Tabela 3.5	Resultados experimentais e teóricos obtidos por Clímaco (1990)....	69
Tabela 3.6	Características das vigas ensaiadas por Alfaiate (1986).....	73
Tabela 3.7	Resultados experimentais e teóricos obtidos por Alfaiate (1986)....	73
Tabela 3.8	Propriedades do concreto e força de ruína das vigas ensaiadas por Campagnolo (1986).....	77
Tabela 3.9	Características gerais das vigas e as condições iniciais de ensaios realizados por Reis (1998).....	78
Tabela 3.10	Força de fissuração experimental e teórica obtidas por Reis (1998).....	80
Tabela 3.11	Modo de ruína e força de ruína, experimental e teórica, obtidas por Reis (1998)	81
Tabela 3.12	Característica dos protótipos utilizados por Beber (1999).....	83
Tabela 3.13	Característica dos protótipos utilizados por Beber (1999).....	85
Tabela 3.14	Deformações específicas nas armaduras longitudinais encontradas por Beber (1999).....	86
Tabela 3.15	Resultados dos ensaios realizados pelo <i>Centro Peruano Japonês de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres</i> (1998)	94

5. ESTUDO EXPERIMENTAL

Tabela 5.1	Características e propriedades mecânicas do aço, NBR 7480 (1997).....	137
Tabela 5.2	Características e propriedades mecânicas da fibra.....	138
Tabela 5.3	Características e propriedades mecânicas do adesivo epoxídico....	139
Tabela 5.4	Equipamentos e instrumentos de medição.....	146

Tabela 5.5	Cronograma de realização dos ensaios.....	147
------------	---	-----

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Tabela 6.1	Resultados dos ensaios de compressão do concreto.....	150
Tabela 6.2	Resultados dos ensaios de tração no aço	151
Tabela 6.3	Valores obtidos para as cargas de ruína - experimentais e numéricas, e modos de ruína das vigas ensaiadas.....	155
Tabela 6.4	Cargas de fissuração, numéricas e experimentais, das vigas ensaiadas.....	160
Tabela 6.5	Carga e deslocamento vertical no meio do tramo, valores experimentais e numéricos, na ruína das vigas.....	166
Tabela 6.6	Comparação entre deslocamentos verticais das vigas reforçadas com o modelo de referência.....	168
Tabela 6.7	Tensão e deformação específica na armadura transversal e tensão tangencial convencional no concreto, obtidas pela análise numérica, em todas as vigas	169

APÊNDICE I - PLANILHAS DE RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Tabela 1.1	Momento fletor-curvatura (referência).....	182
Tabela 1.2	Momento e carregamento de ruína (referência).....	183
Tabela 1.3	Momento fletor-curvatura (fita de PRFC inserida).....	185
Tabela 1.4	Momento e carregamento de ruína (fita de PRFC inserida).....	186
Tabela 1.5	Momento fletor-curvatura (1 fita de PRFC colada).....	188
Tabela 1.6	Momento e carregamento de ruína (1 fita de PRFC colada).....	189
Tabela 1.7	Momento fletor-curvatura (2 fitas de PRFC coladas).....	191
Tabela 1.8	Momento e carregamento de ruína (2 fitas de PRFC coladas).....	192
Tabela 1.9	Deslocamentos no meio do tramo (referência).....	194
Tabela 1.10	Deslocamentos no meio do tramo (fita de PRFC inserida).....	196
Tabela 1.11	Deslocamentos no meio do tramo (1 fita de PRFC colada).....	198
Tabela 1.12	Deslocamentos no meio do tramo (2 fitas de PRFC coladas).....	201

APÊNDICE H - PLANILHAS COM DADOS COLETADOS DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS

Tabela H1	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MRF1.....	205
Tabela n.2	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MRF2.....	207
Tabela 13.3	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FCI3.....	209
Tabela n.4	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC4.....	211
Tabela n.5	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC5.....	214
Tabela n.6	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC6.....	216
Tabela n.7	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC7.....	218
Tabela II.8	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC8.....	221
Tabela n.9	Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC9.....	223

LISTA DE SÍMBOLOS

• Letras romanas maiúsculas

- A_a - área da seção transversal do adesivo epoxídico;
 A_r - área da armadura de reforço;
 A_s - área de aço da armadura principal de tração;
 A_{s1} - área de aço da armadura principal de tração;
 A_{s2} - área de aço da armadura superior de compressão;
 D_0 - resultante das tensões de compressão no concreto;
 D_s - resultante das tensões de compressão na armadura superior;
 E - módulo de elasticidade do concreto;
 E_a - módulo de elasticidade do adesivo epoxídico;
 E_c - módulo de elasticidade secante do concreto;
 E_{cm} - módulo de elasticidade do concreto tangente, na origem do diagrama de tensão-deformação;
 $E_{cm,s}$ - módulo de elasticidade secante do concreto;
 E_0 - módulo de elasticidade tangente à origem do diagrama de tensão-deformação;
 E_r - módulo de elasticidade do polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC);
 E_s - módulo de elasticidade do aço;
 I - momento de inércia;
 I_{cr} - momento de inércia no estágio II;
 I_{gt} - momento de inércia no estágio I, considerando a armadura;
 I_i - momento de inércia da seção bruta de concreto no estágio I;
 I_0 - momento de inércia da seção bruta de concreto no estágio I;
 L - distância entre seções de momento fletor nulo;
 M - momento resistente;
 M_a - momento fletor na seção crítica do vão considerado;
 M_{cr} - momento fletor de fissuração da peça;
 M_t - momento fletor de fissuração da peça;
 M_s - momento fletor solicitante;
 M_u - momento fletor último (máximo momento fletor a que a seção pode resistir);
 P - intensidade da carga total aplicada na viga;
 P_F - intensidade da carga total de fissuração da peça;
 R_{cc} - resultante das tensões normais de compressão no concreto;
 $R_{s,t}$ - resultante das tensões normais de tração na armadura principal de tração das vigas;
 R_s - resultante das tensões normais de compressão na armadura superior das vigas;
 $R_{s,ti}$ - resultante das tensões normais de tração na armadura principal equivalente às tensões de compressão do concreto;
 R_{st2} - resultante das tensões normais de tração na armadura principal equivalente às tensões de compressão da armadura superior;
 TL - resultante das tensões de tração no reforço;
 T_s - resultante das tensões de tração na armadura principal;
 V - esforço cortante;
 V_{crit} - força de desprendimento (força crítica);
 V_u - esforço cortante último;
 Y_{CG} - distância do centro de gravidade da seção geométrica homogeneizada à fibra mais comprimida da viga;

Z - braço de alavanca do reforço;
 Z_i - braço de alavanca da resultante de tensões R_{sti} ;
 Z_2 - braço de alavanca da resultante de tensões R_{st2} ;
 Z_Q - distância da resultante das tensões de compressão no concreto à fibra mais comprimida da viga;
 Z_s - braço de alavanca da armadura principal de tração.

- **Letras romanas minúsculas**

a - distância do ponto de aplicação de cada metade da carga (P/2) ao apoio mais próximo;
bf- largura da mesa das vigas de seção “T”;
bw - largura das vigas de seção retangular ou da nervura das vigas de seção “T”;
d - distância do centro de gravidade da armadura principal de tração à fibra mais comprimida da viga (altura útil da armadura principal);
 d' - distância do centro de gravidade da armadura comprimida à fibra mais comprimida da viga;
da - distância do centro de gravidade do adesivo epoxídico à fibra mais comprimida da viga;
di - distância do centro de gravidade da armadura (principal ou de distribuição) à fibra mais comprimida da viga;
dr - distância do centro de gravidade do reforço à fibra mais comprimida da viga;
e - espessura da lâmina de PRFC do reforço;
 f_c - resistência média do concreto à compressão;
 f_{cj} - resistência média do concreto à compressão, prevista para idade de j dias;
 f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão;
 f_{ekj} - resistência do concreto à compressão, na idade j;
 $f_{ct,f}$ - resistência do concreto à compressão na flexão;
 f_r - resistência última da lâmina de PRFC do reforço à tração;
 f_{tk} - resistência característica do concreto à tração;
 f_y - resistência de escoamento do aço à tração;
h - altura total da seção transversal das vigas;
hf- espessura da mesa das vigas de seção “T”;
 l_a - comprimento de ancoragem;
 I_{e0} - momento estático de área;
s - distância entre estribos (espaçamento);
u - distância do apoio da viga à uma seção genérica;
 v' - deslocamento vertical;
 v_m - deslocamento vertical na seção central da viga;
x - distância da linha neutra à fibra mais comprimida das vigas.

- **Letras gregas maiúsculas**

Δ_{EL} - deformação específica do reforço.

• **Letras gregas minúsculas**

- α - relação entre os módulos de elasticidade do adesivo epoxídico e concreto;
 α_c - relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto;
 α_{tr} - relação entre os módulos de elasticidade do polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) e concreto;
 α - coeficiente (obtido experimentalmente);
 ϵ_c - deformação específica do concreto;
 ϵ_{cc} - deformação específica do concreto, na fibra mais externa da viga;
 ϵ_{cg} - deformação específica do concreto provocada por cargas permanentes;
 ϵ_{cq} - deformação específica do concreto provocada por sobrecargas de uso;
 ϵ_s - deformação específica do aço da armadura principal de tração;
 ϵ_s' - deformação específica do aço da armadura superior;
 ϵ_{sg} - deformação específica do aço provocada por cargas permanentes;
 ϵ_{si} - deformação específica da armadura (principal ou de distribuição);
 ϵ_{sq} - deformação específica do aço provocada por sobrecargas de uso;
 ϵ_{srq} - deformação específica do reforço provocada por sobrecargas de uso;
 ϵ_{sw} - deformação específica no estribo;
 γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto;
 γ_{ca} - tensão tangencial última no reforço;
 γ_f - coeficiente de segurança (coeficiente de majoração de esforços);
 γ_s - coeficiente de minoração da resistência do aço;
 θ - curvatura da seção transversal da viga;
 ρ_s - taxa da armadura longitudinal de tração;
 ρ_{sw} - taxa de armadura transversal;
 σ_{T0} - tensão normal de compressão no concreto em um ponto genérico do diagrama de tensão-deformação;
 σ_{Tcc} - tensão normal de compressão no concreto na fibra mais externa da viga;
 σ_{Tcg} - tensão normal de compressão no concreto provocada por cargas permanentes;
 σ_{Tcq} - tensão normal de compressão no concreto provocada por sobrecargas de uso;
 σ_{TL} - tensão normal de tração no reforço;
 σ_{Ts} - tensão normal de tração na armadura principal;
 σ_{Ts}' - tensão normal na armadura de distribuição;
 σ_{Tsg} - tensão normal de tração no aço provocada por cargas permanentes;
 σ_{Tsq} - tensão normal de tração no aço provocada por sobrecargas de uso;
 σ_{Tstrg} - tensão normal de tração no reforço provocada por cargas permanentes;
 σ_{Tsrq} - tensão normal de tração no reforço provocada por sobrecargas de uso;
 σ_{Tsw} - tensão no estribo;
 τ_{bu} - tensão última de aderência entre reforço e substrato;
 τ_c - tensão tangencial absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;
 τ_w - tensão tangencial convencional no concreto;
 τ_a - tensão tangencial no reforço;
 τ_{amax} - tensão tangencial máxima no reforço;
 β - coeficiente (obtido experimentalmente);
 β_{1l} - coeficiente (obtido experimentalmente).

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ACI - American Concrete Institute;
ASTM - American Society of Testing Materials;
BS - British Standard;
CEB - Comitê Euro-Intemational du Béton;
DIN - Deutsches Institut fur Normung
EESC - Escola de Engenharia de São Carlos;
FCI - Fibra de Carbono Interna;
FFC - Fissurada com Fibra de Carbono.
MFC - Monolítica com Fibra de Carbono;
NBR - Norma Brasileira;
PRFC - Polímero Reforçado com Fibras de Carbono;
REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
UFF - Universidade Fedral Fluminense;
UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul;
UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina;
USP - Universidade de São Paulo.

RESUMO

FORTES, A . S. (2000). *Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Fibras de Carbono*. Florianópolis. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Ivo José Padaratz (PhD.).

Neste trabalho estuda-se o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC), designado fita de fibra de carbono. Esse reforço das vigas dá-se mediante a técnica de colagem, com adesivo epoxídico, no banzo tracionado das peças. Pretende-se, também, verificar a possibilidade de utilização da fita de fibra de carbono inserida no concreto fresco, como parte da armadura. Inicialmente, elaborou-se uma revisão bibliográfica dos principais materiais e procedimentos utilizados em reparo e reforço de elementos estruturais de concreto armado. Apresentam-se os mais recentes estudos experimentais referentes a reforço de vigas de concreto armado, realizados por outros pesquisadores. Na seqüência, apresenta-se um estudo experimental de nove vigas de concreto armado de seção transversal “T”, de tamanho real, para avaliar o comportamento das peças segundo as técnicas propostas. Dividiram-se os ensaios em cinco grupos. No primeiro com duas vigas de referência, utiliza-se apenas a armadura convencional. O segundo apresenta uma viga que difere das vigas de referência apenas pela colocação de uma fita de fibra de carbono inserida no concreto fresco sobre a armadura convencional (segunda camada). O terceiro grupo é composto por uma viga reforçada com duas fitas de fibra de carbono. O quarto grupo possui duas vigas reforçadas com uma fita de fibra de carbono. Estas vigas foram reforçadas antes da aplicação de carregamento, viga monolítica. O quinto grupo foi formado por três vigas ensaiadas em duas etapas: na primeira etapa, foram aplicados níveis de carga diferentes para cada viga e, após a retirada das cargas, foram executados os reforços e, novamente, submetem-se as vigas a um carregamento progressivo, até que fosse atingida a ruína. Os resultados experimentais e numéricos obtidos, indicam a viabilidade técnica dos procedimentos de reforços propostos, representando um ganho significativo da capacidade de carga e da rigidez à flexão das peças.

Palavras chaves: estruturas de concreto, fibra de carbono, PRFC, elementos fletidos, reabilitação, reforço, recuperação, ensaio à flexão.

ABSTRACT

FORTES, A. S. (2000). *Theoretical and Experimental Investigation of Reinforced Concrete Beams using Carbon Fibers Reinforced Polymer (CFRP)*. Florianópolis. Dissertation. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da da Universidade Federal de Santa Catarina.

Supervisor: Ivo José Padaratz (PhD.).

This work presents a study carried out to investigate the behaviour of reinforced concrete beams using reinforced polymer with carbon fibers, designated by fiber carbon ribbon, glued in the lower part of the beam with an epoxy adhesive. It also intends to verify the feasibility of using carbon fiber ribbon as part of the main reinforcement therefore being inserted in the beam while the concrete is still fresh. A literature review on the main materials and procedures used for repairing and rehabilitating structural elements of reinforced concrete is presented as well as the recent studies on rehabilitation of concrete beams. An experimental study of 9 full-scale reinforced concrete beams of T cross-section is carried out to evaluate the behaviour according to the proposed techniques. The tests are divided into 5 groups: (i) two reference beams using conventional reinforcement only; (ii) a beam differing from the reference beams due to the fact that a carbon fiber ribbon was inserted in the fresh concrete (as a second layer) of the conventional reinforcement; (iii) a reinforced beam with two carbon fiber ribbons bonded externally; (iv) two beams reinforced with one carbon fiber ribbon externally. The previous two beams were reinforced before load was applied, behaving as monolithic beam. Finally and (v) three beams subjected to different levels of cracking, unloaded, and only then reinforced with CFRP ribbons. Experimental and numeric results indicated that the procedures for CFRP reinforcements proposed here produce a significant increase in the load capacity and flexural rigidity of specimens.

Key words: concrete structures, carbon fiber, concrete beams, rehabilitation, reinforcement, flexural test

1 INTRODUÇÃO

A utilização de materiais fibrosos em construções não é recente. Muito antes da era cristã, cerca de 2500 a.C., na região onde hoje é conhecida como Finlândia, já se empregavam materiais à base de amianto. De acordo com Exodus 5:6, citado em Mehta (1994), os egípcios utilizavam palha para reforçar tijolos de barro. Existem evidências de utilização da fibra de asbesto para reforçar postes de argila há cerca de 5000 anos.

No Antigo Egito e na Roma Antiga, os adobes e tijolos eram reforçados com raízes e, após o Renascimento, utilizavam-se sisal e crina de cavalo para reforçar placas de gesso (Agopyan, 1993).

A utilização desses compósitos, formados por dois ou mais materiais com características mecânicas distintas dos componentes individuais, era feita de forma empírica, utilizando o bom senso característico dos povos mais antigos. Apenas no século passado começou-se a estudar, com base científica, alguns compósitos, entre os quais se encontram as pastas de cimento reforçadas com fibras de vegetais (piaçava, sisal e coco) e com amianto. O cimento amianto foi o primeiro material compósito reforçado com fibra utilizado em escala industrial na construção civil. Ainda hoje, sua utilização ocupa um lugar de destaque, apesar dos possíveis riscos que representa para a saúde humana.

Apesar de os materiais fibrosos terem sido, inicialmente, empregados na construção civil, foi no período da Segunda Grande Guerra Mundial que se teve uma considerável contribuição das Indústrias Mecânica, Naval, Aeronáutica e Bélica, através da utilização de matrizes metálicas e poliméricas, o que acarretou a produção de materiais bastante leves e resistentes, denominados “sólidos fortes”.

A tese de Krenchel (1964) pode ser considerada um marco nos estudos de materiais fibrosos na construção civil, pois, além de realizar uma abordagem teórica sobre compósitos com matrizes frágeis, apresenta resultados de um trabalho experimental com fibras de vidro. Nessa mesma época, foi publicado, na língua inglesa, o trabalho do soviético Biryukovich (1965), sobre fibras de vidro em pastas de cimento. Vale ainda ressaltar o trabalho de Majumdar e Ryder (1970), que desenvolveram as fibras de vidro à base de zircônio, resistente aos álcalis de cimento, sendo produzidas em escala comercial a partir de 1974.

Na década de 70, os estudos concentraram-se no cimento-vidro, devido ao desenvolvimento das fibras resistentes aos álcalis e, na década de 80, a atenção voltou-se para fibras metálicas e fibras de polipropileno, de alto módulo de elasticidade e de custo equivalente ao das fibras comuns.

Os materiais fibrosos são polifásicos, distinguindo-se duas fases básicas: as fibras e a matriz em que as fibras estão embebidas. A principal função das fibras é servir de reforço mecânico para a matriz, sendo que, geralmente, o volume delas é consideravelmente inferior ao da matriz.

Na construção civil, as matrizes mais empregadas são as frágeis; aquelas que se rompem sem deformação plástica, como, por exemplo, as pastas de cimento, argamassas e concretos de aglomerantes naturais (como o cimento *Portland*). A cal e o gesso também são empregados, embora em menor escala.

A adição da fibra a esses materiais melhora as propriedades mecânicas - tais como, a resistência à tração, à flexão e ao impacto. O objetivo principal de se reforçar a matriz frágil utilizando-se fibras é melhorar o comportamento após a fissuração.

O compósito pode apresentar uma deformação plástica após a fissuração da matriz, evitando uma ruptura frágil que, geralmente, é adequada para utilização em estruturas da construção civil.

Geralmente, o volume da fibra, com exceção das fibras de amianto, é menor que 3% (três por cento) do volume da matriz. Estudos estão sendo elaborados no sentido de aumentar esse percentual, com o objetivo de alterarem-se, significativamente, as propriedades mecânicas do compósito (Agopyan, 1993).

Recentemente, surgiu uma nova concepção de materiais fibrosos para serem utilizados como armadura ou reforço de estruturas. Eles possuem como característica o aumento de fibras em relação à matriz, sendo, geralmente, utilizadas fibras de vidro, em resina acrílica, e fibras de carbono, em resina epoxídica.

Desde que o homem passou a construir sua habitação, surgiu, também, a necessidade de submeterem-se as edificações a processos de intervenção, para reabilitá-las de algum dano ou para modificá-las, com o objetivo de atender a novas utilizações. Isso tem estimulado o desenvolvimento de técnicas de recuperação e modificação estrutural. Embora esse ramo da engenharia esteja se desenvolvendo com relativa rapidez, ainda é necessário entender melhor o comportamento dos elementos recuperados ou modificados, hoje baseado em experiências empíricas e experimentais, acumuladas ao longo dos anos. Isso porque os processos de intervenção, em sua maioria, possuem um caráter artesanal, tendo particularidades características de cada caso. Além disso, pouco existe em termos de metodologias e critérios de projeto para o dimensionamento e detalhamento das peças reabilitadas. Pesquisas científicas ainda são necessárias para um melhor entendimento do comportamento dos materiais compósitos, da aderência entre os materiais e do comportamento da estrutura reabilitada ao longo do tempo, com o objetivo de estabelecerem-se a melhor técnica, o melhor material e procedimento, assim como as melhores normatizações a serem seguidas.

Na construção civil, o Japão e o continente Europeu ocupam lugar de destaque no desenvolvimento de pesquisas e utilização de materiais compósitos. Na América Latina, a Colômbia foi o país pioneiro na utilização de materiais compósitos de fibras de carbono. Em março de 1998, o *Centro Peruano Japonês de Investigaciones Sísmicas y Mitigation de Desastres*, em Lima - Peru, realizou seus primeiros ensaios de flexão em vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono.

A aplicação de materiais compósitos avançados - fibras embebidas em uma matriz polimérica - tem-se dado, conforme Meier (1992), desde a década 70. De acordo com Gregory (1971) e McCormick (1985), pontes têm sido construídas nos EUA, utilizando esses materiais. O mesmo tem acontecido na Bulgária (Head, 1976), em Israel (Bruce, 1989) e na China (Shu, 1983).

Nos EUA, os levantamentos de problemas de infra-estrutura de transportes têm demonstrado que uma das principais causas de deterioração das estruturas é a corrosão das estruturas metálicas ou das armaduras de concreto armado e protendido. Inclusive, estima-se que cerca de 40% das pontes encontram-se com desempenho inadequado ou obsoletas, necessitando de intervenções para: restabelecer a capacidade portante, aumentar a resistência, aumentar a largura do tabuleiro ou ainda, demolir e substituir totalmente por outra. O desempenho dessas pontes é afetado, principalmente, pela mudança na intensidade e no tipo de tráfego. As manifestações patológicas comumente encontradas, entre outras, são:

- Deterioração do tabuleiro, devido à utilização de sais de degelo;
- Rupturas, localizadas em elementos da infraestrutura, devido ao efeito abrasivo da água;
- Corrosão de elementos estruturais metálicos;
- Corrosão de armaduras de concreto armado e protendido;
- Problemas de respostas dinâmicas sob ação de ventos e abalos sísmicos;
- Envelhecimento dos materiais.

Segundo o *The Status of Nation's*, de janeiro de 1993, a situação atual de todas as pontes americanas assim se apresenta:

Tabela 1.1 - Situação atual das pontes do EUA

DESCRIÇÃO	SÍQUANT.	(%)
Pontes com desempenho insatisfatório ainda não recuperadas	199277	35
Pontes com desempenho estrutural insatisfatório	118563	21
Pontes obsoletas quanto à funcionalidade	80714	14
Custo para eliminar as deficiências atuais	\$ 78 bilhões	
Custo médio anual para manter o <i>status quo</i>	\$ 5,2 bilhões	
Custo médio anual para eliminar deficiências urgentes	\$ 8,2 bilhões	
Total de pontes	575583	100

Conforme Karbhari e Seible (s.d.), os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) ou *carbon fibre reinforced polymers* (CFRP), como são mais conhecidos, têm sido pesquisados nos EUA, principalmente na Universidade da Califórnia, San Diego (UCSD), direcionando sua aplicação para recuperação e novas construções da infra-estrutura de transporte e desenvolvendo técnicas para recuperação de pilares de concreto que apresentem desempenho insatisfatório. Também telas laminadas de polímeros armados com fibras têm sido utilizadas para recuperar tubulações de água; mantas com várias camadas de polímeros reforçados com fibras para reforçar paredes e lajes; e ainda, têm-se substituído tabuleiros de pontes de concreto armado por novos tabuleiros de *polymer matrix composites* (PMC), ou compósito de matriz polimérica (CMP). Segundo Meier (1982, 1987a e 1987b), esses materiais vêm sendo utilizados com maior frequência em pontes suspensas e estaiada e, conforme Wolf e Miessler (1989) e Technik (1991), a aplicação mais recente é de cabos de protensão.

Apesar de a aplicação dos polímeros reforçados com fibras estar crescendo a cada dia, pouco tem sido feito em termos de normatização voltada a projetos. Recentemente, em 1993, os japoneses publicaram diretrizes para o projeto de elementos estruturais de concreto usando materiais contínuos reforçados com fibras, Machida e Kakuta (1995). O comitê 440 do *American Concrete Institute* está, atualmente, trabalhando em diretrizes de projeto para utilização de FRP (*Fiber Reinforced Plastics or Polymers*) em estruturas de concreto armado e protendido - ACI 440R-96.

1.1 Objetivo Geral

Realizar uma análise numérica e experimental de vigas de concreto armado reforçadas com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC), colado com adesivo epoxídico no banzo tracionado das vigas.

1.2 Objetivos Específicos

Destacam-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Realizar um levantamento das origens de problemas patológicos, indicadas na literatura, e apresentar as formas de atuação, visando resolver um problema em estruturas de concreto armado, assim como, mostrar as principais técnicas de recuperação e reforço utilizadas, principalmente, as de elementos fletidos de concreto armado;
- b) Apresentar resultados recentes de pesquisas realizadas sobre reforços em vigas de concreto armado, abordando as principais técnicas de reforço e materiais utilizados, incluindo a técnica de reforço por colagem de polímero reforçado com fibras de carbono;
- c) Estudar um modelo numérico para cálculo das vigas reforçadas segundo a técnica estudada, permitindo a comparação com resultados experimentais;
- d) Realizar um estudo experimental para avaliar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com perfis compostos de matriz polimérica reforçada com fibras de carbono, coladas com adesivo à base de epoxi, no banzo tracionado de vigas sãs e de vigas previamente fissuradas, solicitadas por esforços de flexão pura e flexão simples;
- e) Verificar, através do estudo experimental, a possibilidade de utilização do perfil de polímero reforçado com fibra de carbono, inserido no concreto, como parte da armadura ou como um reforço interno e;
- f) Propor alguns procedimentos a serem adotados no projeto e na execução de obras de recuperação estrutural de peças fletidas, bem como, propor novos trabalhos a serem realizados sobre o tema.

1.3 Apresentação do Trabalho

Esse trabalho está dividido em sete capítulos, referências bibliográficas e dois apêndices.

Além do presente capítulo, apresentam-se, no capítulo 2, as patologias e a terapêutica das estruturas de concreto armado, dando ênfase às origens, causas e incidências de manifestações patológicas, no Brasil e no mundo. As principais técnicas de reforço e reabilitação de estruturas de concreto e as propriedades dos materiais utilizados nesse trabalho também são abordadas nesse segundo capítulo.

No terceiro capítulo, apresentam-se os ensaios mais recentes referentes a reforço e reabilitação de vigas segundo diversas técnicas, tais como adição de concreto convencional ou concreto projetado, adição de argamassa, acréscimo de armaduras e colagem de chapas de aço. Também inclui-se nesse capítulo alguns ensaios realizados utilizando-se a técnica objeto desse trabalho.

No capítulo 4, apresentam-se os mecanismos de ruína em vigas de concreto armado convencional e vigas reforçadas com lâminas de fibras de carbono. Desenvolve-se, também, um estudo numérico dessas vigas, cujos resultados servem para prever o comportamento das mesmas no estudo experimental.

Na seqüência, no capítulo 5, apresenta-se o modelo utilizado no estudo experimental, descrevendo-se as diversas etapas, os materiais utilizados e os ensaios realizados.

A apresentação dos resultados experimentais, em forma de tabelas e gráficos, encontra-se no capítulo 6. Nesse capítulo, faz-se uma análise dos resultados, comparando-se, sempre que possível, com ensaios realizados por outros pesquisadores.

Finalmente, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões e algumas propostas para trabalhos de pesquisas futuras, seguido pelas referências bibliográficas, em ordem alfabética e dois apêndices, nos quais estão dispostas as planilhas de resultados da análise numérica e as planilhas utilizadas para coleta de dados nos ensaios das vigas.

2 PATOLOGIA E TERAPÊUTICA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.1 Considerações Gerais

A qualidade tem sido cada vez mais perseguida na indústria da construção civil e implantada com sucesso em áreas como planejamento, projeto e execução de obras. Várias empresas têm implantado programas de qualidade, intervindo na mão de obra, nos materiais, equipamentos, sistemas construtivos e criando cartilhas para informar aos usuários como utilizar as edificações.

A qualidade está diretamente ligada à patologia e, a sua ausência, em qualquer uma das fases de uma construção, pode gerar uma manifestação patológica. Apesar de todo empenho e investimentos em programas de qualidade, a incidência de danos em estruturas de concreto armado ainda é significativa.

A preocupação com a qualidade e a incidência de patologias nas construções é bastante antiga. Na Mesopotâmia, há cerca de dois mil anos antes de Cristo, no Código de Hamurabi, já existiam cinco regras que visavam evitar erros nas construções. Segundo Cánovas (1988), foi o primeiro tratado conhecido sobre patologia na construção. Essas regras eram assim:

- Se um construtor faz uma casa para um homem e não a faz firme e seu colapso causa a morte do dono da casa, o construtor deverá morrer;
- Se causa a morte do filho do dono da casa, o filho do construtor deverá morrer;
- Se causa a morte de um escravo do proprietário, o construtor deverá dar ao proprietário um escravo de igual valor;

- Se a propriedade for destruída, o construtor deverá restaurar o que foi destruído por conta própria e;
- Se um construtor faz uma casa para um homem e não a faz de acordo com as especificações e uma parede desmorona, o construtor reconstruirá a parede por sua conta.

Segundo o dicionário Ferreira (1975), patologia é a parte da medicina que se ocupa das doenças, suas origens, seus sintomas e sua natureza e terapêutica é a parte da medicina que estuda e põe em prática os meios adequados para aliviar ou curar os doentes. Essas duas palavras têm sido bastante empregadas na construção civil, mas não são as únicas; outros termos, anteriormente utilizados somente na medicina, hoje são empregados com frequência na engenharia, como, por exemplo, diagnóstico, que é o conhecimento ou a determinação de uma doença pelos sintomas dela, anamnese ou anamnésia, que é uma recordação ou a informação acerca do princípio e evolução de uma doença (essa recordação geralmente é estimulada pelo médico ao fazer algumas perguntas). Esses termos da medicina aplicam-se satisfatoriamente na construção civil quando se está diante de fenômenos inadequados a uma construção saudável, como, por exemplo, fissuras, trincas, deslocamentos, deformações excessivas, manchas, rupturas, corrosão etc.

Conforme Verçoza (1991), as características das construções atuais favorecem o aparecimento de patologias. Devido ao maior conhecimento sobre o comportamento dos materiais existente nas construções, ao desenvolvimento de técnicas construtivas e aos fatores econômicos, os técnicos estão utilizando elementos cada vez mais esbeltos, aproveitando ao máximo as propriedades mecânicas dos materiais, em compensação, uma pequena falha em uma das etapas da construção pode gerar um problema patológico.

O estado atual de degradação das estruturas de concreto armado, em grande parte do país, motivou diversos centros de pesquisas a realizarem estudos no sentido de melhor entender a origem e causas das manifestações patológicas e também, para possibilitar a indicação das melhores técnicas a fim de estabelecer uma intervenção eficaz.

2.2 Propriedades dos Materiais

O conhecimento das propriedades e do comportamento dos materiais é de fundamental importância para o estudo patológico e para a recuperação estrutural. O diagnóstico de uma patologia e o tipo de intervenção a ser adotada dependem do entendimento do comportamento dos materiais.

2.2.1 Concreto

O concreto é resultado de uma mistura de aglomerante - sendo o cimento *Portland* o mais conhecido e utilizado - agregados miúdos (areia natural ou artificial), agregados graúdos (pedra britada, argila expandida etc), água e, geralmente, aditivos (plastificante, acelerador de pega etc). Essa mistura, quando endurecida, possui excelentes características e propriedades adequadas à utilização em obras civis, sendo o material mais utilizado em estruturas de edifícios, pontes, viadutos, silos etc.

Segundo Sússekind (1987), o concreto armado pode ser considerado um material viável, durável e bastante confiável, sendo sua viabilidade garantida pelo trabalho conjunto entre o concreto e a armadura, havendo perfeita aderência entre os dois materiais, tanto pela semelhança entre os coeficientes de dilatação térmica como pela proteção química e física que o concreto oferece às armaduras.

Para elaborar um projeto ou executar obras civis com a qualidade necessária a fim de que elas desempenhem suas funções e alcancem a durabilidade desejada, é necessário um perfeito conhecimento das características e propriedades do concreto:

- **Propriedades Mecânicas**

A resistência à compressão do concreto, sem dúvida, foi a propriedade que motivou a utilização do material em larga escala. Atualmente, essa resistência é obtida através de ensaios de laboratórios utilizando-se corpos de prova, geralmente, submetidos a cargas de curta duração. Através de ensaio semelhante, com a devida instrumentação, é possível também obter a deformação do concreto à medida que a

carga é aplicada no corpo de prova, tomando possível elaborar a curva da relação entre tensão e deformação e, a obtenção do módulo de elasticidade do material. O diagrama de tensão-deformação é curvo, não possuindo um limite de proporcionalidade, característico dos materiais elásticos. Por esse motivo, pode-se obter um módulo tangente em qualquer ponto da curva, válido apenas para valores de cargas próximas ao do ponto considerado, conforme a Figura 2.1.

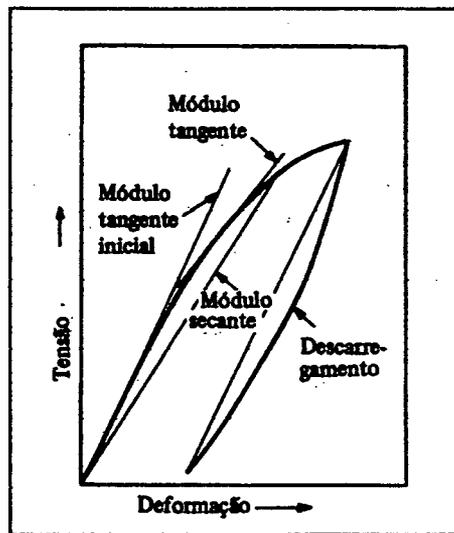


Figura 2.1 - Representação esquemática da relação entre tensão e deformação do concreto (Neville, 1997)

Segundo a norma brasileira (NBR6118-78) e pela ASTM (C 469-94), o ponto máximo do módulo secante pode ser considerado como uma fração igual a 40% da resistência final do concreto, considerando que, nessa faixa, a curva muda pouco de inclinação.

Considera-se que o módulo tangente à origem é igual a derivada da curva tensão-deformação em seu ponto de origem, conforme a equação abaixo:

$$E_o = \left. \frac{df_c}{de} \right|_{e=0} \quad (2.1)$$

Conforme a norma brasileira (NBR6118-78), deve-se trabalhar com um módulo de elasticidade secante, no cálculo de deformações para cargas em serviço, sendo esse, 90% do módulo de elasticidade tangente na origem. A norma recomenda o

cálculo do módulo de elasticidade tangente na origem para concretos normais, utilizando-se a equação (2.2):

$$E_0 = 21.000 (f_{Cj})^{1/2}; \text{ (podendo adotar } f_{Cj} = f_{ck} + 35 \text{ em Kgf/cm}^2, \\ \text{na ausência de resultados experimentais). (2.2)}$$

A tendência das normas atuais é de trabalhar com valores menores que os obtidos pela equação 2.2. A proposta de revisão da norma brasileira NBR 6118-78 considera que o módulo tangente na origem do diagrama de tensão-deformação e o módulo secante podem ser obtidos pelas equações 2.3 e 2.4, respectivamente.

$$E_{cm} = 1,1 E_{cm}^{\wedge} \quad (2.3)$$

$$E_{cm>s} = 4700 (f_{cm})^{1/2}; \text{ (} f_{cm} \text{ em MPa)} \quad (2.4)$$

A resistência utilizada em projetos de estruturas (f_{ck}) é obtida através de tratamento estatístico de um número suficiente de corpos de prova, fixado pelas normas de cada país, geralmente, realizando-se os ensaios aos vinte e oito dias após a preparação do concreto. Os resultados dos ensaios à compressão, obedecem a uma curva normal de distribuição de frequência (curva de Gauss) e a resistência característica do concreto (f^*) é um valor que tem 95% de probabilidade de ser alcançado ou superado, como mostra a Figura 2.2:

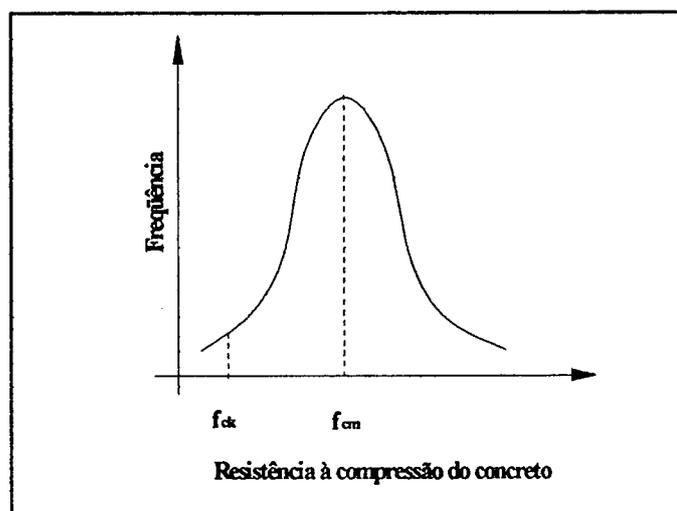


Figura 2.2 - Curva de distribuição normal (Süssekind, 1987)

A resistência à tração do concreto também pode ser obtida por ensaios de laboratório em corpos de prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, através de ensaios de fendilhamento (“ensaio brasileiro” ou método de Lobo Carneiro), também, geralmente, aos vinte e oito dias após a preparação do concreto. A norma brasileira NBR 6118/78, com base em dados experimentais, considera que a resistência à tração para concretos convencionais pode ser obtida com margens de segurança pelas relações:

$$f_{tk} = 0,10 f_{ck}; \text{ para } f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

$$f_{tk} = 0,7 + 0,06 f_{ck}; \text{ para } f_{ck} \geq 18 \text{ MPa} \quad (2.6)$$

• Propriedades Reológicas

Dentre as características reológicas a retração e a fluência têm sido exaustivamente estudadas, devido aos efeitos indesejados que podem provocar na estrutura de concreto.

A retração do concreto é uma deformação que independe do carregamento, é provocada por uma redução volumétrica, devido a saída de água do sistema cimento-água. Conforme Neville (1997), a pasta de cimento pode sofrer redução de volume de até 1% (um por cento) do volume absoluto do cimento seco.

A intensidade da retração é influenciada por diversos aspectos, entre eles estão:

- Relação água/cimento;
- Temperatura e umidade do ambiente;
- Calor de hidratação;
- Teor de agregado;
- Velocidade de ventos;
- Teor de cimento da mistura.

No estado plástico, podem ser formadas fissuras caso a quantidade de água perdida pela superfície do concreto for maior que a quantidade de água que migra para a superfície por exsudação. A retração pode ser provocada, também, pela perda de água dos poros capilares, devido à hidratação do cimento (retração autógena). Esse tipo ocorre no interior da massa de concreto. A retração hidráulica ocorre nos primeiros dias, decorrente da perda de água fisicamente adsorvida ao concreto exposto em ambiente não saturado. Essa provoca a maior variação volumétrica e, por esse motivo, requer cuidados especiais, principalmente, em relação à cura do concreto. Observa-se, na Figura 2.3, que o concreto contrai-se quando executado em local não saturado e expande-se quando conservado em água ou em umidade relativa de 100%. Lorman citado por Neville (1997), estabeleceu que a umidade de equilíbrio higroscópico da pasta de cimento é de 94%.

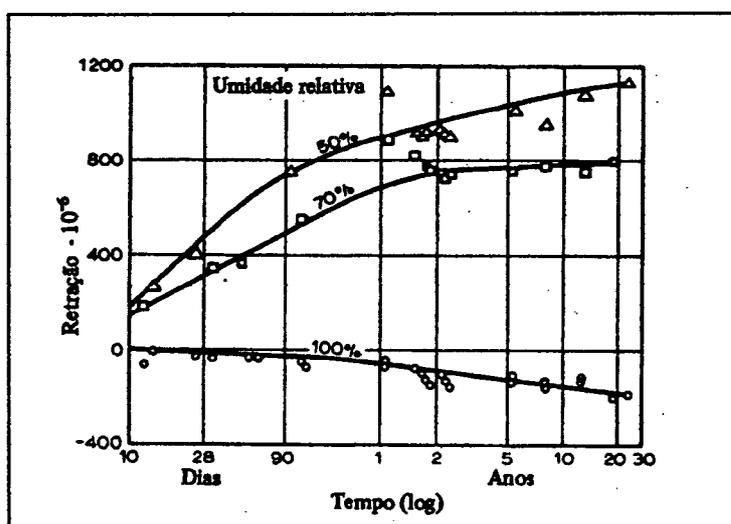


Figura 2.3 - Retração ao longo da idade de concretos conservados em diferentes umidades, após 28 dias de cura úmida (Neville, 1997)

Outra característica importante do concreto é o aumento de deformação ao longo do tempo, quando esse é submetido a um carregamento. Essa deformação é conhecida como fluência e pode ser muito maior que a deformação imediata, ocorrida no instante de aplicação do carregamento. Por esse motivo, a consideração de seus efeitos sobre as estruturas de concreto torna-se importante, principalmente, em sistemas esbeltos.

Devido ao efeito da fluência, em análises rigorosas é necessário determinar o módulo de elasticidade em várias idades do concreto. Neville (1997) considera que a retração e a fluência não são fenômenos independentes; a fluência é aumentada pelo efeito da retração, portanto, devem ser analisados em conjunto. Muitos fatores interferem na fluência, entre eles estão:

- Tensão aplicada;
- Resistência do concreto;
- Propriedades do cimento;
- Umidade e temperatura do meio ambiente;
- Relação água/cimento;
- Natureza do carregamento (compressão, tração, torção etc).

Observa-se, a seguir, na Figura 2.4, que a retirada de carregamento de uma estrutura de concreto conduz a uma redução imediata de deformação, equivalente à parcela devida à deformação elástica, em seguida, ocorre um decréscimo progressivo devido à deformação por fluência. Por esse motivo, o conhecimento desse fenômeno é importante para intervenções de reforço e recuperação de estruturas, que ocorrem, geralmente, com a retirada da maior parcela possível de carregamento.

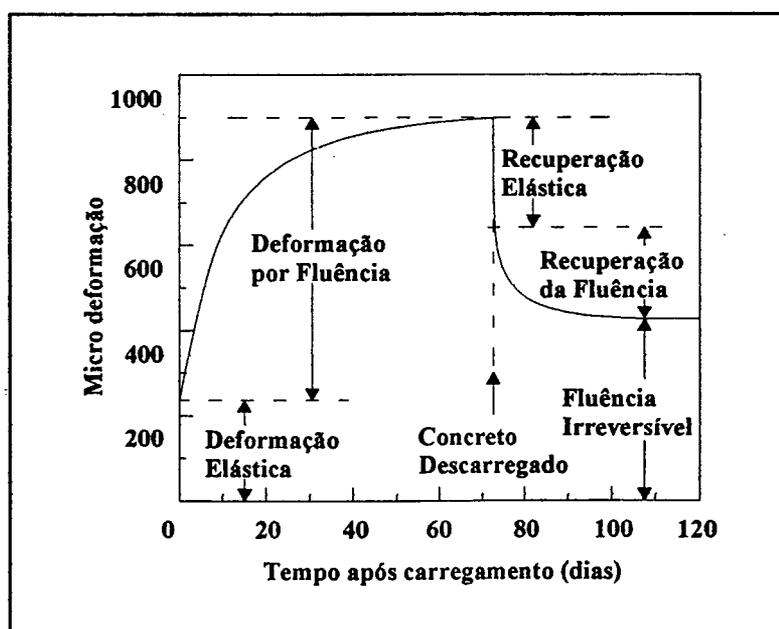


Figura 2.4 - Reversibilidade da deformação por fluência, devido à retirada do carregamento em compressão uniaxial (Mehta e Monteiro, 1994)

2.2.2 Aço

O aço empregado na indústria da construção civil do Brasil é classificado em barras ou fios e, de acordo com o valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}), é dividido nas categorias CA-25, CA-50, CA-60 e CA-42 S (com características de soldabilidade). Esses aços são compostos de ligas de ferro-carbono, com adição de alguns outros elementos (manganês, silício, alumínio, enxofre, fósforo e cromo), sendo o teor de carbono o maior responsável pelas propriedades finais. O processo de fabricação consiste em laminação a quente, seguido de resfriamento ao ar livre, resultando em aços tipo A, ou de encruamento por deformação (tração, torção, trefilação etc), resultando em aços tipo B.

A elevada resistência à tração e a ductilidade são as propriedades mais importantes do aço utilizado como armadura de concreto e o fato do coeficiente de dilatação térmica ser praticamente igual ao do concreto ($\alpha=1,2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$) viabiliza a utilização do material concreto armado.

O diagrama de tensão-deformação dos aços pode apresentar um patamar de escoamento bem definido ou não. A tensão característica do aço refere-se ao limite inferior do patamar de escoamento e, nos casos em que o diagrama não apresenta esse patamar bem definido, a norma brasileira permite que se trabalhe com diagramas simplificados com dois trechos retos, sendo um inclinado até o valor de $0,7 f_y$ e o outro o patamar de escoamento, cujo valor da tensão (f_y) provoca uma deformação específica residual de 0,2%. Essas duas retas são ligadas por uma parábola do segundo grau, na qual as deformações podem ser calculadas pelas equações 2.7 e 2.8. Os diagramas simplificados conforme estabelece a norma brasileira (NBR 6118-78), para os dois tipos de aço, podem ser observados na Figura 2.5.

$$s_s = \frac{C_{Ts} + 1}{E_s} \left(\frac{\sigma_s}{f_y} - 0,7 \right)^2 ; \text{ na região tracionada} \quad (2.7)$$

$$s_s = \frac{C_{Fs} + 1}{E_s} \left(\left| \frac{\sigma_s}{f_y} \right| - 0,7 \right)^2 ; \text{ na região comprimida} \quad (2.8)$$

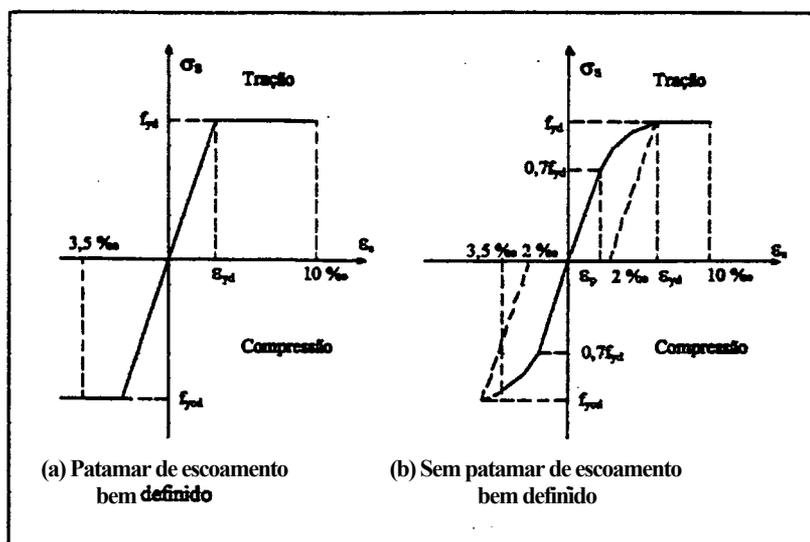


Figura 2.5 - Diagrama simplificado de tensão-deformação proposto pela norma brasileira (NBR 6118-78)

O elevado alongamento do aço na ruptura, dá uma idéia de ductilidade do material, sendo necessário estabelecer um limite para sua deformação, com objetivo de evitar valores excessivos e, conseqüentemente, a falência da ligação aço-concreto.

O efeito de fadiga, que é a perda de resistência nos aços destinados a armaduras de concreto, em estruturas de edificios comuns, não é muito grande, no entanto, em estruturas submetidas a carregamentos cíclicos, principalmente com cargas dinâmicas, é necessário considerar o efeito da fadiga do aço na análise da estrutura.

O aço utilizado em reforço apresenta-se, geralmente, em forma de chapas ou perfis metálicos, também utilizados em estruturas metálicas. As características e propriedades desse aço podem ser fornecidas pelo fabricante ou encontradas em normas brasileiras. Alguns autores apresentam diversos perfis utilizados em recuperação estrutural, como é o caso do Cánovas (1988).

2.2.3 Concreto com Fibra

A recomposição ou o reforço de peças de concreto devem ser executados com materiais que apresentem características e propriedades melhores do que as do material original. Conforme Reis (1998), a utilização de concreto reforçado com fibras é uma alternativa interessante devido à sensível melhora de algumas propriedades e características do material, como:

- Tenacidade;
- Retenção à propagação de fissuras;
- Resistência à tração;
- Resistência ao cisalhamento;
- Ductilidade;
- Permeabilidade;
- Durabilidade.

O American Concrete Institute (*ACI*) - *Committee 544* (1987) recomenda a utilização de agregado graúdo com diâmetro em torno de 10 mm, limitando esse valor em 19 mm devido a dificuldades de homogeneização do concreto, considerando-se que a quantidade de fibras depende do tamanho do agregado utilizado.

Existem fibras de diversos materiais e formas, que podem ser utilizadas em matriz de cimento. Entre os materiais, destacam-se:

- Aço;
- Polipropileno;
- Vidro;
- Vegetais (coco, sisal etc).

Conforme Furlan, *apud* Reis (1998), a armadura de cisalhamento (estribos) utilizada em peças de concreto pode ser substituída por fibras de aço curtas, em quantidades compatíveis com os esforços atuantes. Com isso pode-se obter:

- Resistência igual em todas as direções;

- Maior resistência à fissuração;
- Redução na propagação das fissuras;
- Manutenção da integridade da peça na ruptura;
- Melhor trabalhabilidade do concreto;
- Redução da taxa de armadura longitudinal.

A utilização de fibras inseridas no concreto melhora o comportamento após a fissuração e aumenta a rigidez das peças, conseqüentemente, melhora também o comportamento da estrutura nos estados limites de utilização, tomando-se um material interessante para utilização em recuperação e reforço de estruturas. As fibras podem retardar o aparecimento das primeiras fissuras e controlam o seu desenvolvimento, funcionando semelhante a uma armadura de costura. Análises do desenvolvimento de fissuras podem ser feitas utilizando o método dos elementos finitos ou a mecânica da fratura do concreto, conforme abaixo:

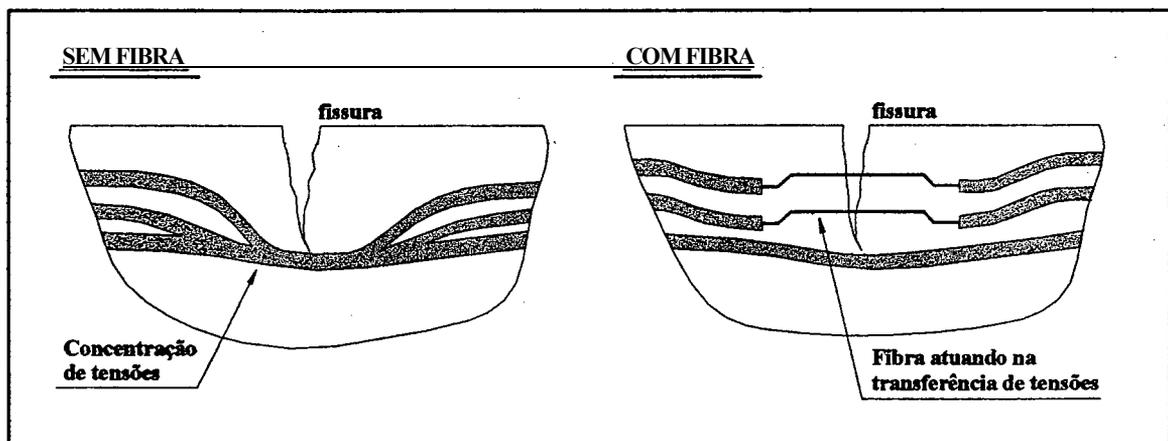


Figura 2.6 - Mecanismo de atuação das fibras no controle das fissuras
(Nunes e outros, 1997)

Apesar de a adição de fibras poder gerar um aumento imediato do custo da estrutura, devido ao maior valor do metro cúbico do concreto, esse custo é compensado pela melhoria do desempenho e da durabilidade da estrutura, tomando o custo final inferior.

2.2.4 Concreto de Alto Desempenho

O concreto de alto desempenho (CAD) é obtido geralmente a partir da mistura do cimento com a pozolana, sempre associado à adição de superplastificantes. Segundo o ASTM 618-94, *apud* Neville (1997), a pozolana é um material natural ou artificial, silicoso ou sílico-aluminoso, que possui pouco ou nenhum valor cimentício quando isolado, entretanto, quando finamente subdividido e, na presença de umidade, reage com o hidróxido de cálcio, liberado pela hidratação do cimento, formando um composto com características cimentícias. O resultado da mistura do cimento com a cinza volante e os demais componentes do concreto, dependendo da proporção dos materiais, pode produzir um material com elevada resistência à compressão, baixa permeabilidade, alta resistência a ataques químicos, elevada resistência à abrasão, além de melhoria de outras propriedades mecânicas e reológicas.

Entre os materiais pozolânicos, pode-se citar o fumo de sílica, mais conhecido como microssílica (partículas esféricas muito pequenas de sílica amorfa - SiO_2) e a cinza volante, também conhecida como cinza volante pulverizada (partículas esféricas de pequeno diâmetro e grande área específica).

O concreto de alto desempenho possui características importantes para materiais de recuperação e reforço estrutural. Reis (1998) observa que as principais características do CAD que podem ser exploradas são:

- Excelente aderência ao substrato e ao aço;
- Baixa permeabilidade;
- Exsudação praticamente nula;
- Elevada coesão;
- Alta resistência elétrica;
- Resistência mecânica elevada nos primeiros dias;
- Alta resistência ao ataque de cloretos e sulfatos e;
- Alta resistência à abrasão.

A utilização do CAD em serviços de recuperação e reforço estrutural vem sendo cada vez mais indicada pelos técnicos, devido às características acima citadas,

sendo um dos motivos que provocou a redução da utilização de ponte de aderência, geralmente, resina epoxídica.

23 Patologia das Estruturas de Concreto Armado

Na construção civil, assim como na medicina, antes de emitir-se um diagnóstico, é necessária uma observação cuidadosa dos sintomas da enfermidade, avaliando-se o enfermo através de anamnese e ensaios laboratoriais, caso sejam necessários, para estabelecer a origem da enfermidade, suas causas e o mecanismo de atuação. Somente assim, pode-se avaliar a possibilidade de intervir de forma adequada.

O conhecimento da origem da manifestação patológica geralmente auxilia na identificação dos agentes agressores e do mecanismo de deterioração. Essa origem, muitas vezes, é de difícil diagnóstico devido a diversos aspectos:

- Geralmente diversos fatores estão agindo ao mesmo tempo;
- Os documentos da obra não são encontrados (projetos, especificações, sondagens, diário de obra etc);
- Dificilmente encontram-se registros de fenômenos da natureza, referentes à localidade da construção;
- Os profissionais que trabalharam na construção e que poderiam esclarecer fatos referentes à obra, geralmente, não são encontrados;
- Os usuários omitem informações importantes referentes à utilização.

De acordo com o estudo realizado na Espanha por Eduard B. Grunau, citado por Helene (1992), os problemas patológicos durante o processo de construção podem ser atribuídos ao planejamento, ao projeto, à execução, aos materiais e à utilização, conforme a Figura 2.7.

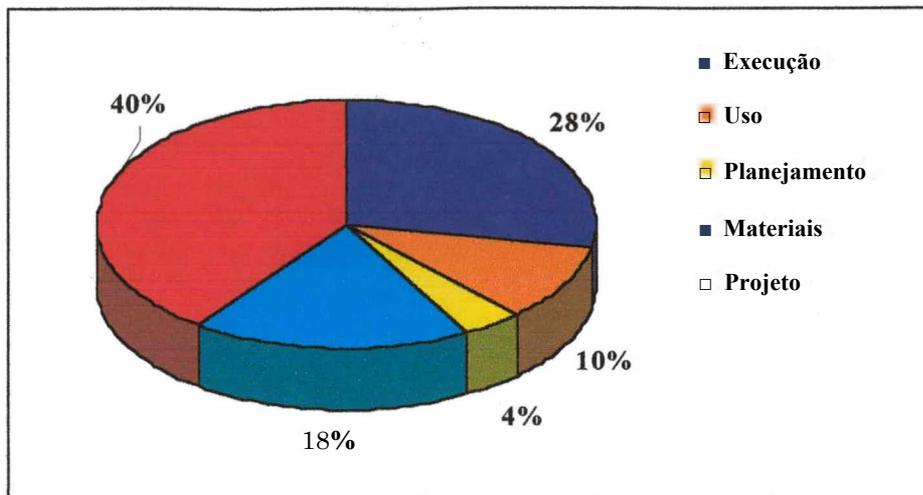


Figura 2.7 - Origem das patologias na Espanha (Helene, 1992)

Já Souza (1991), apresenta em seu estudo, realizado no Brasil, que os problemas patológicos podem ser atribuídos ao projeto, à execução, aos materiais e à utilização, como se pode observar na figura a seguir:

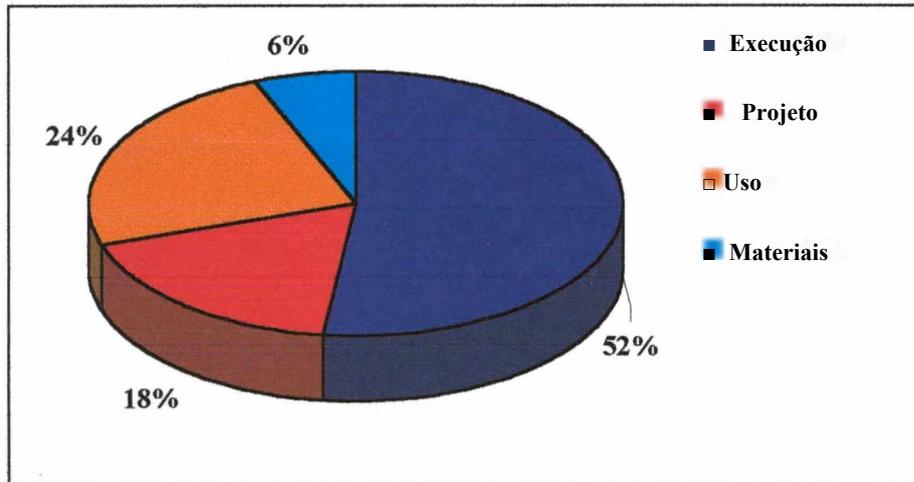


Figura 2.8 - Origem das patologias no Brasil (Souza, 1991)

Calavera (1994) apresenta em seu trabalho um levantamento realizado em 1992, pelo *Conseil International du Bailment* - CIB, sobre as origens de patologias ocorridas em edifícios. O levantamento foi realizado em vários países da Europa e EUA, observando a estrutura, as vedações, as instalações e os acabamentos. Os problemas patológicos foram atribuídos a falhas de projeto, execução, materiais, utilização e outras, conforme a Figura 2.9.

Os resultados percentuais encontrados nesse trabalho - para projeto 18% e 52% para execução - possivelmente, devem-se a um fato comum nos estudos elaborados há mais de dez anos, quando se atribuíam à execução determinadas falhas que, na verdade, tinham origem no projeto. Não se trata de erro dos trabalhos realizados nessa época, apenas com o entendimento mais amplo sobre o significado de projeto, as origens das patologias começaram a ser avaliadas de forma mais realista, tendo os trabalhos mais recentes apresentados valores maiores para falhas ocorridas em projetos e mais próximos dos valores encontrados para execução.

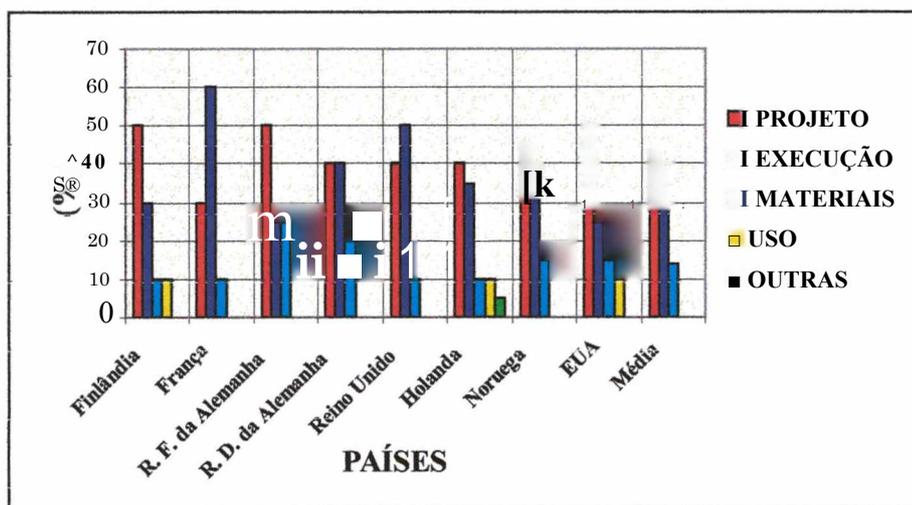


Figura 2.9 - Origem das patologias na Europa e EUA (Calavera, 1994)

O *Grupo Español dei Hormigon* (GEHO, 1992) publicou um documento que demonstra a situação das estruturas de concreto armado na Espanha. O grupo analisou 844 questionários respondidos, com perguntas específicas sobre manifestações patológicas, e obteve resultados referentes ao tipo de edificação e à natureza da estrutura (ver Figura 2.10) e referentes à localização, aos tipos e às origens das manifestações patológicas (ver Figura 2.11).

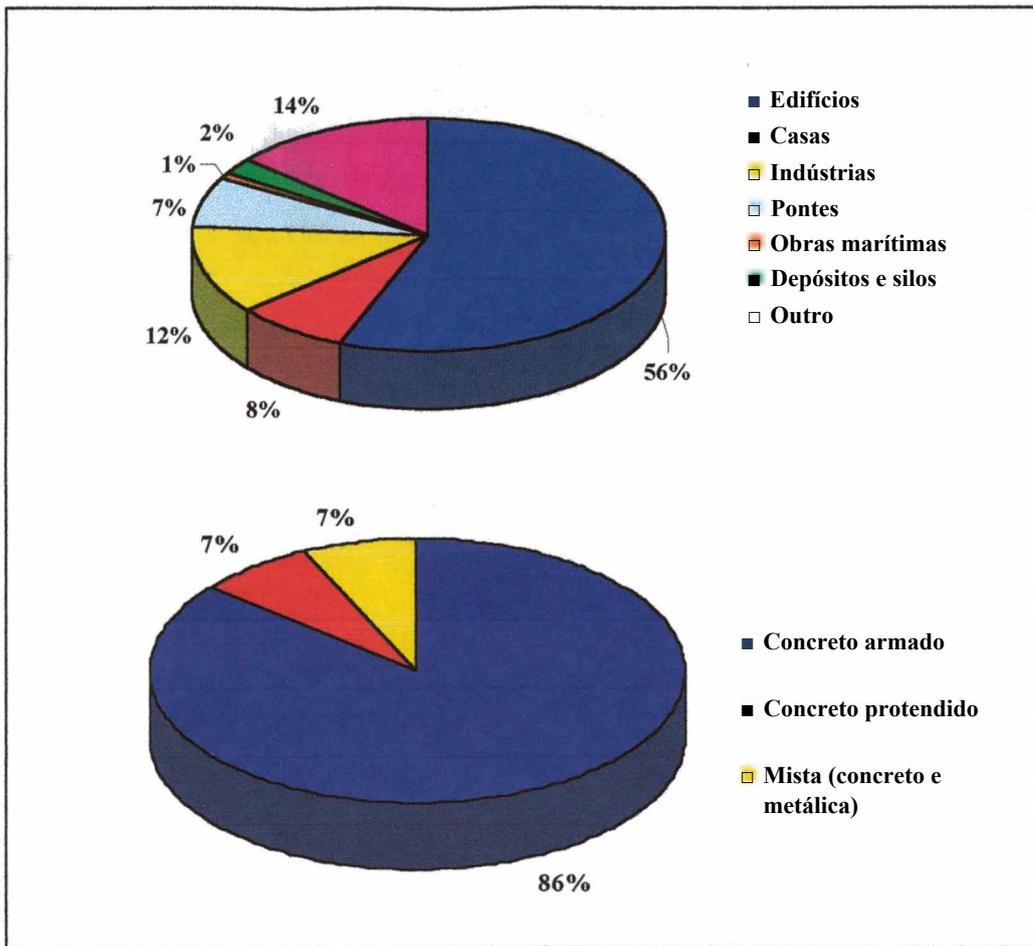


Figura 2.10- Tipos de edificações e natureza das estruturas (GEHO, 1992)

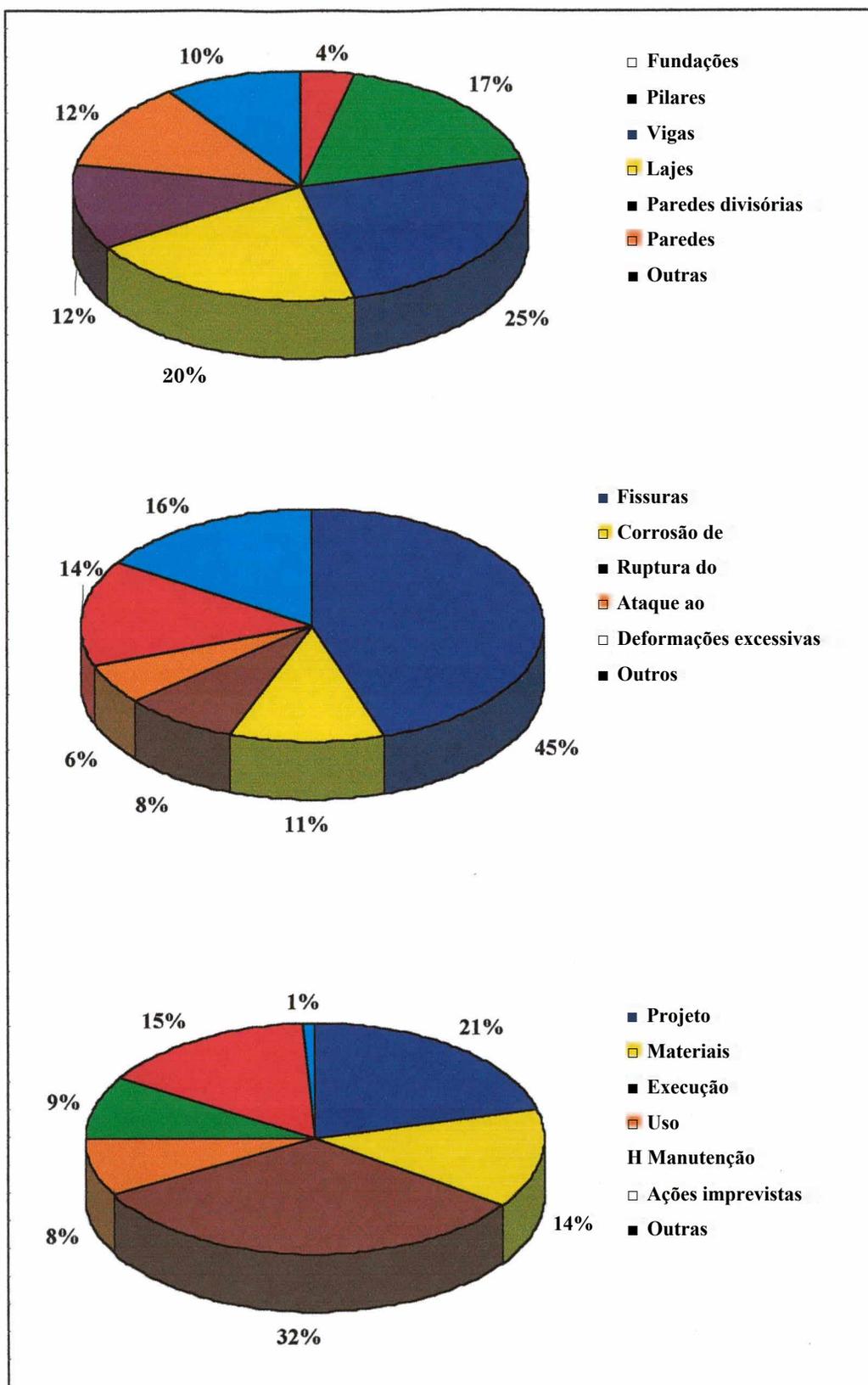


Figura 2.11 - Localização, tipo e origem das manifestações (GEHO, 1992)

No Brasil, Carmona e Marega (1988) elaboraram um estudo sobre patologia analisando 709 casos em todo o país, chegando à conclusão de que é preciso melhorar a qualidade de projetos e execução de obras, resultado semelhante ao encontrado em outros países. Apresentam-se, na Figura 2.12, dados referentes à origem e aos tipos de manifestações patológicas.

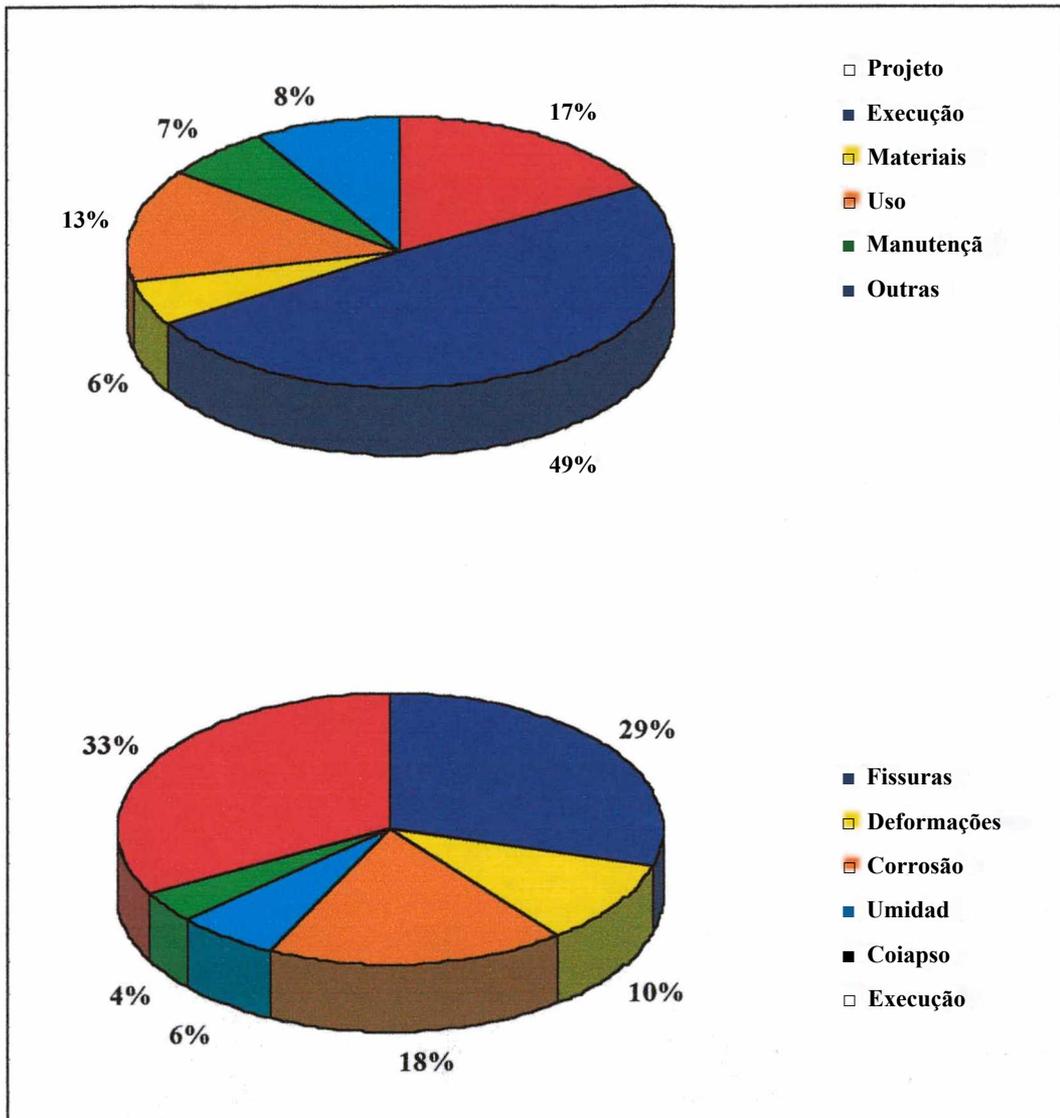


Figura 2.12 - Origem e tipos de manifestações patológicas no Brasil (Carmona e Marega, 1988)

Segundo Nince e Clímaco (1996), que realizaram um levantamento em 401 estruturas de concreto armado na região Centro-Oeste, existe uma maior incidência de

manifestações patológicas em estruturas de edifícios residenciais, suas origens pode-se ver na figura seguinte:

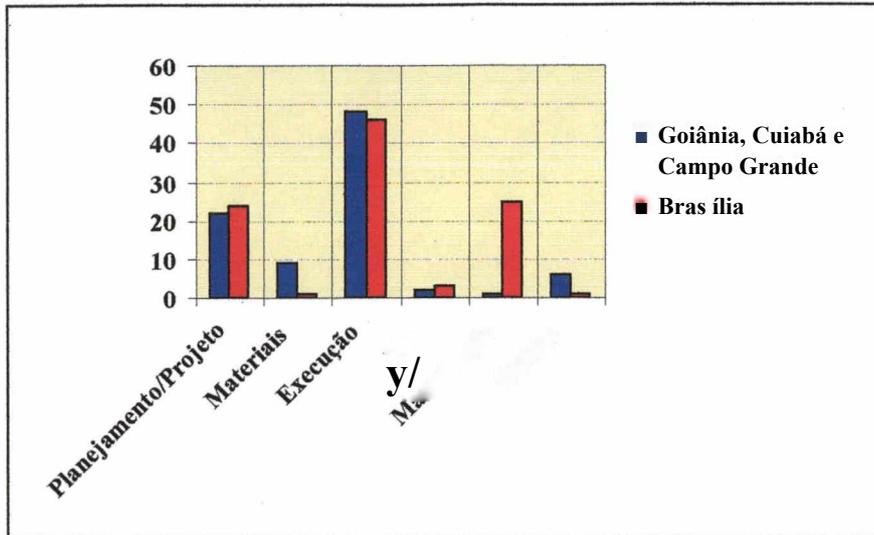


Figura 2.13 - Origem das patologias em estruturas de concreto armado na região Centro-Oeste (Nince e Clímaco, 1996)

O estudo realizado por Andrade e Dal Molin (1998), em Pernambuco, com o objetivo de levantar as principais manifestações patológicas e suas origens, demonstrou, mais uma vez que, a maior incidência concentra-se nas etapas de projeto e execução:

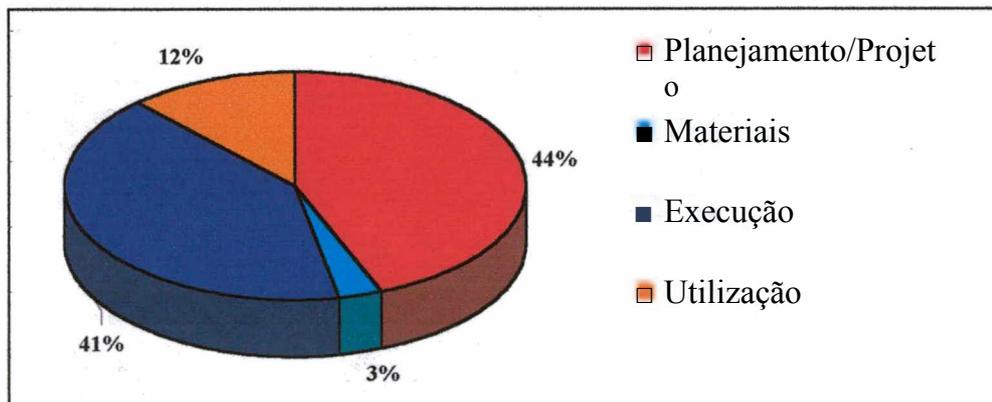


Figura 2.14 - Origem das patologias em estruturas de concreto armado em Pernambuco (Andrade e Dal Molin, 1998)

Segundo Fortes e Padaratz (1999), pode-se relacionar a origem das manifestações patológicas em estruturas pré-fabricadas da grande Florianópolis - SC a falhas de projeto, fabricação, desforma, transporte, montagem e manutenção. Os autores consideram que para garantir a qualidade das estruturas, entre outros aspectos, deve-se melhorar a concepção e representação gráfica dos projetos, investir na qualificação dos operários e estabelecer um programa de manutenção periódica. Para estabelecer uma comparação entre os resultados apresentados na Figura 2.15 e resultados encontrados para estruturas convencionais (moldadas *in loco*), pode-se considerar que as etapas de fabricação, desforma, transporte e montagem (48%) equivalem ao item execução de outros estudos.

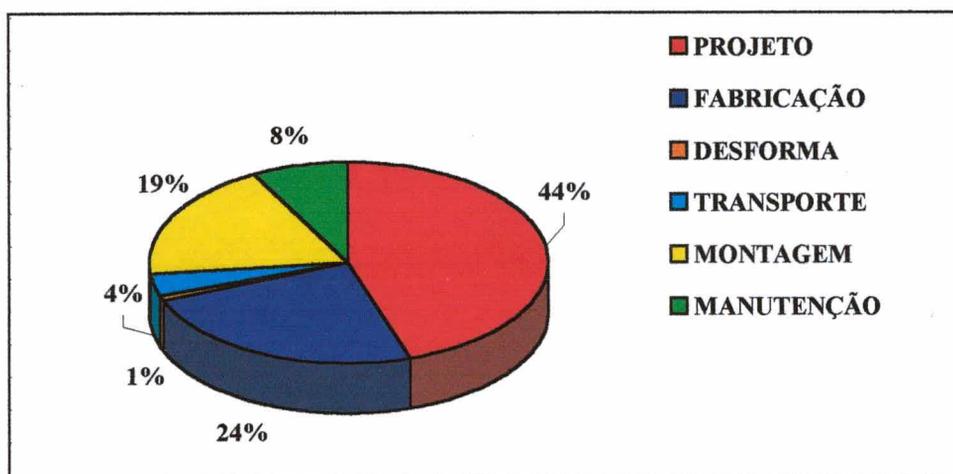


Figura 2.15 - Origem das patologias em estruturas pré-fabricadas de concreto em Florianópolis (Fortes e Padaratz, 1999)

Visando estabelecer fluência da epistemologia, apresentam-se, a seguir, na Tabela 2.1, alguns conceitos básicos referentes à patologia e à terapêutica das construções, necessários ao entendimento de um problema:

Tabela 2.1 - Conceitos básicos referentes à patologia e à terapêutica das construções

CONCEITO	
Manutenção	Medidas necessárias para conservar uma edificação em condições de uso.
Durabilidade	Capacidade de uma construção manter seu desempenho em níveis adequados à utilização, sem necessidade de manutenção imprevista em projeto.
Vida Útil	Período de tempo em que a edificação apresenta-se em condições acima das mínimas aceitáveis, para a utilização prevista em projeto.
Preservação	Conservar a edificação em condições normais de uso.
Reabilitação	Ato de modificar o estado atual de uma edificação, visando a reintegração das condições de uso.
Reparo	Correção localizada de componentes da edificação
Restauração	Reconstituir as condições originais da edificação
Reforço	Aumentar a capacidade resistente da edificação

Para resolver um problema patológico com sucesso, é necessário estabelecer um conjunto de medidas ordenadas de modo que possam ser analisados todos os dados disponíveis e estabelecer uma conduta adequada ao tipo de problema. Vários autores têm proposto fluxogramas que auxiliam na identificação, no diagnóstico e na conduta a ser seguida, visando resolver um problema patológico. A seguir, na Figura 2.16, apresenta-se uma proposta de atuação:

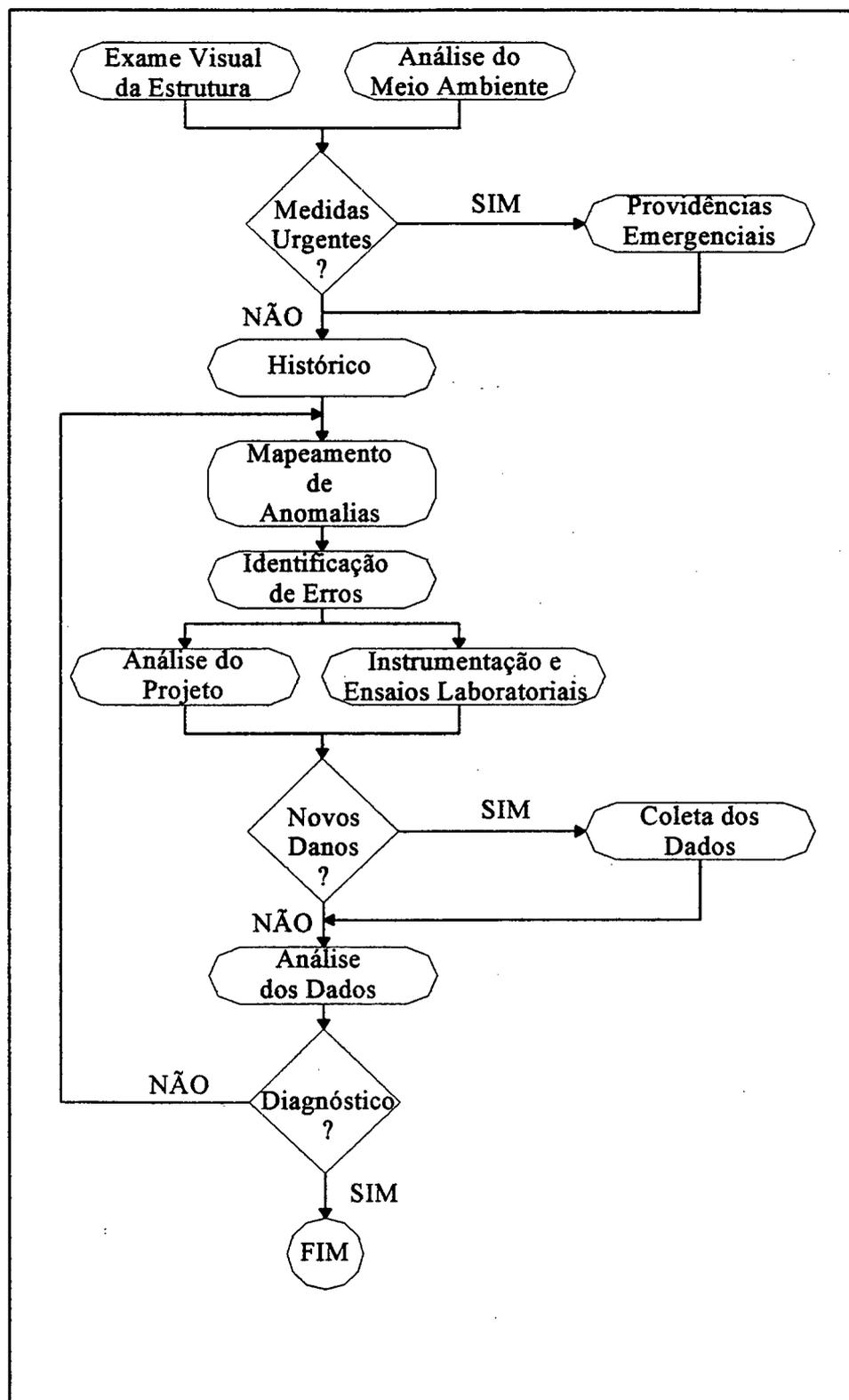


Figura 2.16 - Fluxograma genérico para diagnose de uma estrutura convencional (Souza e Ripper, 1998)

O exame visual da estrutura consiste em uma vistoria inicial que observe o tipo de manifestações patológicas, sua localização e suas características. É importante observar se o meio ambiente interno ou externo à estrutura provocam alguma interferência prejudicial à mesma. É fundamental estabelecer, nesse momento, a gravidade do problema, tomando medidas emergências, geralmente de escoramento de alguns elementos estruturais, ou, em casos mais graves, demolição parcial ou total da estrutura.

O levantamento histórico trata-se da obtenção do máximo de informações a respeito da estrutura, do seu planejamento, projeto, da sua execução, utilização e manutenção; podendo as causas de uma manifestação patológica estarem relacionadas a qualquer um desses itens. Esse levantamento é feito através de registros documentais e entrevistas de pessoas que estiveram envolvidas nas diversas etapas. Curiosamente, a grande intensidade de corrosão das armaduras de um estádio de futebol, do nosso país, só foi entendida através do depoimento de um funcionário, responsável pela manutenção. Segundo ele, para melhorar o aspecto da arquibancada e retirar fungos e fuligem impregnados no concreto, ele adicionava o cloro utilizado na piscina da Vila Olímpica, resolvendo o problema estético e introduzindo um agente agressivo ao concreto armado. Vale salientar que cerca de 30% dessa arquibancada encontrava-se com as armaduras corroídas, já expostas, e muitas delas, rompidas.

O mapeamento ou cadastramento das anomalias consiste no registro, através de desenhos ou fotografias, em que se possa ter claramente o posicionamento, o tipo, a forma e todas as características importantes das anomalias. Esse registro auxilia, também, na elaboração de um projeto de recuperação ou reforço.

Para identificar erros, deve-se elaborar uma análise do projeto estrutural e, às vezes, realizar ensaios no local ou em laboratórios, geralmente, destrutivos (podendo, em alguns casos, optar-se por ensaios não destrutivos).

Alguns casos são tão complexos que sua resolução depende da elaboração de uma pesquisa mais detalhada, procurando um melhor entendimento a respeito do assunto.

Após qualquer uma das etapas acima descritas, deve-se avaliar a possibilidade de emitir um diagnóstico. Caso não seja possível, então, passa-se para a etapa posterior, tendo como último recurso a realização de pesquisa baseada em bibliografias, recursos tecnológicos, aspectos científicos auxiliados por ensaios laboratoriais, caso seja necessário.

Vencidas todas as etapas acima citadas, deve-se emitir um prognóstico contemplando as possibilidades de intervir ou não.

Finalmente, em acordo com o proprietário da edificação, deve-se definir a conduta a ser adotada. Essa conduta depende de diversos fatores, principalmente, técnicos e econômicos, mas já ocorreram casos em que fatores políticos foram preponderantes. Um estudo patológico realizado em um edifício localizado em Salvador-BA, que ficou abandonado em fase de acabamento durante mais de três décadas, concluiu que, tecnicamente, era possível que ele fosse recuperado, mas financeiramente, seria melhor optar por uma demolição. Apesar disso, optou-se pela realização da recuperação, pois, devido a mudanças no código de obras da cidade, caso o edifício fosse demolido, não seria possível construir um outro nas mesmas dimensões.

Caso seja feita a opção por realizar uma intervenção, deve-se estabelecer o tipo de terapia a ser adotada. Nos casos de reparo, recuperação ou reforço, deve-se elaborar um projeto indicando todos os procedimentos a serem adotados, assim como os elementos, a localização, os tipos de materiais e os procedimentos a serem utilizados, as fôrmas, equipamentos e a necessidade de escoramento. Algumas vezes a opção adotada é a de limitar a utilização. No caso de demolição, também deve ser elaborado um projeto indicando a forma de execução (se manual ou mecânica), estabelecendo a ordem de execução. Nos casos de implosão, o projeto deve contemplar o posicionamento, a quantidade de explosivo e a ordem de detonação.

É sempre prudente que, durante um período, seja feito um acompanhamento visando avaliar se a intervenção foi bem sucedida. Em caso positivo, convém registrar o estudo para auxiliar na resolução de outros problemas.

Segundo Souza e Ripper (1998), as causas dos processos de deterioração de uma estrutura podem ser intrínsecas ou extrínsecas.

As causas intrínsecas podem ser geradas por falhas humanas na etapa de construção ou utilização, por inadequação na execução da estrutura, falhas no escoramento e ainda, por utilização de materiais incompatíveis com as especificações. As falhas humanas na utilização devem-se, principalmente, à falta de manutenção. Causas naturais também são consideradas intrínsecas e são geradas pela própria estrutura porosa do concreto - por agentes químicos, físicos ou biológicos.

As causas extrínsecas são aquelas que ocorrem externamente ao corpo da estrutura e também podem ser geradas por falhas humanas durante a fase de projeto ou por utilização inadequada, por alteração de elementos estruturais, por modificação de cargas ou ainda, por alterações do solo nas proximidades das fundações. Também podem ser causadas por agentes mecânicos, físicos, químicos e biológicos.

As patologias que ocorrem com maior frequência em estruturas de concreto armado são:

- Corrosão de armaduras;
- Carbonatação (algumas vezes com presença de estalactite);
- Fissuração (sintomatologia);
- Lixiviação do concreto;
- Bolor e fungos;
- Degradação do concreto.

2.4 Técnicas de Recuperação de Estruturas de Concreto Armado

Feita a opção por executar uma intervenção na estrutura por recuperação ou reparo de elementos danificados, deve-se, através dos dados obtidos no estudo patológico, estabelecer a técnica mais adequada para solucionar o problema. A elaboração de um projeto de recuperação com os procedimentos a serem adotados, o

detalhamento dos tipos de intervenção e a indicação dos materiais a serem utilizados é fundamental para o sucesso dessa etapa.

2.4.1 Tratamento de Fissuras

Para estabelecer o tratamento de fissuras, deve-se verificar, no estudo patológico, qual o tipo de fissura, principalmente, no que diz respeito à movimentação da estrutura. Uma fissura é chamada ativa quando possui variação de espessura, caso contrário, é passiva. Conhecendo-se a natureza das fissuras pode-se, então, realizar um tratamento eficaz.

As fissuras ativas devem ser tratadas com aplicação de material elástico, como mástiques. As fissuras passivas, por aplicação de resinas, geralmente, à base de epóxi, através de injeção ou colmatação, visando tomar a estrutura novamente monolítica.

Nos casos em que a causa das fissuras tenha relação com a falta de armaduras, deve-se restabelecer a capacidade resistente da peça por adição da armadura adequada.

O tratamento a ser adotado, portanto, depende do tipo de fissura e pode ser feito através de:

- Injeção

Inicialmente, executam-se furos de aproximadamente 30 mm de profundidade e, geralmente, cerca de 10 mm de diâmetro, com espaçamentos que variam de 5 a 30 cm, dependendo da abertura da fissura. Esses furos servirão para fixação de dutos.

Após realizar-se uma limpeza cuidadosa dos furos com jato de ar, pode-se colocar os dutos, geralmente, feitos de mangueira de plástico transparente com diâmetro externo ligeiramente inferior ao dos furos e comprimento em torno de 12 cm. Esses dutos devem ser posicionados nos furos e fixados sobre a superfície de contato com

adesivo epoxídico tixotrópico - adesivo de alta viscosidade que praticamente não escorre. Para facilitar a aderência entre a interface mangueira-adesivo, deve-se criar ranhuras nas faces externas das mangueira. Há poucos anos, era comum a utilização de pedestal para fixação dos dutos. Esse recurso está, atualmente, em desuso, devido ao bom desempenho dos dutos sem o pedestal.

A fissura deve ser selada em todo seu comprimento entre os dutos. E nos casos de fissuras passantes, aquelas que seccionam a peça, deve-se selar também as faces não injetáveis. Para melhorar a selagem, é comum abrir-se um sulco em forma de “v” ao longo de toda a fissura, onde será aplicado adesivo epoxídico, podendo ter viscosidade um pouco inferior à utilizada para fixação dos dutos - o que ajuda na aplicação.

Após pelo menos 24 horas, deve-se vedar os dutos, exceto dois adjacentes. Para isso, dobra-se as mangueiras, amarrando-as com arame galvanizado. Em seguida, injeta-se ar comprimido em um deles para verificar a intercomunicação com o outro. Esse procedimento deve ser repetido até que todos os dutos tenham sido verificados. Caso algum duto esteja vedado, deve-se instalar um novo duto ao lado deste.

O início da injeção deve ser feito pela parte inferior da peça, de cima para baixo, utilizando resina, geralmente à base de epóxi. Segundo Pimentel e Teixeira (1978), citados por Souza e Ripper (1998), a resina deve ter viscosidade, a 20 °C, conforme a abertura da fissura:

- Em torno de 100 cps, resina bastante fluida, para fissuras com aberturas inferiores a 0,2 mm;
- No máximo 500 cps, resinas líquidas, para fissuras com aberturas entre 0,2 e 0,6 mm;
- No máximo 1500 cps, resinas líquidas, para fissuras com aberturas entre 0,6 e 3,0 mm e;
- Resinas puras ou com cargas para fissuras com aberturas acima de 3,0mm.

Inicialmente, deve-se vedar todos os dutos, exceto dois adjacentes, conforme foi feito anteriormente para verificar a intercomunicação entre os dutos. Em seguida, injeta-se a resina por um duto, sob pressão que varia de 0,42 a 0,84 MPa (60 a

120 psi), até que ela comesse a subir pelo duto adjacente. Esse procedimento deve ser repetido, de dois em dois dutos, até que a fissura seja toda injetada.

Aguardar pelo menos 24 horas para promover a retirada dos dutos e acabamento da superfície.

É importante observar as recomendações do fabricante da resina, principalmente, no que se refere ao *pot-life* (tempo de polimerização), ao *open-time* (tempo aberto da resina) e aos procedimentos de segurança.

- Selagem (colmatação)

Essa técnica pode ser utilizada para vedar as extremidades de fissuras passivas com pequenas aberturas, cerca de 1 mm, quando não há necessidade de restabelecer a condição monolítica da estrutura. Inicialmente, faz-se um sulco em forma de “v” em toda a extensão da fissura. Executa-se uma limpeza utilizando-se ar comprimido. Em seguida, aplica-se resina de baixa viscosidade (destinada à injeção), para que essa penetre na fissura. Antes de iniciar a cura da resina de injeção, aplica-se outra resina, de viscosidade mais alta, na região do sulco. Caso exista a possibilidade da resina escorrer por outra face, essa deve ser vedada antes do início do procedimento.

Essa técnica é também utilizada no tratamento de fissuras ativas, utilizando-se material elástico para formar uma junta de movimentação.

- Costura de fissuras (grampeamento)

Caso haja a necessidade de acrescentar armadura (grampos) na região da fissura, deve-se, inicialmente, retirar a camada superficial do concreto, procedimento que geralmente é feito com talhadeira ou ponteiro e marreta. A seguir, executam-se furos de diâmetro ligeiramente superior aos de barras que devem ser dobradas em forma de “U”, para permitir a ancoragem por colagem de suas extremidades com adesivo epoxídico nos furos. As barras devem ser dispostas sem formar um alinhamento preferencial. É importante retirar o máximo de cargas da estrutura antes de iniciar a costura das fissuras

2.4.2 Reparos Superficiais e Profundos em Elementos Estruturais

Os reparos superficiais são aqueles realizados em pequena profundidade, geralmente, sem a necessidade de utilização de fôrmas. Na maioria dos casos, são realizados no concreto de cobrimento, sem danos às armaduras. Entretanto, em alguns casos, a profundidade pode chegar a cerca de 5 cm, exigindo tratamento das armaduras.

Os reparos profundos são aqueles realizados em profundidades superiores às acima citadas, geralmente, necessitando de fôrmas e tratamento de armaduras.

Os materiais mais utilizados na reconstituição da seção são os concretos convencionais, modificados e projetados, e as argamassas. A aplicação do concreto projetado só é justificada quando se têm grandes áreas a serem recuperadas, devido a questões econômicas e à necessidade de mobilização de equipamentos de grandes dimensões.

Pode-se dividir a recuperação de um elemento estrutural de concreto armado em diversas etapas:

- **Limpeza da estrutura**

Antes de serem executados os serviços de recuperação estrutural, deve-se executar uma limpeza das faces dos elementos estruturais, através de jateamento de água ou vapor ou através de lavagem com soluções, visando remover contaminações do concreto. Essa etapa visa criar condições de observação dos danos estruturas, muitas vezes, ela é realizada durante o estudo patológico.

- **Corte do concreto**

Deve-se cortar o concreto danificado até que o material sã seja encontrado, através de processos manuais (utilizando ponteiros e marretas) ou mecânicos (utilizando rebarbadores ou martelletes pneumáticos). Nos casos de corrosão da armadura, deve-se cortar o concreto de maneira que toda a armadura corroída seja exposta, devendo o corte ser aprofundado em dimensões que permitam a limpeza da armadura e a passagem do

agregado graúdo do concreto de recomposição. O corte deve prosseguir ao longo da barra em pelo menos 10 cm após o último sintoma de corrosão.

Os cortes devem ter suas paredes perpendiculares com cantos ligeiramente abaulados para permitir um perfeito confinamento do novo concreto ou argamassa. Cuidados devem ser tomados no momento do corte, para não danificar as armaduras. Por esse motivo, e entre outros, o serviço de corte deve ser executado por operário experiente.

- **Preparação da superfície**

Após o corte do concreto, devem-se preparar as superfícies por apicoamento, através de processos manuais (utilizando ponteiros e marretas) ou por jateamento de areia ou escovação manual ou mecânica, garantindo a rugosidade da superfície e removendo todas as partículas soltas.

- **Limpeza das armaduras**

Deve-se executar a limpeza das armaduras por aplicação de jato de areia (processo mais eficaz) ou de escova de aço acoplada a lixadeira elétrica, nesse caso, auxiliada por lixamento manual nas partes mais internas das barras. Deve-se retirar todas as carepas, tomando as barras adequadas à utilização em armaduras de concreto.

- **Reposição de armaduras**

As armaduras serão recompostas nos casos em que as barras apresentem redução de seção transversal acima de 10% (dez por cento). Devem-se acrescentar novas barras, visando garantir a seção prevista em projeto. As emendas das barras serão executadas, na maioria dos casos, por transpasse, observando as prescrições da NBR-6118.

- Colocação de fôrmas

Após a limpeza das armaduras, deve-se colocar as fôrmas onde sejam necessárias. Em alguns elementos, é indispensável a utilização de fôrmas tipo cachimbo.

- Limpeza da superfície

Minutos antes da aplicação do material de recomposição, deve-se executar a limpeza das superfícies e das fôrmas, por jateamento de água. Após o jateamento de água, deve-se aplicar um jateamento de ar, com a finalidade de evitar que as superfícies do concreto antigo permaneçam saturadas.

- Aplicação do novo concreto ou argamassa

Logo após a aplicação do jato de ar, com as superfícies do concreto e das fôrmas ainda úmidas, deve-se proceder o lançamento do material de recomposição. Esse material deve ser escolhido conforme a natureza da recuperação, observando a profundidade e área a ser recomposta e a densidade das armaduras. A técnica de utilização de ponte de aderência com adesivo epoxídico, que foi utilizada com frequência durante muitos anos, caiu em desuso devido às dificuldades de aplicação, principalmente, em relação ao tempo disponível para aplicação e lançamento do material de reconstituição, de 30 a 50 minutos.

- Aplicação de concreto projetado

Essa é uma técnica bastante utilizada quando se precisa reconstituir uma área muito grande. Consiste em lançar concreto ou argamassa sob pressão em uma superfície que pode estar em qualquer posição, com velocidades superiores a 120 m/s. Pode-se utilizar a técnica via seca ou úmida.

Segundo Ferreira (*apud* Souza e Ripper, 1998) é necessária a utilização de compressor de ar (com capacidade de 325 a 600 cpm), máquina de projetar de duas câmaras para permitir a continuidade da operação, bomba de água de alta pressão

(901bs/pof²) com dispositivo de controle de vazão, mangote (mangueira) para transporte do concreto e ainda, mangueira para o transporte de ar comprimido e mangueira para o transporte de água, quando for por via úmida.

O sucesso da aplicação depende, principalmente, da preparação da superfície, que deve estar com rugosidade adequada e devidamente limpa e umedecida. O aplicador desempenha uma função fundamental, sendo responsável pela adição de água na mistura e conseqüente plasticidade do material, por manter o canhão a uma distância apropriada, distribuindo a mistura em movimentos circulares e permitindo minimizar a perda por ricochete que, conforme ainda a esses autores, tipicamente, fica entre 5 e 15% em pisos, 15 a 30% em paredes e 25 a 50% em tetos.

- **Acabamento**

As saliências de material, provocadas pela utilização de fôrmas tipo cachimbo, devem ser retiradas com mais de 24 horas, não excedendo 48 horas. Essa retirada deve ser executada cuidadosamente, de baixo para cima, seguida do acabamento recomendado pelo projeto.

- **Cura**

Deve-se executar a cura do material de reconstituição, durante pelo menos sete dias, pelos métodos tradicionais de umedecimento da superfície, por aplicação de vapor ou ainda cura química.

2.4.3 Demolição de Estruturas de Concreto

Muitas vezes, é necessário optar-se pela demolição de partes ou da totalidade da estrutura. As demolições são, geralmente, executadas utilizando-se martelos demolidores pneumáticos. Entretanto, a utilização de materiais expansivos e a hidrodemolição têm sido cada vez mais freqüentes, principalmente em países desenvolvidos. A hidrodemolição também pode ser utilizada para realização de cortes

no concreto, com a vantagem de reduzir a microfissuração e produzir menos poeira e barulho, minimizando o impacto ambiental.

2.5 Técnicas de Reforço de Estruturas de Concreto Armado

Ocorre, com freqüência, a intervenção de estruturas com o objetivo de executar um reforço. As causas do reforço, geralmente, estão relacionadas a falhas de projeto, pela não consideração de algumas cargas, pela utilização de elementos muito esbeltos, pela modificação na utilização da edificação ou ainda, pela modificação do carregamento na estrutura - esse último, tem ocorrido, com freqüência, nas pontes rodoviárias mais antigas, muitas vezes projetadas para um trem tipo de características e peso inferiores às necessidades atuais, devido ao aumento na intensidade e modificação das características do tráfego.

Existem, atualmente, muitas técnicas de reforço de estruturas. Algumas, entretanto, têm sido mais utilizadas pela facilidade de execução, pelo conhecimento da técnica de aplicação, pela rapidez na execução e por estarem já disseminados entre os profissionais da área. Ultimamente, têm surgido novas técnicas de reforço de estruturas, entre elas, a utilização de polímero reforçado com fibras de carbono.

2.5.1 Aumento da Seção Transversal e Encamisamento por Adição de Concreto ou Argamassa

Trata-se de uma técnica bastante utilizada, principalmente, em países da Europa e nos Estados Unidos, que consiste na adição de concreto ou argamassa armados envolvendo a peça. Segundo o CEB (1983a), algumas precauções devem ser tomadas visando garantir a aderência e minimizar os efeitos de retração, entre o concreto antigo e o material de reforço:

- Remover todo o concreto deteriorado;
- A espessura do material de reforço deve ser superior a 75mm, para permitir o posicionamento da armadura e facilitar a vibração;

- Deve-se tratar adequadamente as armaduras que, eventualmente, encontrem-se corroídas;
- Limpar as superfícies do concreto, utilizando-se jato de água;
- Saturar o concreto antigo durante um período mínimo de seis horas, antes da aplicação do material de reforço (esse procedimento é questionado por diversos pesquisadores, já que pode prejudicar a aderência entre os dois materiais, o antigo e o novo);
- Aplicar concreto ou argamassas de maior fluidez, a partir de um mesmo lado da fôrma para evitar a formação de bolhas de ar,
- Criar aberturas nas fôrmas, janelas, para facilitar o lançamento e adensamento do material novo;
- Promover a cura durante, pelo menos, dez dias, por umedecimento da superfície, podendo ser auxiliado pela colocação de espuma, estopa ou outros materiais que retenham a água;
- Utilizar concreto com resistência característica superior a do concreto antigo, excedendo em pelo menos 5 MPa;
- Utilizar superplastificante com o objetivo de reduzir a quantidade de água de amassamento e também;
- O concreto novo deve apresentar módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação e resistência mecânica compatíveis ao concreto antigo.

Em vigas, é comum a utilização da técnica de aumento da seção transversal com adição de armadura, geralmente, atua-se aumentando apenas a altura, modificando a altura útil da seção e, conseqüentemente, a resistência a esforços de flexão e cisalhamento. Em alguns casos, principalmente quando existe corrosão dos estribos, a dimensão da base também é alterada. Nesse tipo de reforço é fundamental a utilização de fôrmas que permitam um lançamento e adensamento adequado à qualidade final do concreto. Para conseguir sucesso nesse tipo de reforço, deve-se garantir a aderência entre o concreto novo e o antigo, de modo que a ligação possa resistir às tensões de deslizamento. Nas recuperações realizadas até a década de 80, o procedimento mais comum era utilizar ponte de aderência; na maioria dos casos, pintura da superfície com adesivo epoxídico. Atualmente, após a realização de algumas pesquisas e de aplicações práticas bem sucedidas, tem-se optado pela aplicação do concreto novo, geralmente

modificado com aditivos, tomando-se cuidados adicionais quanto à limpeza e ao umedecimento da superfície antes da aplicação do novo concreto e, ainda, garantindo a cura, pelo menos, nos primeiros sete dias.

2.5.2 Adição de Armaduras de Aço

O reforço por adição de barras de aço diferencia-se da recuperação de estruturas pela colocação de barras adicionais. Tem a finalidade de aumentar a capacidade resistente da peça. As barras podem ser ancoradas no concreto, obedecendo ao comprimento de ancoragem prescrito na norma brasileira ou por fixação com adesivo epoxídico. A utilização de furos e epóxi é comum nos casos de armadura transversal, estribo e armadura longitudinal próximos aos apoios.

2.5.3 Protensão de Cabos Aéreos Não Aderentes

Técnica de protensão, por utilização de pós-tensão, que tem sua utilização voltada para estruturas de pontes e viadutos devido à rapidez de aplicação e à possibilidade de execução sem necessidade de retirar a estrutura de serviço. A técnica visa criar forças que determinem tensões que, ao interagirem com as tensões geradas pelo carregamento externo, irão provocar resultantes inferiores às limites dos materiais em todos os pontos da estrutura, assegurando o equilíbrio e a resistência das estruturas.

Segundo Cánovas (1998), dificilmente se consegue prever o esquema estrutural no qual as forças de protensão irão atuar, devido à plastificação dos materiais e ao estado de fissuração da estrutura. Neste caso, o projetista deve prever o maior número de modelos estruturais possíveis de acontecer, e ainda, trabalhar com valores elevados de coeficientes de segurança. Ele menciona também a possibilidade de estabelecer-se uma classificação sistemática das técnicas de protensão utilizadas como reforço definitivo atendendo ao tipo de construção ou aos esforços que se desejam introduzir na estrutura. Na introdução de esforços de flexo-compressão, por exemplo, a protensão deve produzir o antifunicular das cargas externas; para isso, os cabos de

protensão devem descrever traçados poligonais, próximos aos elementos a serem reforçados, ou cabos retos, com a devida excentricidade.

Em vigas, a protensão deve provocar uma componente vertical em sentido contrário às provocadas pelas cargas externas e permanentes, resultando em esforços compatíveis com os elementos reforçados. Cuidados devem ser tomados com o surgimento de esforços horizontais - que devem ser absorvidos pelos elementos adjacentes, o que torna necessário o estudo global da estrutura, conforme a Figura 2.17:

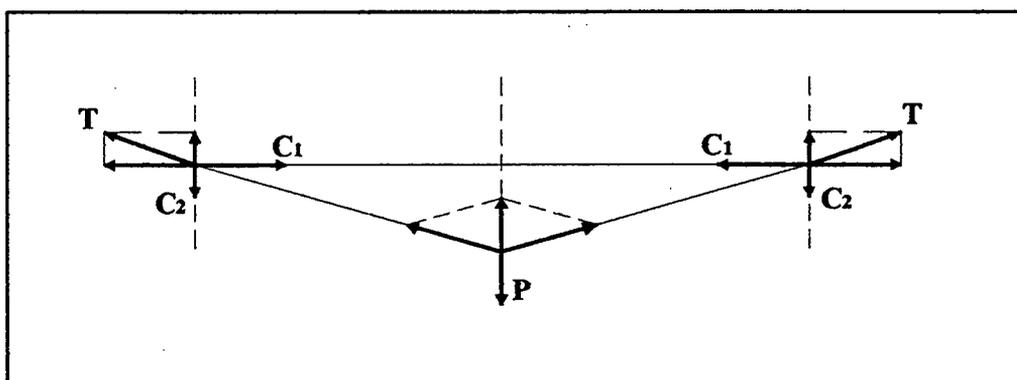


Figura 2.17 - Esforços produzidos pela protensão de vigas (Cánovas, 1988)

2.5.4 Adição de Chapas Metálicas

A utilização de chapas metálicas finas, coladas com adesivo epoxídico, é bastante recente. Os primeiros estudos foram realizados por L'Hermite e J. Bresson, em 1971, seguidos por Swamy, Jones e Mays, em 1987, que realizaram diversos ensaios, na Inglaterra, e difundiram a aplicação da técnica. Segundo Souza e Ripper (1998), esses estudos foram seguidos por Cánovas, em 1988, no Instituto Eduardo Torrojas, na Espanha; por D. Van Gemert *et alli*, em 1991, na *Katholieke Universiteit Leuven*, na Bélgica; por Hussein e Ziraba, nos anos de 1994 e 1995, na *King Fahd University of Petroleum and Minerals*, na Arábia Saudita; por Oehlers e Moran, em 1990, na *University of Adelaide*, na Austrália; por Theillout, em 1992, no laboratório Central de *Ponts et Chaussées*, na França; e Campagnolo *et alli*, em 1995, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul e por Silveira e Souza, em 1997, na Universidade Federal Fluminense.

A norma mais utilizada em projeto e execução de reforço com chapas coladas é o CEB (1983a), que recomenda algumas restrições:

- A espessura da resina epoxídica deve ser inferior a 1,5 mm (segundo Cánovas (1984) essa espessura não deve ultrapassar 1,0 mm);
- A espessura da chapa deve ser inferior a 3,0 mm, exceto nos casos de utilização de conectores metálicos nas regiões de ancoragem. Nesses casos, a espessura deve ser inferior a 10 mm;
- O aumento na capacidade resistente da peça reforçada deve ser inferior a 50% da capacidade original (antes do reforço), essa consideração vale tanto para flexão, quanto para cisalhamento (essa generalização é bastante conservadora em determinados casos);
- É possível fixar a chapa metálica no elemento de concreto utilizando-se chumbadores, seguido de injeção de resina epoxídica para preencher a região entre o concreto e a chapa (esse procedimento visa evitar a formação de bolhas de ar na resina, no entanto, essa técnica é pouco aplicada, devido à falta de praticidade).

Segundo Cánovas (1988), o estado de tensões de vigas reforçadas por essa técnica pode ser calculado separando-se os momentos provocados pelas cargas permanentes e pelas sobrecargas de uso, considerando a situação antes e depois da aplicação do reforço. Nos casos usuais de reforço de estruturas as cargas permanentes não solicitam o reforço, considerando que geralmente não se executa qualquer procedimento de transferência esforços, ficando o reforço submetido, apenas, às cargas adicionadas após a sua execução.

A viga reforçada estará submetida a soma desses momentos ($M_t = M_g + M_q$), ver Figura 2.18:

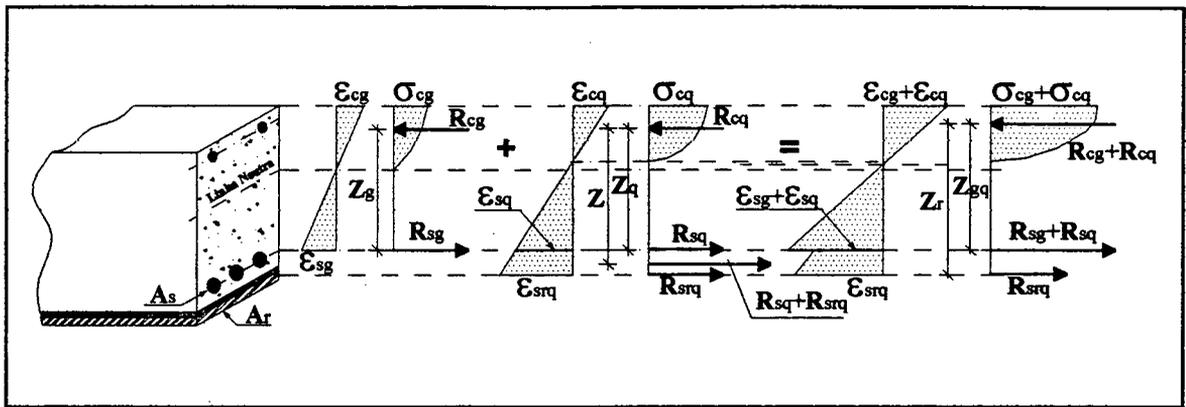


Figura 2.18 - Estado de tensão e de deformação de vigas reforçadas
(Cánovas, 1988)

Na qual:

- Áreas de aço:
 - A^* : da armadura principal;
 - A_r : da chapa de reforço;
- Deformações e tensões para cargas permanentes:
 - ϵ_{cg} : no concreto;
 - ϵ_{sq} : no aço da armadura principal;
 - σ_{cg} : no concreto;
 - σ_{sq} : no aço da armadura principal;
 - a_{sg} : no aço da armadura principal;
 - a_{sr} : na chapa de aço do reforço;
- Deformações e tensões para sobrecargas de uso:
 - ϵ_{cq} : no concreto;
 - ϵ_{sq} : no aço da armadura principal;
 - ϵ_{grq} : na chapa de aço do reforço;
 - σ_{cq} : no concreto;
 - σ_{sq} : no aço da armadura principal;
 - σ_{grq} : na chapa de aço do reforço;

Devem-se verificar as tensões e deformações máximas existentes na peça, considerando o limite último de cada material:

- No concreto: $G\epsilon_g + \sigma_{cq} < 0,85f_{cd}$ (2.9)

- Na armadura principal: $\sigma_{sg} + \sigma_{sq} < \frac{f_{yk}}{\gamma^*}$ (2.10)

- Na chapa de reforço: $c_j \gg r_{sq} \ll \frac{f_{yrk}}{\gamma^*}$ (2.11)

Considerando-se apenas a parcela de sobrecarga de uso, pode-se calcular o braço de alavanca, a distância da resultante de forças de compressão ao centro de gravidade da armadura principal e a chapa de reforço, designada Z^* . Com esse valor, pode-se escrever a equação de equilíbrio da peça, após o reforço, para a parcela devido à sobrecarga:

$$\frac{M_s}{Z_s} = A \cdot G_{sq} + A_r \cdot C_T \cdot r_{sq} \quad (2.12)$$

Pode-se calcular a área da chapa de reforço pela expressão:

$$A_r = \frac{M_s}{Z_s \cdot O_s \cdot r_{sq}} \cdot A_s \quad (2.13)$$

Deve-se verificar, também, a tensão tangencial (T_a) entre o reforço e o substrato, na região de máximo esforço cortante, estabelecendo limites (x_{amai}) que evitem o deslizamento do reforço. Segundo o CEB (1983b), a tensão máxima tangencial depende da resistência ao cisalhamento do adesivo utilizado e da resistência à tração do concreto do substrato, podendo ser calculada por:

$$T_a(\text{mex.}) = 0,3 f_{ck}^{2/3} \left(0,6 + \frac{0,4}{4h^{1/2}} \right); \text{ sendo } f_{ck} \text{ em kP/cm}^2 \text{ e } h \text{ em m} \quad (2.14)$$

Considerando um trecho de viga, conforme é representado na Figura 2.19, pode-se concluir que, devido à condição de equilíbrio da peça, equação (2.15), a força que está atuando na região entre o reforço e o substrato pode ser calculada pela equação (2.16):

$$J_w = \frac{M}{Z} + \frac{dM}{Z} - \frac{jM}{Z} = \frac{dM}{Z} \quad (2.15)$$

$$dN = btads$$

$$(2.16)$$

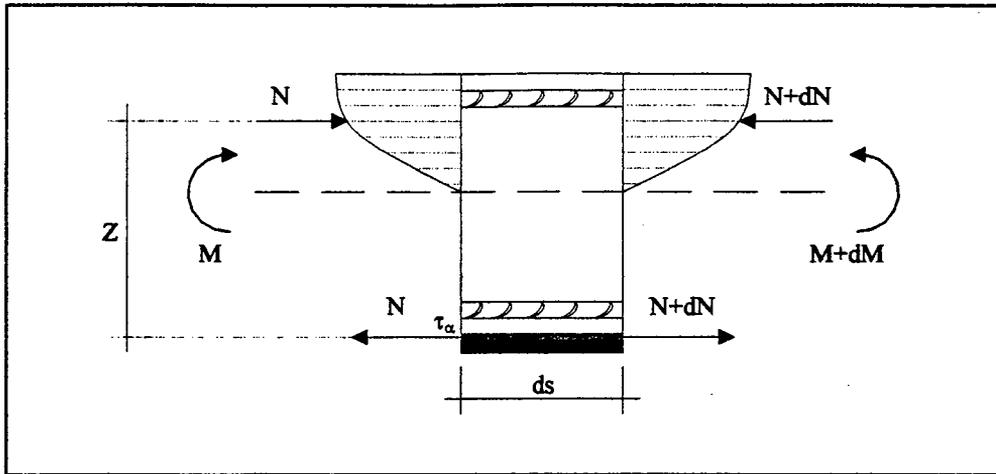


Figura 2.19 - Transmissão de esforços entre reforço e substrato (Cánovas, 1988)

Substituindo a equação (2.15) em (2.16), tem-se:

$$\frac{dM}{Z} = DT_{\alpha} U_s \Rightarrow \frac{dM}{d_s} = DT_{\alpha} Z_i \quad (2.17)$$

Para que não ocorra falência da ligação (deslizamento), o esforço cortante deve ser inferior ao valor da equação acima.

$$\frac{dM}{d_s} = V < b \rho \sigma Z \quad (2.18)$$

Tratando-se de estado limite último, pode-se considerar:

$$V_u = \gamma_r V < 0,9 b \rho \sigma Z \quad (2.19)$$

A tensão tangencial máxima de aderência entre o reforço e o substrato, na extremidade da chapa, levando-se em consideração a colaboração da armadura principal da viga será calculada a partir da equação (2.20):

$$\tau_{\alpha x} \approx \frac{V}{\left(1 + \frac{A_s(d_s - x)Z_s}{A_r(d_r - X)Z_r}\right) b Z} \quad (2.20)$$

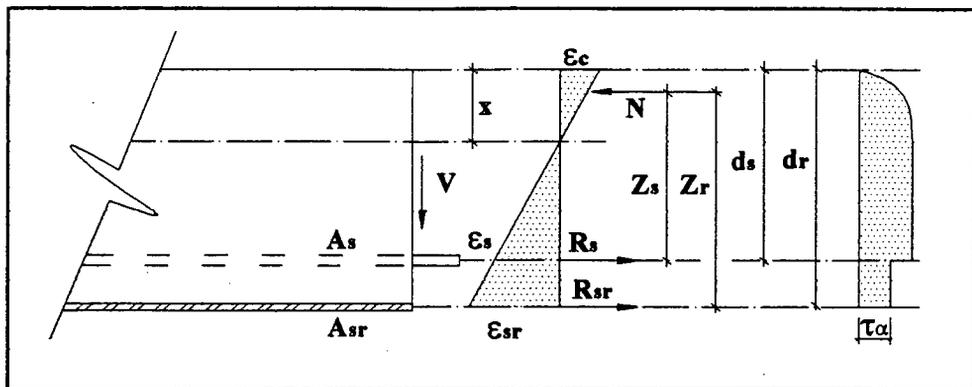


Figura 2.20 - Tensões de cisalhamento entre o reforço e o substrato (Cánovas, 1988)

2.5.5 Adição de Fibras de Carbono

A utilização dessa técnica é um passo importante na evolução tecnológica da engenharia aplicada à reabilitação de estruturas. A utilização do material polímero reforçado com fibras de carbono, já aplicado com sucesso nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, automobilísticas, naval e bélica, demonstra a evolução da indústria da construção civil, que vem buscando novos materiais, com propriedades mecânicas e químicas cada vez mais nobres.

Conforme Souza e Ripper (1998), a utilização dos polímeros reforçados com fibras (PRF) tem sido praticamente exclusiva para resolver problemas de estruturas que necessitam reforço. Em alguns casos, entretanto, em que a utilização do aço é restringida (como hospitais com equipamentos de ressonância magnética), tem-se adotado a substituição completa da armadura de aço por FRP.

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) têm sido bastante utilizados em estruturas de pontes e viadutos, para reforçar pilares por confinamento da peça, proporcionando aumento considerável de resistência e, principalmente, de ductilidade. O PRFC também tem sido utilizado em reforço de vigas, submetidas a esforços de flexão e cisalhamento e de lajes fletidas.

Ainda segundo esses autores, as fibras de carbono são obtidas pelo processo de carbonização de fibras orgânicas, sendo suas características mecânicas — como elevado módulo de elasticidade e resistência à tração, o resultado do arranjo da micro estrutura das fibras. O processamento da fibra de carbono é obtido em temperaturas de cerca de 3000 °C. O agrupamento de milhares de átomos de carbono alinhados na direção da fibra original toma a dimensão de fio de cabelo, formando a fibra de carbono.

Hull (1981) faz uma descrição mais detalhada sobre a formação química e fabricação das fibras de carbono. Ele considera que os elevados valores de resistência e de módulo de elasticidade são conseqüências do reduzido diâmetro das moléculas, cerca de 7 a 8 nm, resultado da cristalização do grafite, uma das formas alotrópicas do carbono. No cristal de grafite puro, os átomos de carbono estão dispostos formando um arranjo hexagonal, conforme a Figura 2.21:

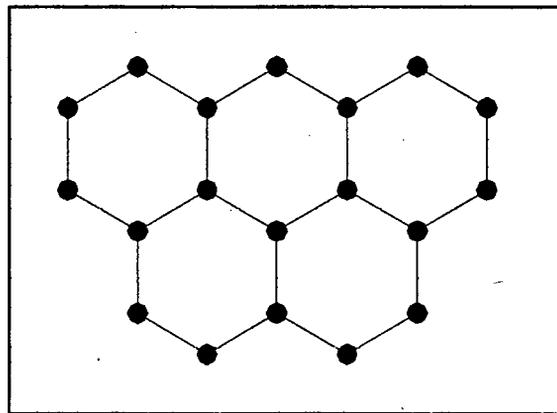


Figura 2.21 - Arranjo dos átomos de carbono nos planos dos cristais de grafite (Hull, 1981)

Os átomos são dispostos em planos preferenciais ligados entre si por ligações covalentes muito fortes, formando a chamada unidade básica. Entre os planos existem ligações mais fracas, conhecidas como forças de Van der Waal.

Para se conseguir elevados valores de resistência e de módulo de elasticidade, os planos de grafite têm que estar alinhados paralelamente ao eixo da fibra. Na prática, a unidade básica de cristal é muito pequena e não está perfeitamente

alinhada, provocando falhas e defeitos de formas alongadas complexas, que irão interferir nas características da fibra.

A Figura 2.22, a seguir, mostra uma representação esquemática da fibra de carbono, baseada em estudos realizados por difração de raio X e imagens obtidas por microscópio eletrônico. A dimensão média do empilhamento dos planos de grafite, na direção perpendicular à fibra, também pode ser observada por difração de raio X e, seu valor característico é 10 nm (ver Figura 2.23).

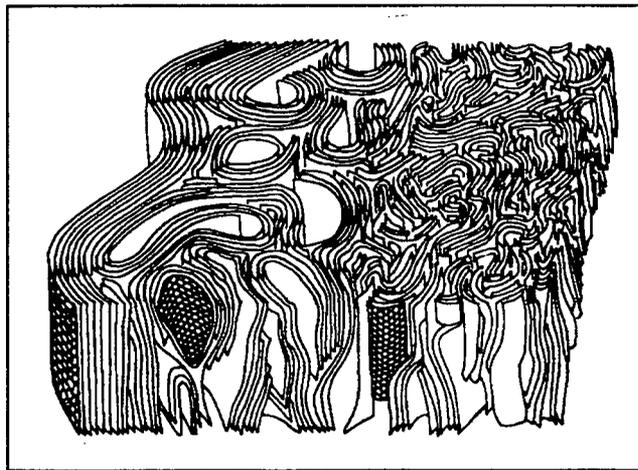


Figura 2.22 - Representação esquemática da estrutura da fibra de carbono (Hull, 1981)



Figura 2.23 - Imagem típica de um fragmento de fibra de carbono, obtida por microscópio eletrônico (Hull, 1981)

Existem três processos de fabricação de fibras de carbono com planos paralelos ao eixo axial da fibra, a saber:

- Orientação do polímero por tensionamento;
- Orientação do polímero por torção;
- Orientação do polímero durante a grafitação.

O grau de perfeição do alinhamento dos planos de grafite depende do tipo de fabricação, conseqüentemente, as propriedades mecânicas das fibras serão tão melhores quanto melhor for o processo de fabricação, devendo-se adotar aquele que conduza a melhor relação entre custo e benefício.

Conforme Robery e Innes, *apud* Beber (1999), existem três sistemas de reforço com fibras de carbono:

- Perfis pultrudados, geralmente, chapas de polímero reforçado com fibras de carbono de elevada resistência embebidas em resina epoxídica ou poliéster. Esses perfis são contínuos e podem ter diversas formas. O reforço é obtido por colagem dos perfis sobre a superfície do concreto;
- Fios de fibra de carbono, enrolados sob tensão, colados como filamentos ou enrolados a seco e curados a quente. A partir desse sistema pode-se fabricar as lâminas pré-impregnadas, esticando os filamentos unidirecionalmente e impregnando-os levemente com resina epoxídica, que pode ser aplicada sobre qualquer forma de superfície;
- Lâminas de fibras de carbono embebidas em matriz polimérica (preg), com espessura inferior a 1 mm, que são coladas sobre a superfície do elemento estrutural, sendo possível a aplicação em cantos “vivos”.

Pode-se dividir a execução do reforço com PRFC em duas etapas distintas, sendo a primeira, a preparação da superfície e, a segunda, a aplicação do sistema de reforço.

A preparação da superfície tem por objetivo retirar a camada superficial, pouco resistente e impregnada de sujeira. Para tanto, utiliza-se esmeril, procedimento

pouco produtivo, ou, cuidadosamente, com golpes de talhadeira e marreta. Em seguida, deve-se limpar cuidadosamente a superfície, retirando-se quaisquer partículas soltas ou desagregadas e evitando-se a presença de poeira. Para concluir essa etapa, deve-se aplicar um *primer* para melhorar as características da camada superficial de concreto e a fixação do adesivo epoxídico. É prudente proteger a peça enquanto aguarda-se o início da segunda etapa da execução do reforço.

A segunda etapa trata da aplicação da fibra, podendo ter diferentes serviços, dependendo do sistema adotado. Nos casos de utilização de perfis pultrudados, deve-se proceder da seguinte maneira:

- Limpar a superfície dos perfis com *primer*;
- Misturar o adesivo epoxídico tixotrópico, geralmente bi-componente;
- Aplicar uma camada com cerca de 1 mm de adesivo epoxídico sobre as superfícies da peça e do perfil, ao menos uma hora após a aplicação do *primer*;
- Colocar a superfície do perfil, onde foi aplicado o adesivo, em contato com a superfície da peça, exercendo-se pressão constante ao longo do perfil;
- Remover o excesso de adesivo “esbojado” pelas laterais do reforço;
- Limpar a superfície do perfil;
- Inspeccionar o reforço através de auscultação ou ensaios não destrutivos (ultra-som, radar etc);
- Proteção da recuperação, com pintura ou argamassa, caso haja necessidade.

Nos casos de filamentos unidirecionais, também conhecidos como tecidos, a aplicação pode ser executada via seca ou úmida, cuja diferença básica está na impregnação do tecido, utilizando-se uma máquina de saturação, no processo via úmida. A aplicação do sistema prepeg é semelhante à do sistema via úmida acima mencionado, sendo sempre necessária a aplicação de uma segunda camada de adesivo sobre a fibra. Nos casos em que o projeto prevê mais de uma camada de fibra de carbono é possível a aplicação dessa imediatamente após a segunda camada de adesivo, observando-se o tempo útil da mistura ou após o endurecimento do epóxi, devendo-se, nesse caso,

aplicar outra camada de imprimação. Segundo Souza e Ritter (1998), a aplicação de outras camadas deve ser executada em um período inferior a uma semana. A limpeza da superfície e mistura do adesivo também devem ser executadas. Os outros procedimentos são praticamente os mesmos do processo anterior:

- Limpar a superfície dos perfis com *primer*;
- Misturar o adesivo epoxídico de baixa viscosidade, geralmente bi-componente;
- Aplicar e saturar (no caso de via seca) as superfícies da peça com adesivo epoxídico (imprimação), ao menos uma hora após a aplicação do *primer*;
- Colocar a superfície do tecido em contato com a da peça. No caso de via seca, utilizando-se um rolo deve-se pressionar o tecido sobre a superfície da peça saturada com adesivo, caso seja necessário pode-se aplicar um pouco de adesivo sobre o tecido;
- Inspeccionar o reforço através de auscultação ou ensaios não destrutivos (ultra-som, radar etc);
- Proteção da recuperação, com pintura ou argamassa, caso haja necessidade.

Como vantagens do sistema de reforço com aplicação de polímeros reforçados com fibras de carbono, podem-se destacar:

- Pequeno peso próprio, não sendo necessário considerar aumento de carga nas estruturas e fundações;
- Disponibilidade em qualquer comprimento, sem a necessidade de juntas;
- Elevada resistência à tração e à fadiga;
- Disponibilidade de vários módulos de elasticidade;
- Resistente aos álcalis do cimento;
- Facilidade no transportar e;
- Baixo custo de aplicação.

Segundo os *Guias de Diseño e Instalación* (1998), deve-se verificar, em um projeto de reforço com PRFC, além dos limites últimos de resistência e deformações

dos materiais, a delaminação do reforço, provocada por esforço cortante (crítico) que acontece, geralmente, quando a peça já atingiu grandes deslocamentos e com o aço da armadura principal trabalhando no estado plástico. As equações de equilíbrio e de compatibilidade são semelhantes às de peças armadas, utilizando-se o diagrama parábola-retângulo para distribuição das tensões de compressão no concreto e considerando-se a força de tração do reforço no bordo inferior da viga, como mostra a Figura 2.24. A verificação do cortante crítico que pode provocar o descolamento do reforço é apresentado no item 4.10 do capítulo 4 desse trabalho.

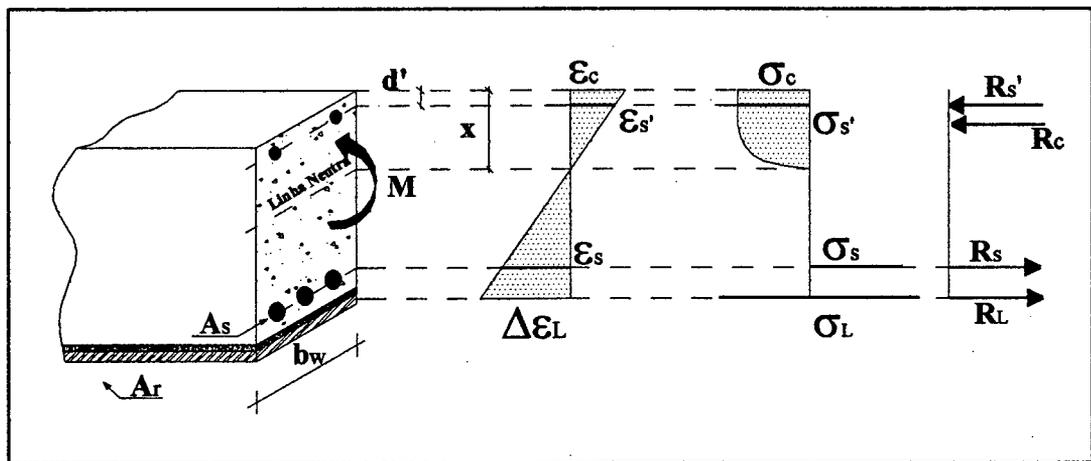


Figura 2.24 - Modelo de cálculo do momento resistente em vigas reforçadas com lâminas de PRFC (*Guias de Diseño e Instalación*, 1998)

Na qual as deformações específicas, as tensões e as forças normais à seção transversal são respectivamente:

- ϵ_s , $\epsilon_{s'}$ e $R_{s'}$: na armadura longitudinal superior, geralmente comprimida;
- ϵ_c , σ_c e R_c : na compressão no concreto;
- ϵ_s , σ_s e R_s : na armadura longitudinal tracionada;
- A_{EL} , σ_L e R_L : na lâmina de PRFC, utilizada como reforço.

Segundo Beber (1999), vigas retangulares reforçadas com lâminas de fibras de carbono (prepreg) devem ser verificadas à flexão, ao deslocamento do reforço e ao cisalhamento. Considera o autor que, através das equações de equilíbrio da seção de momento máximo, é possível determinar a carga de ruína através de processo iterativo, sendo válidas as hipóteses da teoria da flexão e sendo válida também, a consideração do diagrama de tensões retangular na região do banzo comprimido da peça, conforme a Figura 2.25. Inicia-se o processo calculando a posição da linha neutra e, em seguida, calcula-se o momento último da seção transversal, dado pela equação 2.21.

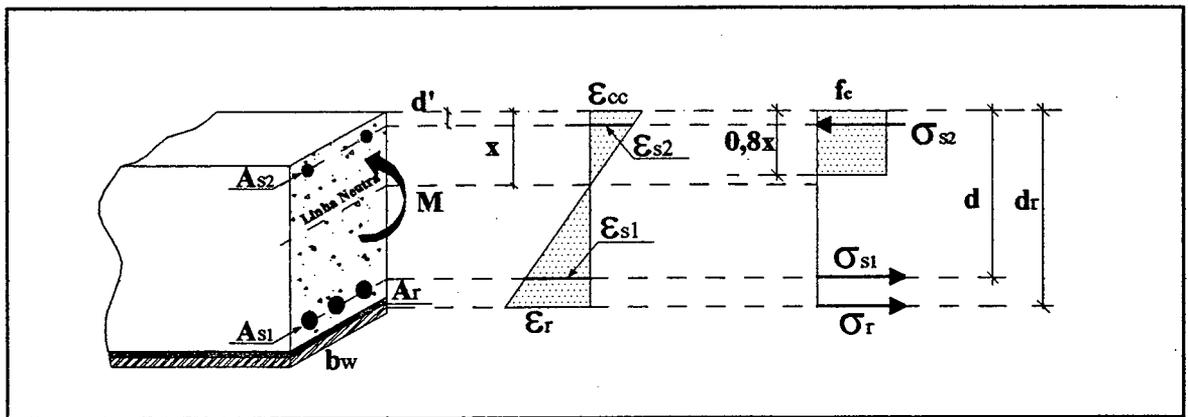


Figura 2.25 - Estado de tensão e de deformação em viga reforçada com fibra de carbono (Beber, 1999)

$$M_u = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot d + \sigma_p \cdot A_r \cdot d_r - 0,32 \cdot b_w \cdot f_c \cdot x^2 - \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot d' \quad (2.21)$$

Para evitar o efeito de delaminação (desprendimento da lâmina de fibra de carbono devido a concentrações de tensões tangenciais em regiões próximas aos apoios), deve-se calcular um comprimento de ancoragem mínimo, necessário para transmitir o esforço normal atuante na lâmina de reforço para o concreto, através do adesivo, sem que a tensão de aderência supere o valor ib_u , conforme a equação:

$$l_b = \frac{f_c \cdot e}{\tau_{bu}} \quad (2.22)$$

Finalmente, é elaborada a verificação da carga última de ruína por cisalhamento. Esse procedimento toma-se importante em elementos reforçados à flexão, devido à possibilidade de mudança do modo de ruína (item 4.7 do capítulo 4) após o reforço. O momento último para ruína por cisalhamento pode ser obtido pela equação:

$$M_u = 0,29bwd \left(\frac{\sigma_{sw} A_{sw}}{b w S} \right) + T_e \quad (2.23)$$

Em que:

- f_r : resistência última do reforço à tração;
- e : espessura do reforço;
- T_{bu} : tensão última de aderência.
- Áreas de aço da seção transversal:
 - A_{si} : da armadura longitudinal tracionada;
 - A_r : do reforço;
 - A_{s2} : da armadura longitudinal comprimida;
 - A_{sw} : de um estribo.
- f_c resistência média do concreto comprimido;
- Tensões nas armaduras:
 - σ_{si} : tracionada;
 - σ_r : reforço.
 - σ_{s2} : comprimida;
- Altura útil da armadura:
 - d : tracionada;
 - d_r : de reforço;
 - d' : comprimida;
- x : altura do banzo comprimido;

Como o sistema de reforço que utiliza chapas metálicas é semelhante ao sistema de polímeros reforçados com fibras de carbono, e sendo, atualmente, bastante utilizado na prática de obras de reforço, toma-se importante estabelecer uma comparação entre ambos, podendo-se constatar, ao analisar a Tabela 2.2, o melhor desempenho do reforço com PRFC:

Tabela 2.2 - Comparação entre reforço com chapas de aço e PRFC

PARÂMETRO	FIBRA DE CARBONO	CHAPA DE AÇO
Densidade (Kg/m ³)	1800 (Baixa)	7850 (Alta)
Resistência à tração (MPa)	3800 (Muito Alta)	620 (Alta)
Módulo à tração (Gpa)	227	200
Deformação na Ruína (%)	1,7	12
Corrosão	Não	Sim
Comprimento	Qualquer	Limitado
Manuseio e Aplicação	Fácil	Difícil
Resistência à Fadiga	Muito Boa	Adequada
Custo do Material	Alto	Baixo
Custo da Aplicação	Baixo	Alto
Espessura Final	Muito Baixa	Baixa

Para auxiliar na definição, no entendimento e na previsão de resultados do estudo experimental foram consultados os trabalhos mais recentes sobre reforço de vigas, e estão apresentados no próximo capítulo.

3 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE REFORÇO DE VIGAS

Vários pesquisadores desenvolveram trabalhos com objetivo de contribuir para o melhor entendimento de vigas de concreto armado reforçadas com diversos materiais, como fibras, chapas metálicas, barras de aço etc. Alguns desses trabalhos mais recentes estão apresentados, de forma resumida, a seguir.

Vale salientar que o entendimento dos ensaios já realizados por outros pesquisadores torna-se importante para a escolha de novos trabalhos a serem desenvolvidos, principalmente no que se refere à adoção das características das vigas do estudo experimental, à previsão e à comparação de resultados.

Todos os desenhos desse capítulo apresentam dimensões das peças, espaçamentos dos estribos e comprimento das barras em centímetro e os diâmetros das barras em milímetro.

3.1 Reforço em Vigas de Concreto Armado por Aumento da Seção e Adição de Armadura Convencional

Piancastelli (1997) desenvolveu seu trabalho na Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, ensaiando dez vigas de concreto armado reforçadas com o aumento das dimensões geométricas e das armaduras longitudinais e transversais das peças. Os ensaios foram realizados à flexão, distribuindo as dez vigas em cinco séries de duas vigas. Oito vigas foram concretadas com as mesmas características sendo designadas vigas originais (Figura 3.1). Após serem reforçadas, essas vigas constituíram as séries de 1 a 4, conforme mostra a Figura 3.2.

Todas as vigas dessas séries de 1 a 4 foram reforçadas sob a ação do carregamento do peso próprio e do reforço, tendo como diferença a aplicação de 91% da carga de serviço nas vigas da série 2 e quantidades de estribos de reforço diferentes nas vigas das séries 3 e 4 (Figura 3.2).

As vigas da série 5, designadas vigas monolíticas de referência, foram moldadas em uma só etapa e apresentavam as mesmas características das vigas da série 3, após serem reforçadas (ver Figura 3.2).

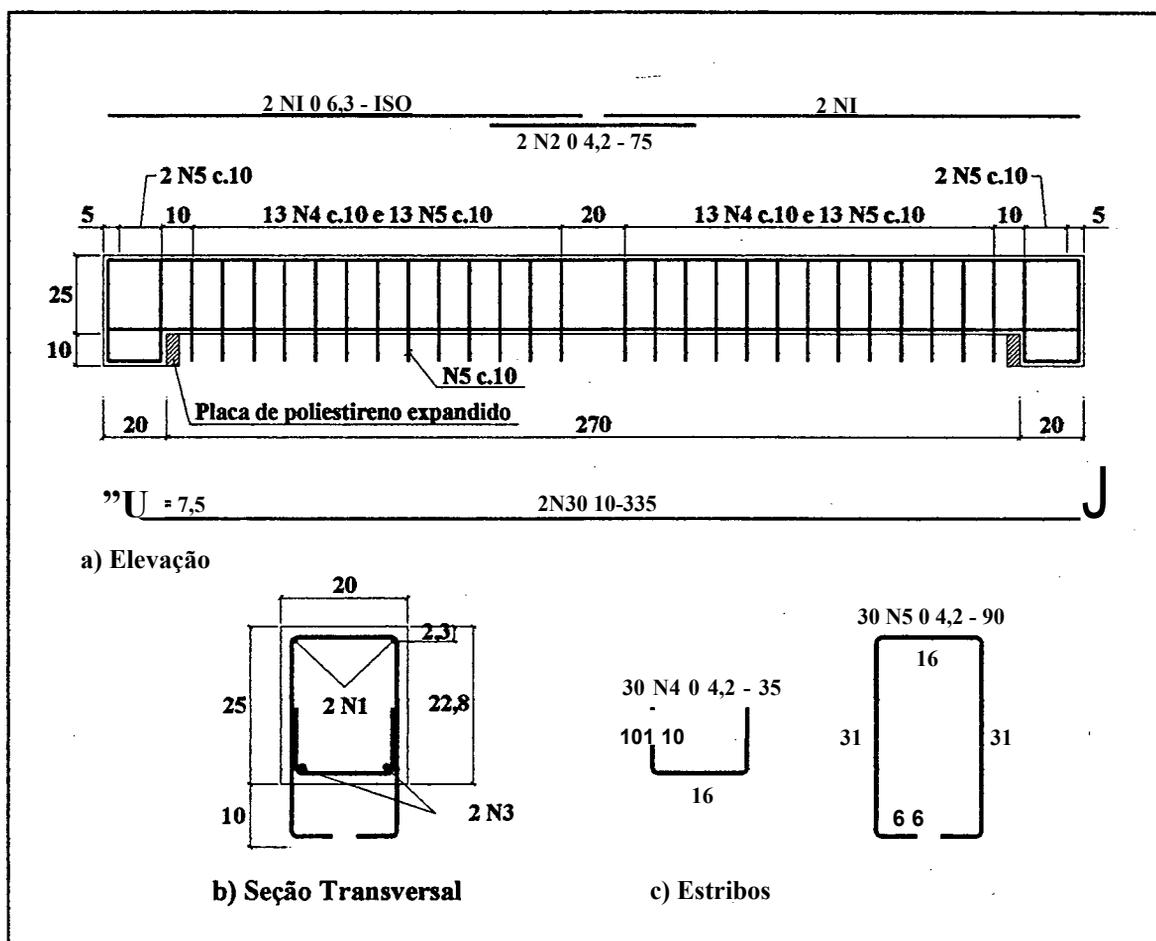


Figura 3.1 - Características das vigas originais ensaiadas por Piancastelli (1997)

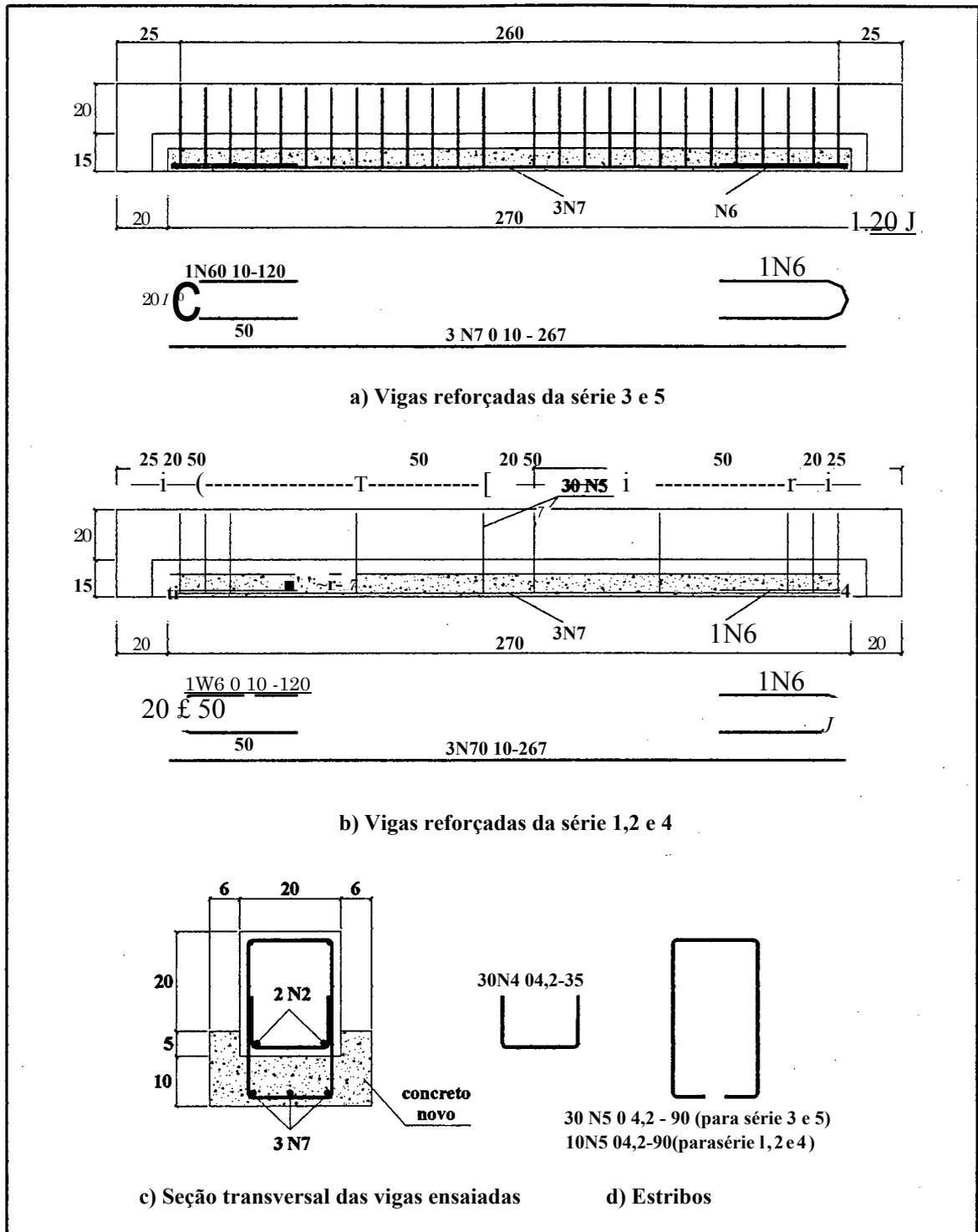


Figura 3.2 - Características das vigas reforçadas ensaiadas por Piancastelli (1997)

Pode-se notar que a previsão teórica para a força de fissuração das vigas, utilizando-se critérios da NBR 6118 (1978), foi maior do que os valores obtidos experimentalmente. Para as forças de ruínas, os valores teóricos foram, aproximadamente, 67% dos valores experimentais, devido à utilização dos coeficientes de minoração aplicados à resistência dos materiais, conforme mostra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Resultados teóricos e experimentais obtidos por Piancastelli (1997)

Série	Força de Fissuração (kN)			Força de Ruína (kN)		
	Experimental	Teórica	Teor./exp	J&K KriHtL	Teórica	Teor./exp
i	43,9	46,6	1,06	100,2	71,6	0,71
2	59,6	65,8	1,10	109,2	71,6	0,66
3	43,0	-	-	105,6	-	-
4	43,9	-	-	100,2	-	-
5	28,6	34,7	1,21	108,3	71,6	0,66

Os valores da força de fissuração e ruína das séries 3 e 4 não constam da publicação desse autor.

Analisando-se os resultados dos ensaios, pode-se concluir que a metodologia empregada no reforço das vigas foi eficiente. Não se constatou qualquer influência da quantidade de estribos prolongados no comportamento das vigas da série 3 e 4. Esse fato, conforme Piancastelli (1997), demonstra a eficiência da ligação entre o concreto do substrato e o concreto novo, concluindo ele ainda, que é válido considerar a seção das vigas reforçadas como monolíticas na análise numérica de deslocamentos, mesmo quando se aplica um carregamento prévio de fissuração.

A diferença entre os valores experimentais das forças de fissuração obtida para as vigas reforçadas e de referência, série 5, está relacionada à utilização do concreto com maior resistência à compressão no reforço das peças. Os deslocamentos obtidos pela análise numérica apresentaram valores bem superiores aos experimentais, o autor considera que a norma brasileira propõe valores conservadores.

Souza desenvolveu seu trabalho no Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, publicando, em 1990 a Tese de Doutorado “ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO REFORÇADAS À FLEXÃO E AO ESFORÇO TRANSVERSO”. Nesse trabalho, utilizaram-se modelos reduzidos, em “T”, em uma escala de aproximadamente 1:2,5 de uma viga comum de edifícios residenciais. O reforço foi efetuado com argamassa modificada com resina acrílica, com concreto projetado e com adição de armaduras convencionais ou telas soldadas.

Para o estudo do reforço à flexão foram moldadas seis vigas, sendo duas de referência. Para o estudo de reforço ao esforço de cisalhamento foram moldadas sete vigas, sendo uma de referência, utilizando-se estribos em forma de laço ou de “U”. Ainda com o objetivo de estudar o reforço ao esforço de cisalhamento, foram moldadas cinco vigas, sendo duas de referência e três com reforço em estribos confeccionados em telas soldadas (Figura 3.3).

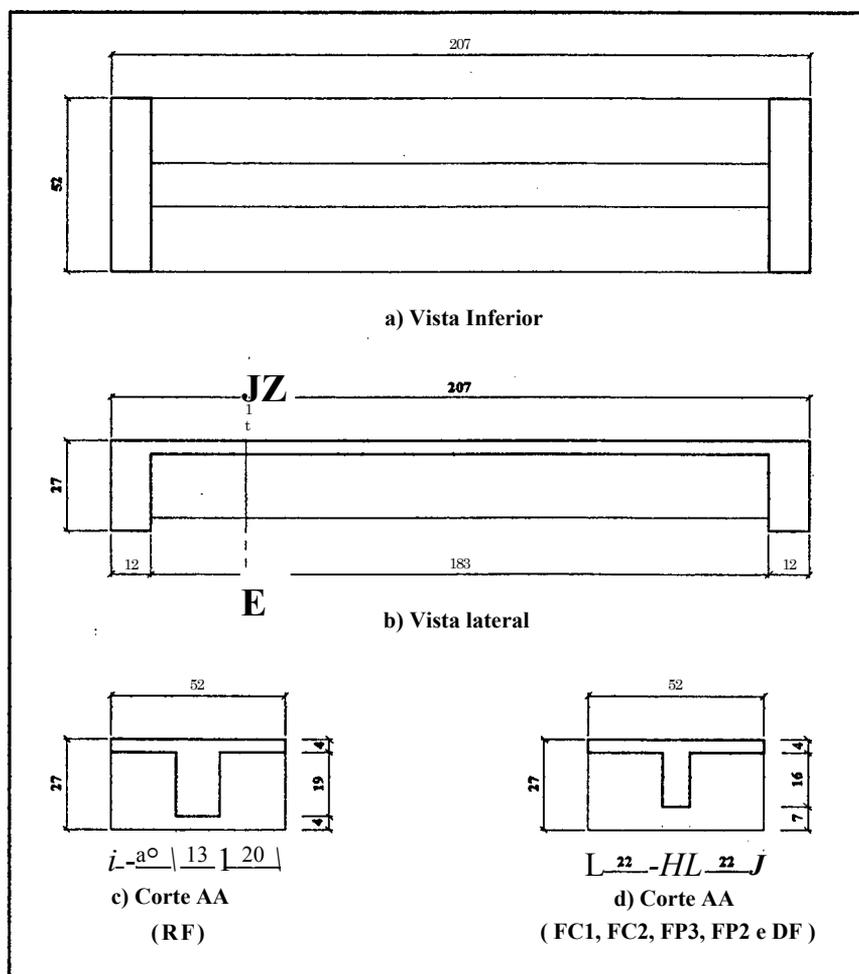


Figura 3.3 - Características das vigas ensaiadas por Souza (1990)

Esses modelos foram ensaiados em duas etapas. Na primeira, tinha-se como objetivo simular um carregamento responsável por introduzir um nível pré-determinado de danos. Na segunda etapa, realizava-se o reforço seguido da aplicação do carregamento até a ruína da peça. As características das vigas são apresentadas na Tabela 3.2. Na seqüência, apresentam-se as armaduras das vigas, nas Figuras 3.4, 3.5 e 3.6.

Tabela 3.2 - Características das vigas ensaiadas por Souza (1990)

Viga	Tipo de ensaio	Tipo de reforço	Substrato			Reforço		
			f_{cm}	f_{tm}	E_{cm}	f_{cm}	f_{tm}	f_{em}
FC1 FC2	ensaiada antes do reforço	argamassa	40	3,8	35	-	-	-
FP1 FP2	ensaiada antes do reforço	concreto projetado	40	3,8	35	-	-	-
FC1R FC2R	ensaiada após o reforço	argamassa	42	4,1	37	60	6,7	27
FP1R FP2R	ensaiada após o reforço	concreto projetado	42	4,1	37	39	3,7	27
DF	referência antes do reforço	-	42	4,1	37	-	-	-
DR	referência após o reforço	-	42	4,1	37	-	-	-

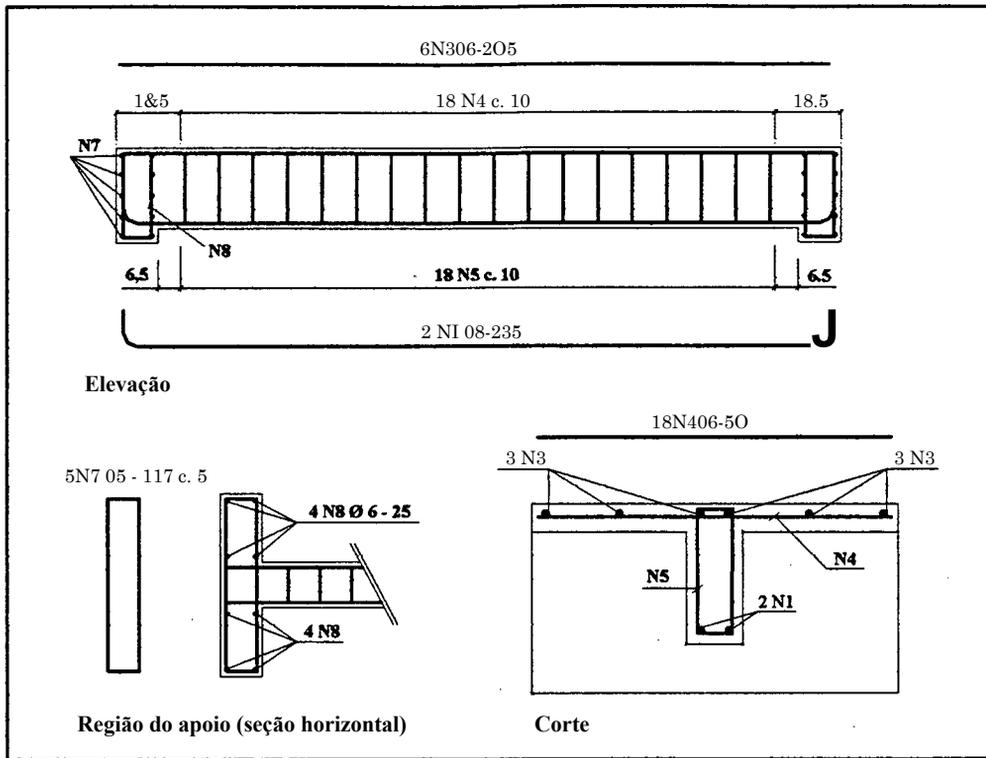


Figura 3.4 - Armadura das vigas antes da aplicação do reforço (FC1, FC2, FP1, FP2 E DP)

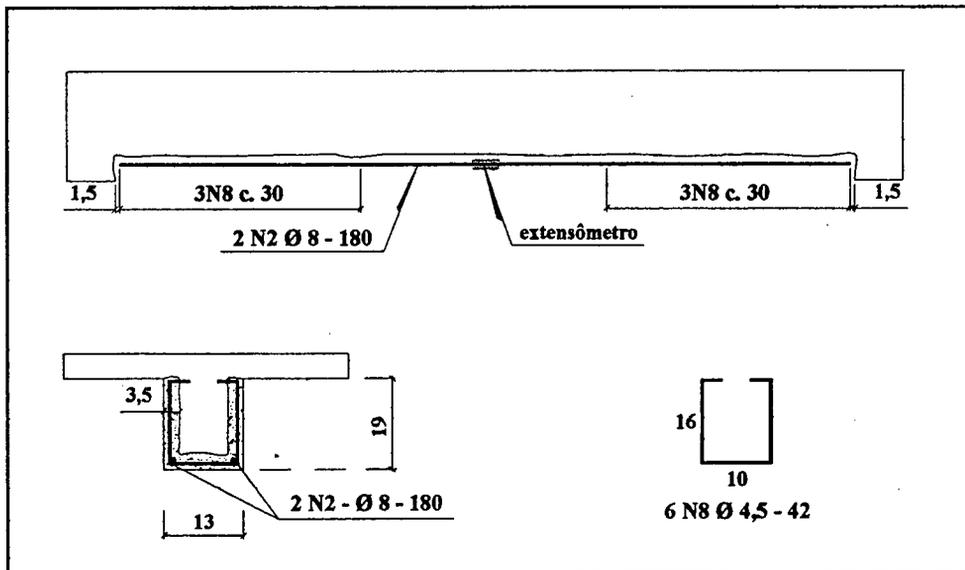


Figura 3.5 - Armadura de reforço das vigas (FC1R, FC2R, FP1R, FP2R)

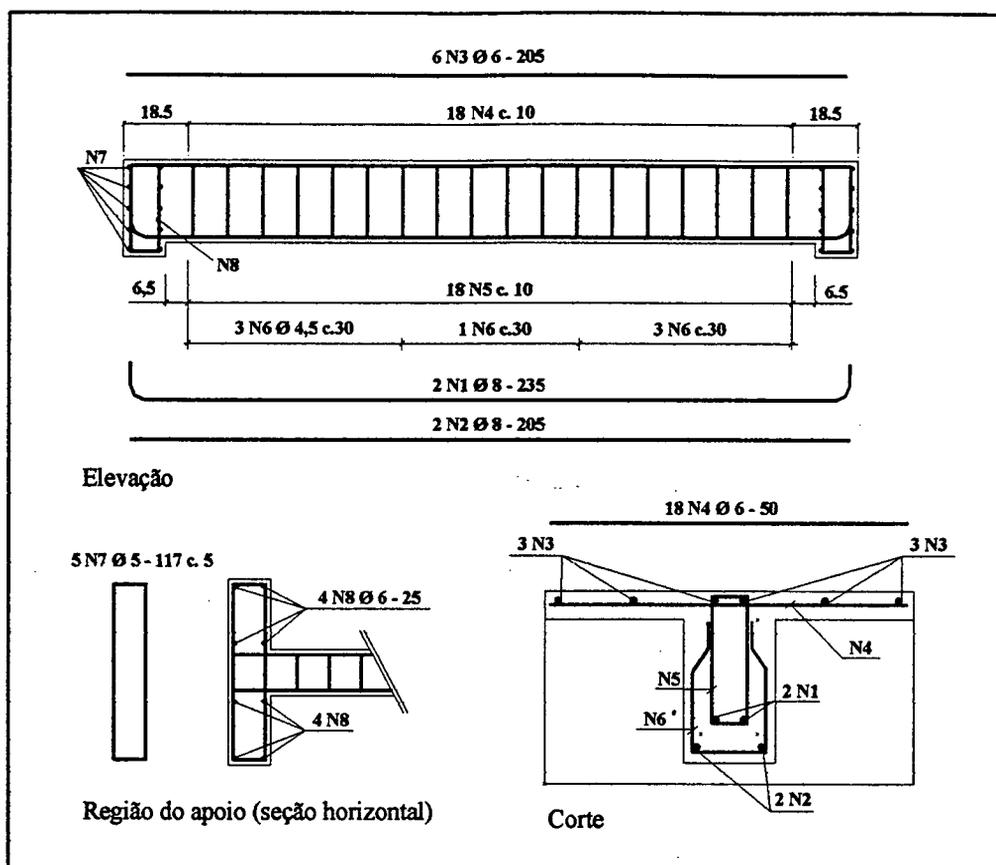


Figura 3.6 - Armadura da viga de referência reforçada (RF)

Para a adoção do valor de rigidez das peças necessária ao cálculo do momento de fissuração e à análise de deslocamentos, a autora considerou a seção homogênea composta pelo concreto do banzo comprimido, as armaduras e o reforço. Para as vigas de referência obtiveram-se valores teóricos dos momentos de fissuração praticamente iguais aos experimentais e, para as vigas reforçadas, os valores teóricos, geralmente, apresentaram-se maiores do que os experimentais. As vigas reforçadas apresentaram valores teóricos da força de ruína sempre maiores do que os experimentais, com a diferença chegando a cerca de 12%. A seguir, apresentam-se os esforços de flexão obtidos experimentalmente e através da análise teórica desenvolvida pela autora (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Esforços de flexão das vigas ensaiadas por Souza (1990)

Viga	Momento fletor de fissuração (kN.m)		Momento fletor de ruína (kN.m)	
	experimental	teórico	experimental	teórico
FC1	3,2	3,2		
FC2	3,3	3,2		
FPI	3,0	3,2		
FP2	3,3	3,2		
FC1R	3,6	9,4	24,2	27
FC2R	3,7	9,4	25,9	27
FP1R	4,6	5,4	24,5	27
FP2R	4,6	5,4	25,8	27
FR	6,9	6,7	25	27

Vale salientar que se devem levar em consideração, nos resultados obtidos por Souza (1990), o efeito escala devido à utilização de modelos reduzidos e a utilização de micro-concreto, fatores que, possivelmente, conduzem a resistências maiores se comparados aos valores obtidos com vigas em escala natural executadas com concreto convencional.

Analisando-se o comportamento das vigas reforçadas, concluiu-se que o aumento da armadura não correspondeu a mesma elevação na capacidade resistente das peças. Todas as vigas comportaram-se conforme o projetado, atingindo a ruína por deformação excessiva da armadura longitudinal, seguida pelo esmagamento do banzo comprimido, em presença de grandes flechas.

Souza (1990) concluiu, ainda, que os materiais e as técnicas utilizadas nos reforços de estruturas são bastante variados, não se dispondo ainda de normatizações e da mesma segurança das estruturas novas. Deve-se, então, exigir um controle de qualidade rigoroso para garantir a eficiência das intervenções.

Clímaco (1990) desenvolveu, em Londres, um programa para analisar o comportamento de vigas biapoiadas de concreto armado, reforçadas por adição de concreto novo, com ou sem a colocação de novas armaduras (Figura 3.7, Tabelas 3.4 e 3.5).

O dimensionamento das vigas seguiu os critérios da norma inglesa BS-8110 (1985), considerando a seção sub-armada no estado limite último, sem a aplicação de coeficientes de segurança e ainda, admitindo que, após a aplicação do reforço as seções permanecem monolíticas, como mostra a Figura 3.8. A armadura de cisalhamento foi dimensionada para as dimensões da viga reforçada, 15 cm x 30 cm, para evitar ruptura por cisalhamento (Figura 3.7).

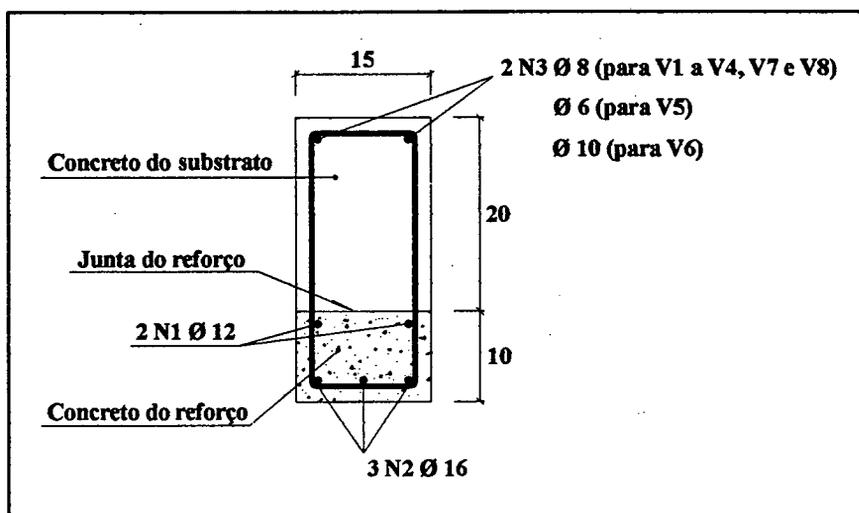


Figura 3.7 - Seção das vigas ensaiadas por Clímaco (1990)

Algumas vigas apresentaram pequenas falhas de concretagem e foram recuperadas com aplicação de argamassa. Na Tabela 3.4 apresentam-se as características das vigas ensaiadas pelo autor e, na Tabela 3.5, os resultados experimentais e teóricos obtidos para força de fissuração e ruína.

Tabela 3.4 - Características das vigas ensaiadas por Clímaco (1990)

Viga	Posição da peça para reforço	Tipo de carregamento	a/d	Substrato		RH	f _{ss1} (%)
				f _{cc}	MMI		
VI	normal	estático	4	43,4	3,36	38,5	3,2
V2	monolítica	estático	4	49,0	3,03		
V3	invertida	estático	4	40,3	2,97	38,4	2,99
V4	normal	estático	4	49,1	3,51	39,1	3,00
V5	normal	estático	5	50,3	3,40	46,8	3,00
V6	normal	estático	2	45,0	2,57	41,1	2,71
V7	normal	estático	3	56,2	2,83	36,7	2,42
V8	normal	cíclico	4	43,5	2,66	59,5	3,95

Tabela 3.5 - Resultados experimentais e teóricos obtidos por Clímaco (1990)

Viga	Força de fissuração (kN)			Força de ruína experimental (kN)	Força teórica (kN)		F _{exp} /F _{teor}	
	flexão f _{mi} /EI	cisalhamento	junta		ruína	serviço	ruína	serviço
VI	50	85	100	146	162	82	0,90	1,77
V2	50	90	-	165	166	85	0,99	1,93
V3	45	90	-	180	160	81	1,13	2,23
V4	45	90	100	180	166	85	1,08	2,11
V5	40	70	70	147	134	69	1,10	2,14
V6	75	120	220	365	328	167	U1	2,18
V7	65	90	110	238	227	118	1,05	2,02
V8	60	80	100	170	162	83	1,05	2,06

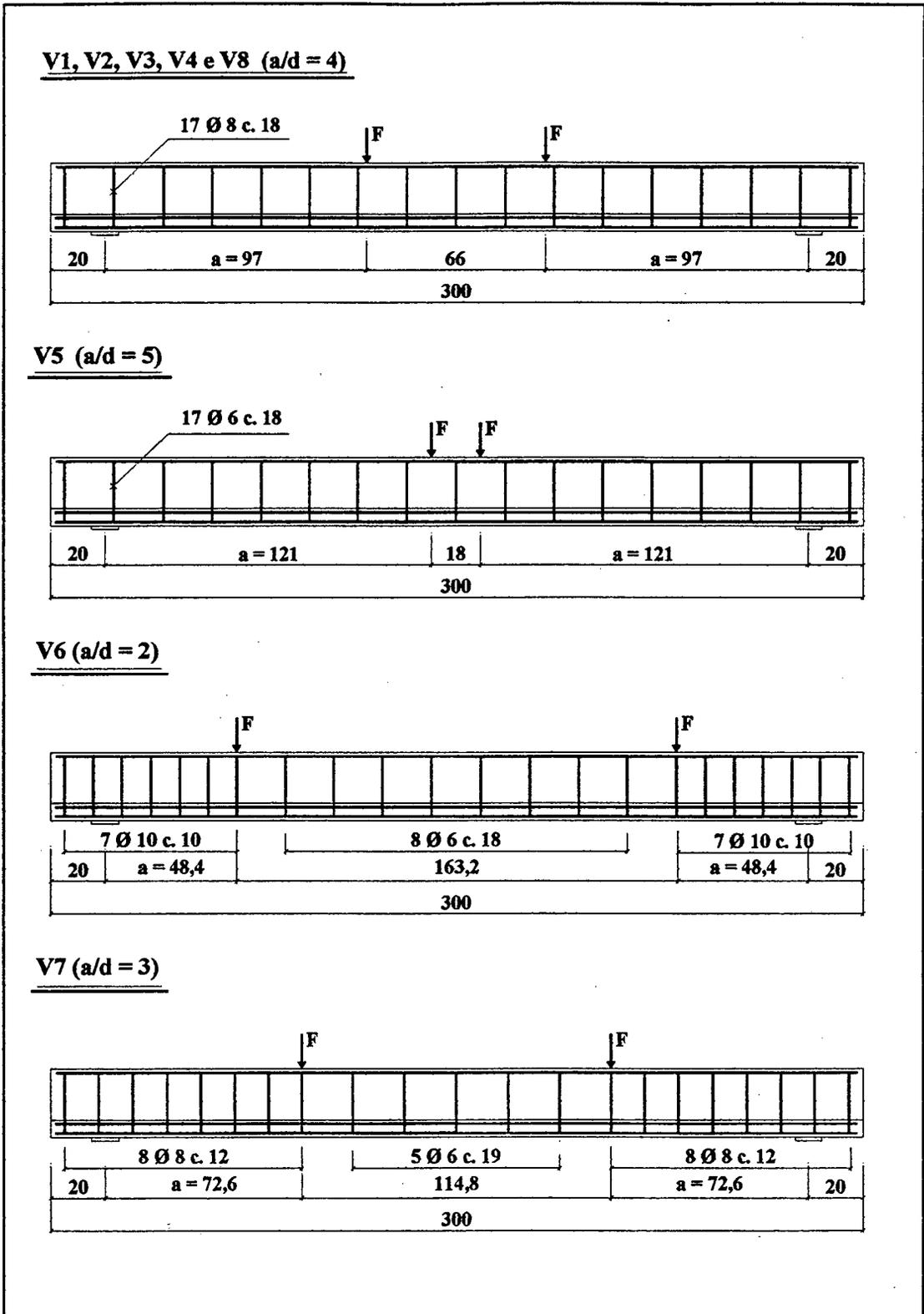


Figura 3.8 - Características das vigas reforçadas por Clímaco (1990)

O autor monitorou as deformações do concreto ao longo da altura das peças, constatando a validade da hipótese das seções planas (hipótese de Navier-Bemoullé). A altura da linha neutra foi calculada a partir da carga de ruptura experimental e, quando comparada com valores teóricos, apresentou resultados bastante parecidos.

A deformação das armaduras, no meio do vão, foi satisfatória, apresentando valores experimentais um pouco superiores aos teóricos.

O modo de ruína das vigas ensaiadas deu-se por deformação excessiva da armadura longitudinal, seguido pelo esmagamento do banzo comprimido.

Os deslocamentos verticais, no meio do tramo, foram calculados a partir da curvatura das vigas, admitindo-se válidas as hipóteses da teoria da flexão, que constam do item 4.1.1 do capítulo 4, obtendo-se para carga de serviço resultados teóricos bem próximos dos experimentais, o que indica a possibilidade do cálculo das flechas de vigas reforçadas pelo método tradicional utilizado para vigas monolíticas.

Conclui-se que o método de reforço utilizado por Clímaco (1990) é eficiente para carregamento estático e, pode-se, também, dimensionar as vigas reforçadas seguindo-se os critérios convencionais de vigas monolíticas, com relativa margem de segurança, tratando-se de cargas de serviço.

3.2 Reforço de Vigas de Concreto Armado por Colagem de Chapas de Aço

Alfaiate (1986) ensaiou dezesseis vigas retangulares de seção transversal de 8 cm de base por 20 cm de altura e comprimento do vão, entre apoios de 180 cm. Os ensaios foram realizados a quatro pontos, sendo as cargas aplicadas nos terços médios da viga. O reforço foi executado através de colagem de chapas de aço, através de injeção de adesivo epoxídico entre a chapa e o substrato, posicionado na face inferior das vigas. Avaliou-se a relação entre armadura de reforço e original, a variação dos danos antes de realizar o reforço e a influência da colagem da chapa apenas com resina epoxídica ou associada à utilização de buchas metálicas. Também foram ensaiadas vigas sem reforço com suas fissuras tratadas por injeção de adesivo epoxídico.

A designação das vigas seguiu o critério T-N Série-S, em que:

- T - Tipo de armadura longitudinal principal;
- N - Número do ensaio referente ao tipo e à série;
- Série 0 - Sem reforço e sem reparo;
- Série 1 - Ligação reforço-concreto com resina epoxídica;
- Série 2 - Ligação reforço-concreto com resina epoxídica e buchas metálicas;
- Série 3 - Reparadas sem a utilização de reforço.

As vigas do tipo “A” foram utilizadas como modelo de referência e as de tipo B e C foram reparadas através da utilização de reforço ou, apenas, tratando-se as fissuras. Nas Tabelas 3.6 e 3.7 são apresentadas as características das vigas ensaiadas e os resultados experimentais e teóricos obtidos para os esforços. Nessas tabelas, as armaduras e os momentos fletores são designados como:

- A_{sr} - Área da chapa de aço de 2 mm de espessura utilizada no reforço, podendo ser igual a 0,68 cm² ou 86,4 cm²;
- $A_{s,i}$ - Área da armadura longitudinal principal da viga;
- M_{exp} - Momento fletor de ruína obtido experimentalmente;
- M_{CEB} - Momento teórico obtido utilizando-se as recomendações do CEB;
- M_{REBAP} - Momento teórico obtido utilizando-se as recomendações do *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* - REBAP.

Tabela 3.6 - Características das vigas ensaiadas por Alfaiate (1986)

iSSirSl	Vigas ensaiadas		Nívele danos (m)	NumewÜ de ensaios SE	
	Ah/A.1	^^p^gnl^^ da viga			fV>
0,00		A-1 série 0 e A-2 série 0	2<)10	2	
0,68		B-1 série 1 e B-2 série 1	2<>8	2x10 ³	2
0,68		B-3 série 0 e B-4 série 1	2< >8	3x10 ³	2
0,68		B-1 série 2	2(0)8	2x10 ³	1
0,68		B-2 série 2	2<f>8	3x10 ³	1
0,68		B-3 série 2 e B-4 série 2	2< >8	>5x10 ³	2
1,00		C-1 série 1	2<t>6	2x10 ³	1
1,00		C-2 série 1	2(>6	3x10 ³	1
1,00		C-3 série 1 e C-4 série 1	2<(>6	>5x10 ³	2
0,00		C-1 série 3 e C-2 série 3	2<)6	>5x10 ³	2

Tabela 3.7 - Resultados experimentais e teóricos obtidos por Alfaiate (1986)

Tipos de vigas	M _{exp} (kN.m)	M _{CEB} (kN.m)	M _{REBAP} (kN.m)	M _{exp}	ΔM _{esp} Ü	M _{CEB}
				M _{CEB}	M _{REBAP}	M _{REBAP} I
A	13,76	12,60	9,01	1,09	1,52	1,40
B	14,00	11,38	8,39	1,23	1,67	1,36
C	12,00	10,97	8,16	1,09	1,50	1,34

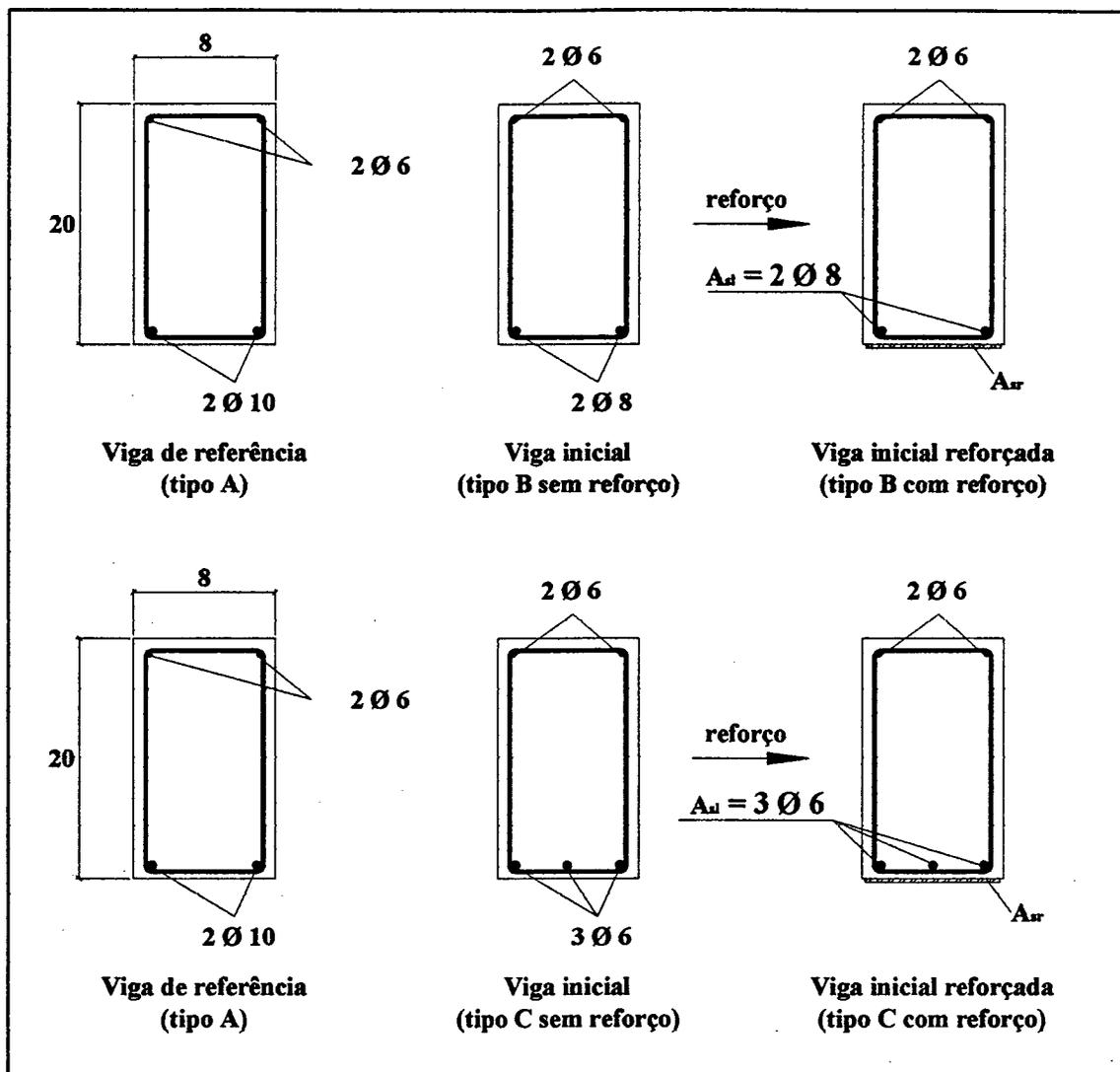


Figura 3.9 - Seção transversal das vigas ensaiadas por Alfaiate (1986)

Analisando-se a relação entre armaduras, nível de danos e ligação chapa-concreto - com e sem buchas metálicas, constatou-se que os esforços de ruína foram praticamente iguais para as vigas das séries 0, 1 e 2, de referência e reforçadas, excetuando-se apenas três vigas do tipo C, por apresentarem resistência do concreto à compressão menores.

O mecanismo de ruína das vigas ocorreu por esmagamento do concreto nos pontos de aplicação das cargas, exceto na viga C-3 série 1, na qual ocorreu o descolamento da chapa.

Conforme a análise teórica desenvolvida por Alfaiate, os valores de rigidez à flexão das vigas (E.I) foram, praticamente, os mesmos antes e depois da intervenção.

Durante os ensaios, as fissuras coladas por injeção de adesivo epoxídico, permaneceram unidas, aparecendo outras fissuras dispostas entre as anteriores. As peças só apresentaram abertura de fissuras acima de 1 mm quando a armadura longitudinal principal estava próxima do escoamento.

Os valores teóricos de momento de fissuração calculados segundo as recomendações do CEB foram equivalentes aos experimentais e os momentos de ruína teóricos, também calculados conforme as recomendações do CEB, representam bem o comportamento das peças, apesar de serem inferiores aos experimentais.

Alfaiate (1986) também observou que as buchas metálicas devem ser colocadas próximas aos apoios para reduzir o risco de descolamento das chapas nas regiões de ancoragem e que, a qualidade de execução da ponte de aderência entre o substrato e a chapa é de fundamental importância para garantir a eficácia do reforço.

O autor constatou que nos ensaios das vigas B-4 (série 1) e C-3 (série 1), após o escoamento das armaduras de reforço, a hipótese de Navier-Bemoulli não era mais válida, propondo então, que esse comportamento fosse melhor estudado.

Campagnolo (1997) realizou ensaios no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME-CPGEC/UFRGS) e apresentou o resultado de seu trabalho sobre reforço de vigas por meio de chapas de aço fixadas com parafusos, com ou sem resina epoxídica, em artigo da XXVIII Jornada Sul-Americana de Engenharia Estrutural.

Foram realizados ensaios em quatro vigas de seção transversal retangular de 12 cm de base por 25 cm de altura e comprimento total de 250 cm. Os ensaios foram realizados a quatro pontos, sendo o comprimento do tramo igual a 235 cm, com cargas aplicadas nos seus terços médios. A armadura longitudinal principal utilizada foi composta por duas barras de 10 mm de diâmetro em aço CA 50A. A armadura de distribuição colocada no banzo superior comprimido foi composta por duas barras de 6,3 mm de diâmetro em aço CA 50B. Para armadura transversal o autor utilizou estribos com 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 11 cm, conforme mostrado na Figura 3.10.

Para o reforço foram utilizadas chapas metálicas de tensão média de escoamento igual a 326 MPa, com 12 cm de largura, 2,8 mm de espessura e comprimento total de 220 cm. Os parafusos auto-fixantes tinham 8 mm de diâmetro por 8 cm de comprimento e resistência ao cisalhamento de 13,5 kN e ao arrancamento de 14,3 kN, Figura 3.10.

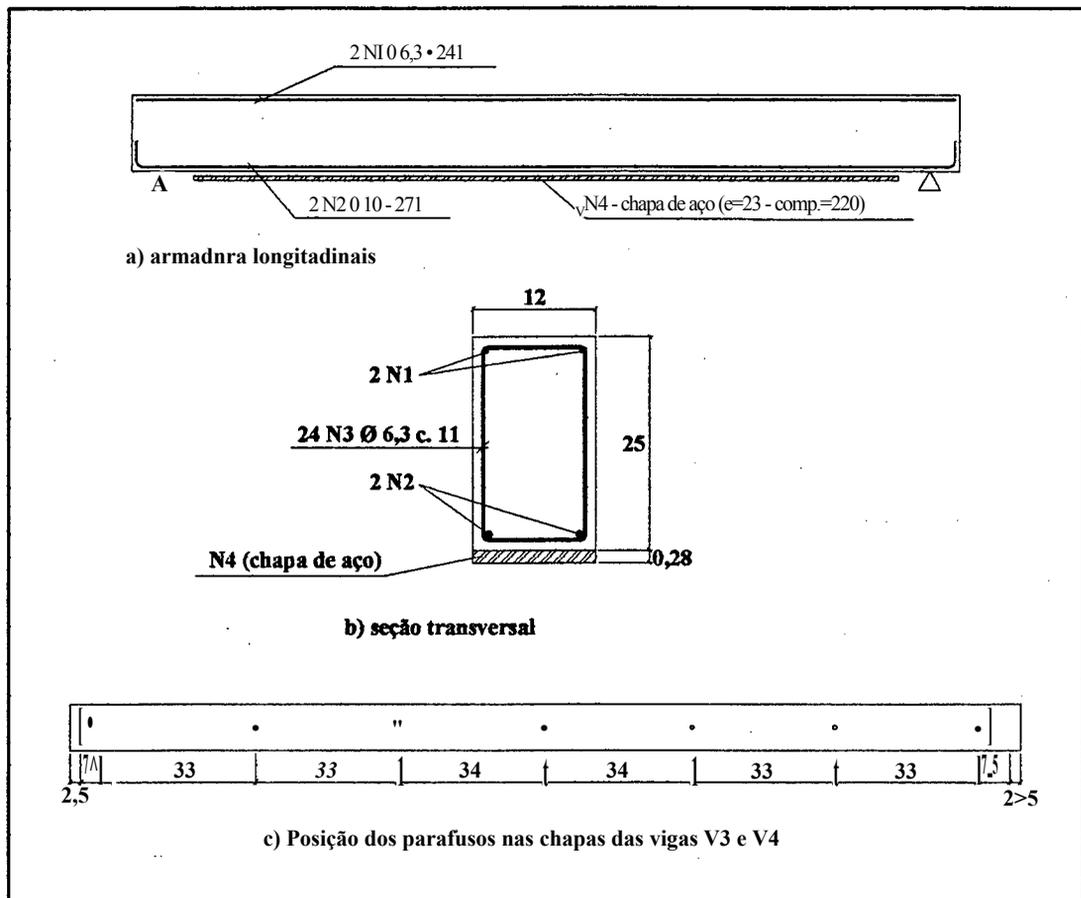


Figura 3.10 - Detalhamento das vigas ensaiadas por Campagnolo (1997)

As quatro vigas apresentavam as seguintes características:

- VI - Viga de referência, sem reforço;
- V2 - Reforçada com chapa de aço colada com resina epoxídica;
- V3 - Reforçada com chapa de aço com parafusos auto-fixantes;
- V4 - Reforçada com chapa de aço colada com resina epoxídica, associada à utilização de parafusos auto-fixantes.

Tabela 3.8 - Propriedades do concreto e força de ruína das vigas ensaiadas por Campagnolo (1997)

Vigas	σ_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	$S_f E_{cs}$ (MPa)	Força de ruína (kN)		F_{exper} $F_{teórica}$
				$F_{teórica}$ mmSkN	$F_{teórica}$	
VI	33,11	3,09	38150	53	48,5	1,09
V2	33,26	3,10	38200	113	109,7	1,03
V3	36,23	3,28	39400	88	110,4	0,80
V4	31,26	2,98	37400	114	109,2	1,04

Os valores dos resultados experimentais foram próximos aos teóricos, exceto para a viga V3. Nessa viga, a ruptura ocorreu por cisalhamento dos parafusos, antes da armadura longitudinal atingir o escoamento. Nas outras vigas, as rupturas ocorreram por deformação plástica excessiva das armaduras longitudinais e do reforço.

Campagnolo (1997) concluiu que a resina é realmente necessária, pois somente a utilização de parafusos não introduz o mesmo incremento de rigidez conseguido nas peças reforçadas por colagem, além de a resina melhorar a distribuição dos esforços através de tensões de aderência entre os materiais. Na regiões próximas aos apoios deve-se garantir a transmissão de esforços do reforço para o substrato através de chapas coladas nas laterais da peça ou pela utilização de parafusos, conforme foi observado na viga V4. Esse procedimento visa impedir a falência prematura do reforço.

Reis (1998) realizou, no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP), um estudo experimental sobre reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço associadas à adição de argamassa de alto desempenho (ver Figura 3.11).

O estudo foi desenvolvido através de ensaios em sete vigas de seção transversal "T". As vigas foram divididas em três grupos. O primeiro, com três vigas reforçadas por adição de barras de aço convencionais, posicionadas no banzo tracionado e envolvidas com argamassa de alto desempenho, recebendo a designação de VA. O segundo, composto também por três vigas reforçadas por chapas de aço, sendo duas

com conectores, envolvidas com o mesmo tipo de argamassa utilizada no grupo anterior, e sendo designadas de VC. A outra viga foi ensaiada com armadura semelhante às das três primeiras, sendo executada em uma única concretagem para servir de modelo de referência e designada VM. Na Tabela 3.9 apresentam-se as principais características das vigas e as condições de ensaios, na qual:

- $A_{s\text{ir}}$ - Armadura longitudinal do reforço;
- A_{sw} - Armadura transversal, estribos;
- $\langle J \rangle$ em milímetro e comp. em centímetro.

Tabela 3.9 - Características gerais das vigas e as condições iniciais de ensaios realizados por Reis (1998)

Vigas	$A_{s\text{ir}}$	A_{sw}	Condição de ligação	Condição de ensaios
VM	3(1)16 comp.=317	$\langle J \rangle 8\text{c.}9\text{ cm}$	nenhum	monolítica, sem danos
VA-1	3(1)16 comp.=317	$\langle 0 \rangle 8\text{c.}9\text{ cm}$	nenhum	sem danos
VA-2	3(j)16 comp.=218	$\langle 0 \rangle 10\text{c.}9\text{ cm}$	1% em volume de fibras de aço	sem danos
VA-3	3(1)16 comp. =317	$\langle j \rangle 8\text{c.}9\text{ cm}$	1% em volume de fibras de aço	viga VA-1 reabilitada
VC-1	#3/8" comp. =317	$\langle 1 \rangle 8\text{c.}9\text{ cm}$	conector tipo 1	sem danos
VC-2	#3/8" comp.=280	$4 \rangle 10\text{c.}9\text{ cm}$	conector tipo 1 e 2	sem danos
VC-3	#3/8" comp.=317	$\langle 1 \rangle 8\text{c.}9\text{ cm}$	conector tipo 1 e 2	viga VA-1 reabilitada

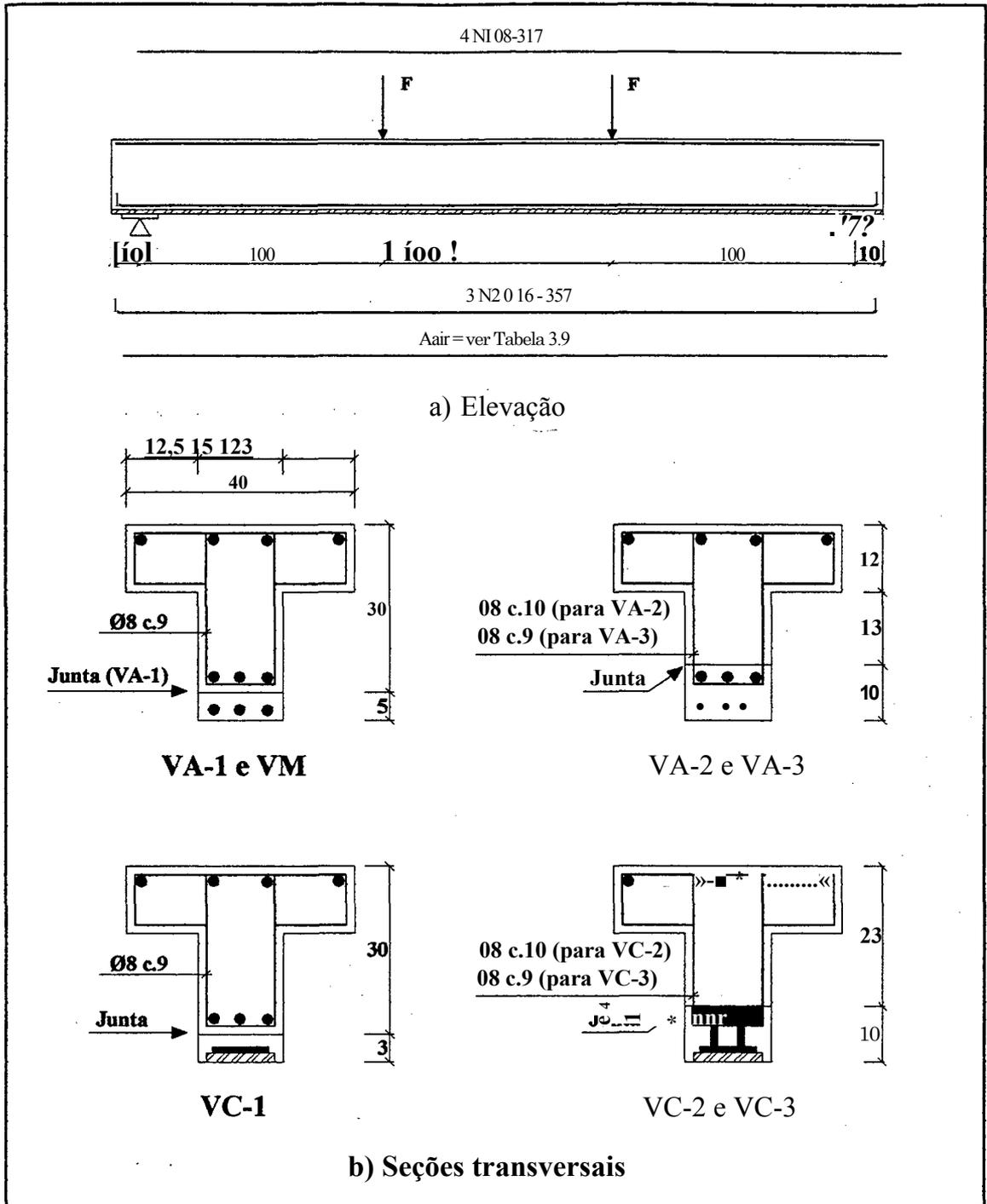


Figura 3.11 - Detalhamento das vigas ensaiadas por Reis (1998)

Reis (1998) obteve valores de força de fissuração experimental, no substrato, superiores à força teórica calculada pelos critérios da NBR 6118, exceto na viga VC-2. No caso da fissuração na argamassa de reforço, o valor teórico foi maior do que o experimental, exceto no caso da viga VA-1. Esse fato pode ter ocorrido por se utilizar, na VA-1, concreto diferente das demais peças.

A autora acredita que a resistência à fissuração é influenciada tanto pela resistência do material de reforço quanto pela resistência do substrato e, ainda, pela aderência entre esses materiais (Tabela 3.10).

Tabela 3.10 - Forças de fissuração experimental e teórica obtidas por Reis (1998)

Série	Viga	Força de fissuração (kN)			F _{exp} /F _{teor}	
		F _{exp} (kN)	F _{prev1}		substrato	reforço
			substrato	reforço		
0	VM	40	31	-	1,29	-
1	VA-1	60	35	49	1,71	1,22
	VC-1	40	29	47	1,38	0,85
2	VA-2	40	32	57	1,25	0,70
	VC-2	40	43	52	0,93	0,77
3	VA-3	40	40	56	1,00	0,71
	VC-3	40	31	46	1,29	0,87

A força e o modo de ruína das vigas ensaiadas são apresentadas na Tabela 3.11, na qual:

- F_{exp} - Força de ruína obtida experimentalmente;
- F_{prev1} - Força de ruína calculada pelos critérios da NBR 6118 (1978), utilizando-se as resistências dos materiais obtidas de ensaios;
- F_{prev2} - Força de ruína calculada pelos critérios da NBR 6118 (1978), utilizando-se as resistências características dos materiais e aplicando-se seus coeficientes de minoração e o efeito de Rüschi igual a 0,85;

- F_{serv} - Força de serviço obtida dividindo-se F_p por 1,4;
- Tipo 1 - Fissura horizontal na interface substrato/reforço associada ao início do escoamento da armadura longitudinal de reforço;
- Tipo 2 - Perda de aderência na interface reforço/substrato;
- Tipo 3 - Deficiência de ancoragem da armadura longitudinal principal;
- Tipo 4 - Escoamento da armadura longitudinal principal, seguido pelo descolamento da chapa de reforço;
- Tipo 5 - Escoamento da armadura longitudinal principal, seguido pelo esmagamento do concreto do banzo comprimido.

Tabela 3.11 - Modo de ruína e força de ruína, experimental e teórica, obtidos por Reis (1998)

Viga	Força de ruína (kN)			F_{exp}	F_{exp}	F_{ro}	Modo de ruína
	F_{exp}	F_{prev1}	F_{prev2}	F_{prev1}	F_{prev2}	(kN)	
VM	320	305	273	1,05	1,17	195	Tipo 1
VA-1	320	408	286	0,78	1,12	204	Tipo 2
VC-1	230	382	269	0,60	0,86	192	Tipo 2
VA-2	260	369	273	0,70	0,95	195	Tipo 3
VC-2	390	402	280	0,97	1,39	200	Tipo 4
VA-3	404	388	293	1,04	1,38	209	Tipo 5
VC-3	407	404	277	1,01	1,47	198	Tipo 5

Reis (1998) concluiu, em seu trabalho, que as vigas reforçadas por adição de armadura longitudinal envolvida por argamassa de alto desempenho sem a adição de fibras de aço apresentaram resistências últimas inferiores às de uma peça monolítica. O reforço com adição de armadura convencional encamisada usando argamassa de alto desempenho, com fibras de aço, é uma boa alternativa; nesse caso, ocorre uma fissuração mais intensa com aberturas menores. A pré-fissuração nem sempre afeta a resistência final da viga, devendo-se reparar as fissuras por questões ligadas à durabilidade da peça.

A análise de flechas indicou um aumento de rigidez das vigas reforçadas com chapas de aço, essa observação também foi feita por outros pesquisadores. Os diagramas de força-deslocamentos verticais no meio do tramo apresentaram valores experimentais e teóricos muito próximos para cargas de serviço, entretanto, à medida que o carregamento vai sendo aumentado, a curva teórica apresenta valores menores para os deslocamentos.

As armaduras - original e de reforço do substrato - trabalharam de forma satisfatória para todas as vigas ensaiadas, tendo tensões proporcionais aos braços de alavanca. Esse fato também foi observado por Souza (1990), Piancastelli (1997) e Clímaco (1990).

Os ensaios realizados por Reis (1998) ratificam as observações de alguns pesquisadores que acreditam que é possível conseguir aderência satisfatória entre o concreto novo e o antigo, sem a utilização de ponte de aderência, devendo-se apenas umedecer a superfície do substrato para evitar a perda de água do material de reforço.

A autora considera, ainda, que se podem utilizar, no dimensionamento do reforço, as mesmas hipóteses utilizadas no dimensionamento de estruturas novas.

3.3 Reforço em Vigas de Concreto Armado por Colagem de PRFC

No Brasil, vários centros de pesquisas têm se interessado pelo tema, alguns já tendo iniciado trabalhos referentes ao reforço de vigas de concreto armado ao esforço de cisalhamento, através de colagem de fitas de PRFC nas faces laterais da alma de vigas retangulares, utilizando o mesmo material adotado no estudo experimental objeto desse trabalho. Outros centros optaram pela utilização de mantas de PRFC e estudos variando a quantidade de reforço. A vantagem do reforço com fitas sob as mantas de PRFC é a facilidade de controlar a qualidade do produto durante a execução.

Beber (1999) desenvolveu seus estudos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul ensaiando dez vigas retangulares de concreto armado reforçadas por aplicação de lâminas de PRFC, via úmida, na face inferior das vigas. As dez vigas foram divididas em cinco grupos de duas vigas cada, sendo o primeiro composto por

vigas de referência e os demais por vigas reforçadas, com variação na quantidade de reforço aplicado, conforme a Tabela 3.12, e ensaiados à flexão a quatro pontos.

Tabela 3.12 - Característica dos protótipos utilizados por Beber (1999)

Protótipo	Característica
VT1 e VT2	Modelos de referência
VR3 e VR4	Reforçadas com uma camada de PRFC
VR5 e VR6	Reforçadas com quatro camadas de PRFC
VR7 e VR8	Reforçadas com sete camadas de PRFC
VR9 e VR10	Reforçadas com dez camadas de PRFC

O autor utilizou concreto convencional de resistência à compressão média obtida através de ensaios, igual a cerca de 33,6 MPa, e a armadura de todas as vigas compostas de aço (CA50 para a armadura longitudinal principal e CA60-B para a armadura de distribuição e estribos). Todas as vigas ensaiadas possuíam seção transversal retangular, tendo 12 cm de largura da base e 25 cm de altura, com comprimento total de 250 cm, sendo 234,9 cm entre apoios (Figuras 3.12 e 3.13). Vale salientar que as vigas desse estudos foram dimensionadas para trabalharem no domínio 2 de deformações específicas, devendo apresentar ruína por deformação plástica excessiva da armadura longitudinal principal.

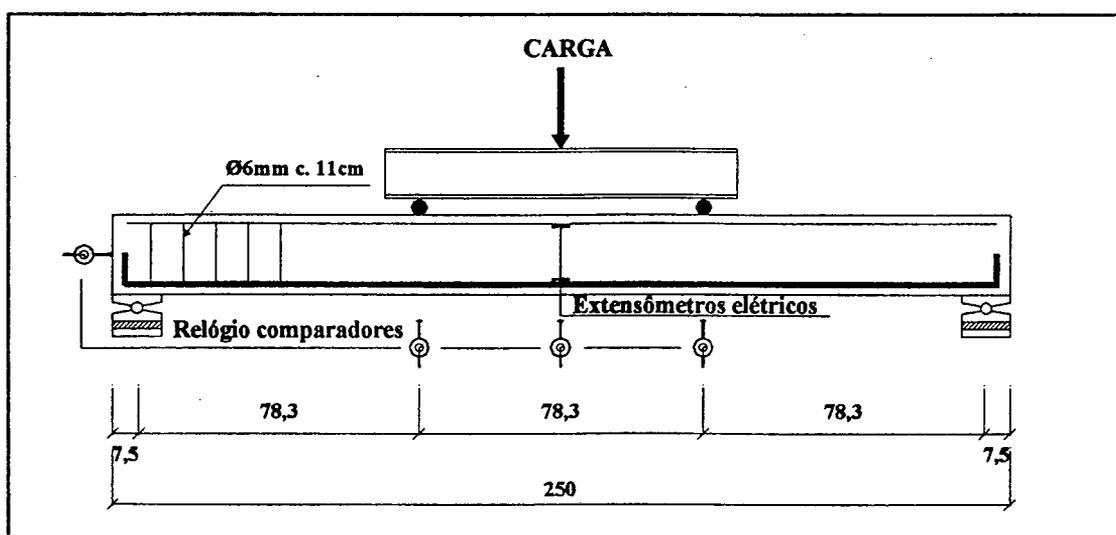


Figura 3.12 - Características das vigas ensaiadas por Beber (1999)

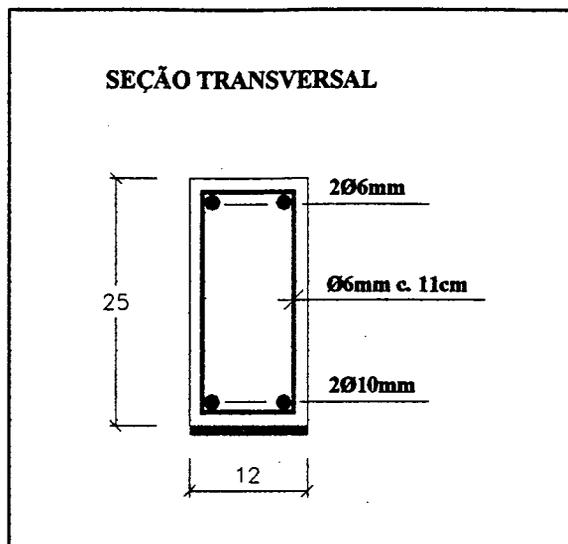


Figura 3.13 - Seção transversal das vigas ensaiadas por Beber (1999)

O autor apresentou resultados teóricos baseados em um programa de elementos finitos, discretizando as vigas a partir do elemento isoparamétrico quadrangular quadrático de oito nós, levando em consideração a não linearidade dos materiais e utilizando valores secantes para os módulos de elasticidade.

Conforme os resultados das cargas de ruína obtidos nesse estudo, como mostra a Tabela 3.13, constata-se a validade desse tipo de reforço, desde que sejam tomados cuidados na verificação do cortante crítico, fator predominante no mecanismo de ruína das peças, procurando evitar a ruína prematura da peça.

Os tipos de ruína que constam da Tabela 3.13 são:

- TEPO 1 - Deformação excessiva da armadura longitudinal principal;
- TIPO 2 - Ruptura da lâmina de PRFC;
- TIPO 3 - Descolamento do reforço (atuação do cortante crítico).

Tabela 3.13 - Características dos protótipos utilizados por Beber (1999)

Protótipo	Carga de ruína experimental (kN)	Carga de ruína teórica (kN)	Incremento em relação à referência (%)	Tipo de ruína
VT1	47,4	46,4		TIPO 1
VT2	47,0			TIPO 1
VR3	65,2	66,5	35	TIPO 1
VR4	62,0			TIPO 2
VR5	102,2	120,8	115	TIPO 3
VR6	100,6			TIPO 3
VR7	124,2	122,2	163	TIPO 3
VR8	124,0			TIPO 3
VR9	129,6	121,9	182	TIPO 3
VR10	137,0			TIPO 3

Os resultados obtidos para as deformações específicas das armaduras longitudinais principais das vigas são apresentados na Tabela 3.14. Conforme os resultados, o autor considera que a aplicação do reforço conduz a uma redução das deformações das armaduras longitudinais de tração, reduzindo também as deformações plásticas. Considera ainda, que o modelo computacional não representa bem as deformações nas armaduras, quando comparado com os resultados experimentais.

Tabela 3.14 - Deformações específicas nas armaduras longitudinais encontradas por Beber (1999)

Protótipo	Carga início do escoamento da armadura (kN)	Diferença em relação a referência (%)	Deformação específica na carga de 44k (10 ⁻³ mm/mm)	Diferença em relação a referência (%)
VT1	44,0	-	2634	-
VT2	44,0	-	2688	-
VR3	47,9	+9	2447	-8
VR4	48,0	+9	2295	-14
VR5	60,0	+36	1907	-28
VR6	60,1	+36	1840	-31
VR7	80,1	+82	1350	-49
VR8	85,1	+93	1275	-52
VR9	90,0	+105	1096	-59
VR10	95,0	+116	1052	-60

Beber (1999) conclui que esse tipo de reforço tem excelente desempenho e a aplicação é bastante simples de ser executada, e ainda, que existe um aumento significativo nas cargas de ruína das peças ensaiadas, além de diminuição da abertura de fissuras, mesmo para cargas elevadas. Esse tipo de técnica de reforço permite a utilização de diversas camadas de PRFC, conforme a intensidade de reforço e rigidez que se pretende alcançar.

Soudki (1998) apresenta algumas conclusões de estudos realizados por outros autores, conforme se apresenta a seguir:

- Abdelrahman e outros (s.d.), citados por Soudki (1998), após ensaiarem vigas de 6,2 m de comprimento reforçadas com PRFC, concluíram que as vigas armadas, de referência e reforçadas, possuem comportamentos semelhantes antes da fissuração. Entretanto, após o início da fissuração, as vigas reforçadas apresentam significativa diferença devido às características mecânicas do PRFC.

- Fam, A. Z. Headingley Bridge (s.d.), realizou estudos em vigas protendidas com PRFC e reforçadas aos esforços de cisalhamento com o mesmo material. As vigas possuíam 9,3 m de comprimento, simulando vigas, em escala reduzida (1:3,6), da ponte de Headingley, localizada em Monitoba, Canadá. O autor concluiu que a quantidade de tecido do PRFC utilizado no reforço ao cisalhamento altera as tensões atuantes nos estribos e ainda, a abertura das fissuras diagonais, entretanto, não altera o comportamento das vigas na ruína por flexão.
- Bryan e Green (s.d.) estudaram a ação de vigas de concreto protendido com PRFC em baixa temperatura (- 27 °C) e chegaram à conclusão de que, nessa situação, as vigas apresentam redução do estado de fissuração sem ter significativa alteração da capacidade resistente última das peças.

Shehata (1998) elaborou um programa experimental para estudar a viabilidade de reforçar com PRFC as peças de concreto da cobertura de uma indústria localizada em Winnipeg, no Canadá. A escolha pelo material de reforço foi baseada nas suas características de elevada resistência, pequena espessura, facilidade de aplicação, resistência aos álcalis do cimento e menor custo comparado a outras técnicas de reforço. As características geométricas da peça ensaiada à flexão a quatro pontos encontram-se na Figura 3.14:

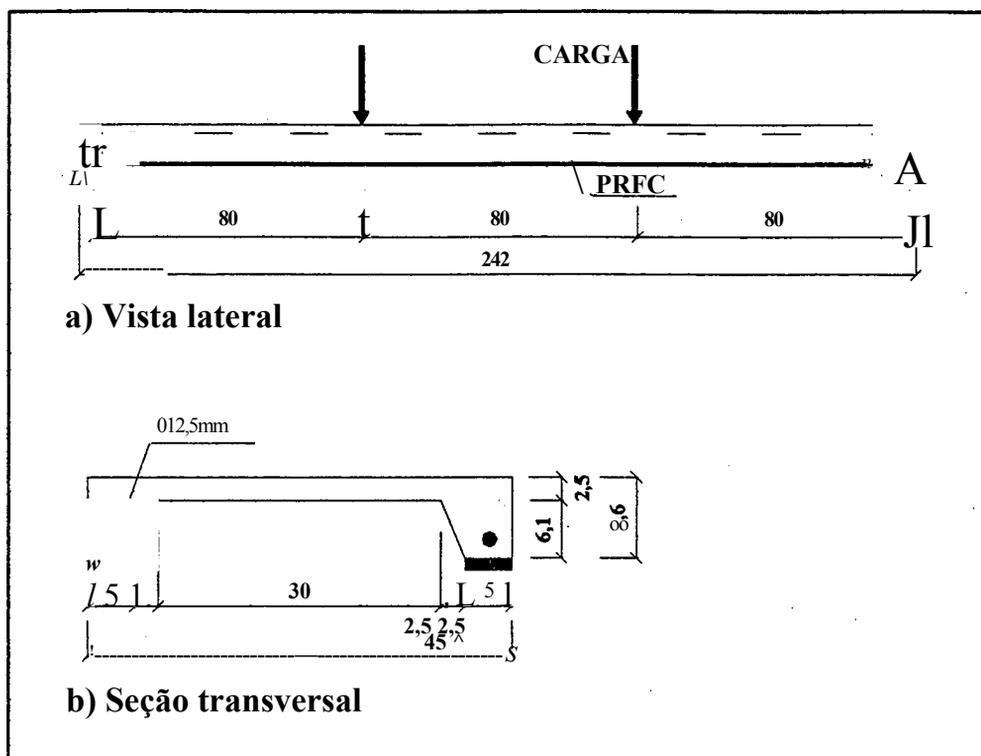


Figura 3.14 -Características geométricas e sistema estático da peça ensaiada por Shehata (1998)

O material utilizado no experimento por Shehata (1998) foi fornecido pelo mesmo fabricante do material utilizado no estudo experimental apresentado no capítulo 5 desse trabalho, inclusive apresentando as mesmas dimensões.

Segundo o autor, o reforço mostrou-se eficiente, principalmente, por atuar na redução de deslocamentos, na diminuição da fissuração da peça e no aumento da carga de ruína.

O Centro de Investigação Suíço (EMPA) iniciou um programa de pesquisa em vigas de concreto reforçadas com PRFC em 1984, já realizando ensaios em 56 vigas de 2m, 6m e 7m, solicitadas a cargas estáticas e dinâmicas.

Segundo Meier e outros (1993), as pesquisas desenvolvidas no EMPA demonstram a possibilidade de surgimento de um esforço cortante na região do reforço devido à diferença de nível entre faces adjacentes de fissuras, provocando o

descolamento das lâminas de PRFC (“peeling-off”). A verificação desse modo de ruína deve ser um dos critérios de projeto.

Ensaio realizados em três vigas retangulares de 2 m de comprimento demonstraram que a pequena diferença entre os coeficientes de dilatação térmica do reforço com PRFC e do concreto resulta em concentração de tensões, quando submetidos a um gradiente de temperatura. Após submeterem as vigas a cem ciclos de mudança de temperatura, de + 20 °C para - 25 °C, concluiu-se que essa diferença nos coeficientes de dilatação térmica não apresentaram influência na capacidade de carga das vigas reforçadas.

Em 1991 e 1992 foram realizados ensaios em vigas de seção transversal “T” com 6,0 m de distância entre apoios, submetidas a carregamentos possíveis de acontecer em estruturas de concreto armado (Figura 3.15).

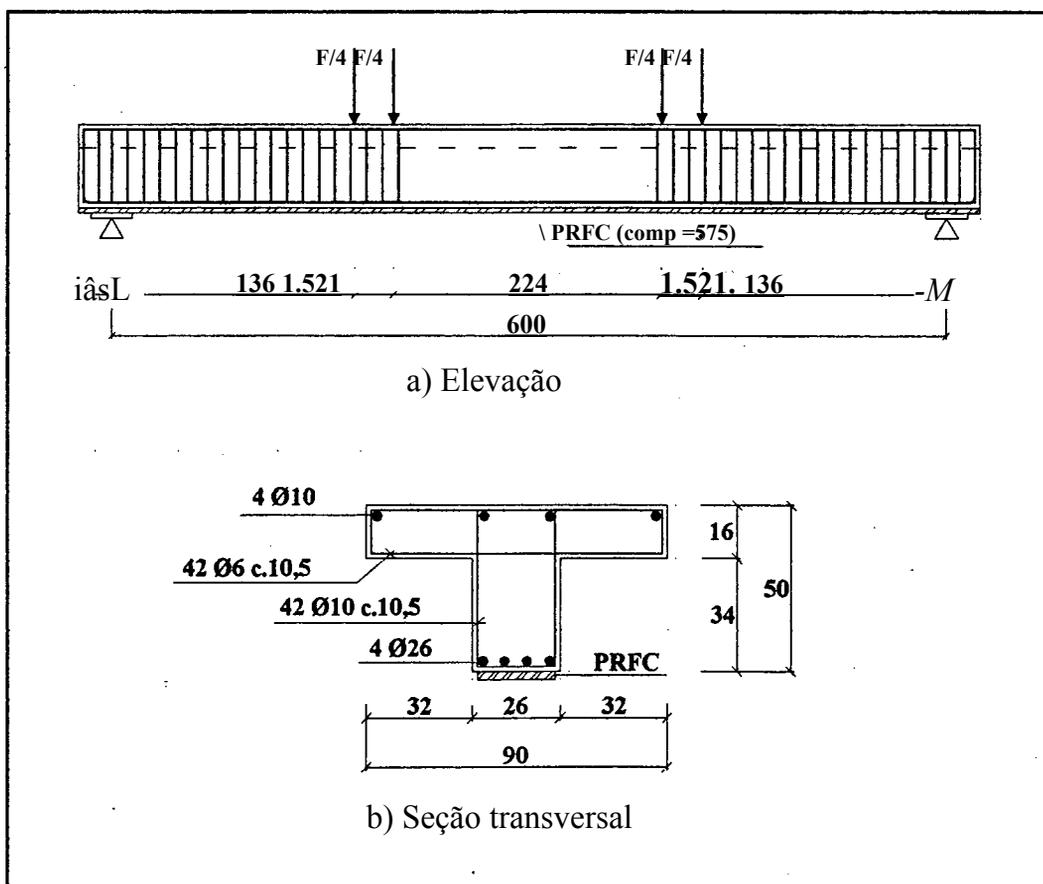


Figura 3.15 - Detalhamento das vigas de 6,00 m ensaiadas pelo EMPA

Após 10,7 milhões de ciclos de carregamento, a viga era colocada em condições climáticas desfavoráveis, em temperatura de 40 °C e 95% de umidade relativa do ar. O incremento na capacidade de carga da viga reforçada chegou a 32 % em relação à viga de referência, enquanto que os deslocamentos verticais, para mesma carga, apresentavam sensível redução, como se pode observar na Figura 3.16:

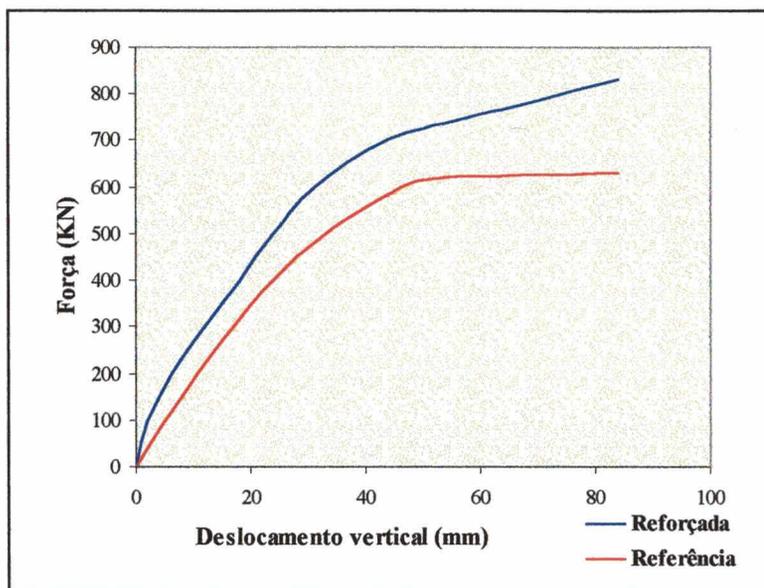


Figura 3.16 - Curvas de Força-deslocamento típicas das vigas “T” de 6,0 m de comprimento, ensaiadas pelo EMPA

Os trabalhos realizados pelo EMPA resultaram, também, na apresentação dos tipos de ruínas possíveis de ocorrer em vigas reforçadas segundo a técnica de colagem de lâminas de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC), apresentados no item 4.7 do capítulo 4.

Outro estudo experimental interessante foi realizado por Heffeman e Erki (1996), no Royal Military College, no Canadá, ensaiando três vigas retangulares de 2 m e duas de 5 m de comprimento, reforçadas por colagem de lâminas de PRFC no banzo tracionado das peças. Foram realizados ensaios para determinar o módulo de elasticidade do reforço, que depende da quantidade de epóxi utilizada na aplicação do PRFC. Os autores sugerem que os projetistas utilizem o valor de módulo de elasticidade recomendado pelos fabricantes.

As vigas de 2 m tinham seção transversal de 15 cm de base por 30 cm de altura, sendo uma reforçada com sete camadas de PRFC e as outras duas, em concreto armado, servindo de modelo de comparação. As vigas de 5 m tinham 30 cm de base e 57,4 cm de altura, sendo uma reforçada com cinco camadas de PRFC e a outra, com armadura convencional. As armaduras de aço das vigas foram variadas (Figura 3.17).

- FS - Dimensionada pela norma canadense (CAN3-A23.3-M84);
- US - Utilizada armadura inferior à requerida pela norma;
- RS - Armadura de aço igual à da viga US, reabilitada com PRFC.

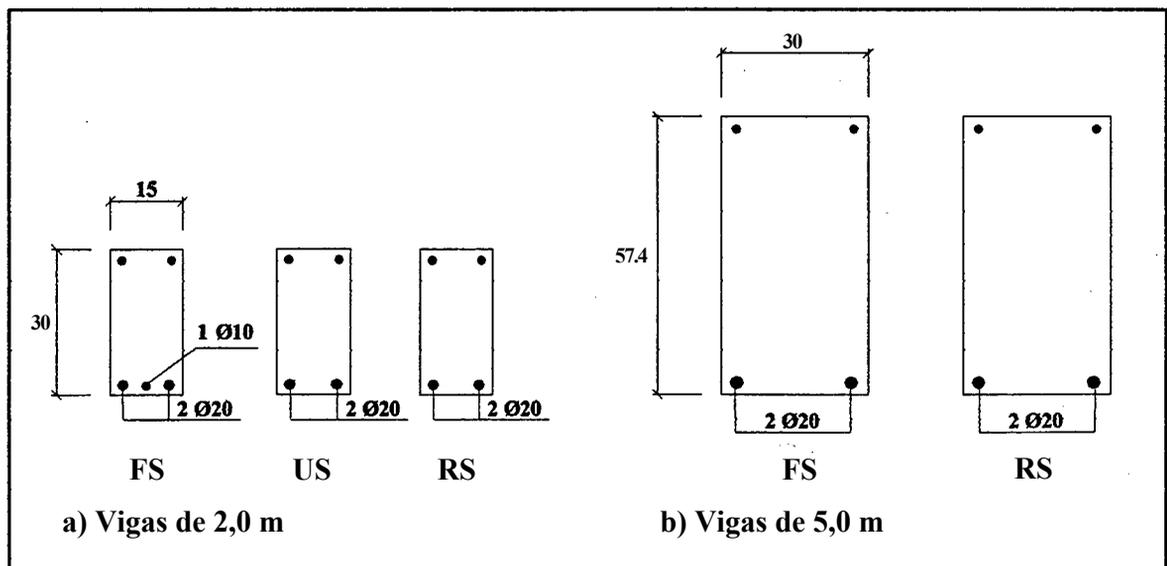


Figura 3.17 - Seções transversais das vigas ensaiadas por Heffernan e Erki (1996)

Os autores observaram que, antes da fissuração, o comportamento das vigas era elástico-linear.

A viga reforçada com PRFC, de 2 m de comprimento, teve comportamento aproximadamente linear até o escoamento da armadura longitudinal, continuando a resistir ao carregamento, porém, em proporções menores até a falência do reforço, por descolamento da lâmina na região de fissuras, característica dessa técnica de reforço. A partir daí, comportou-se semelhante à viga de mesma armadura longitudinal (US). A

viga obteve aumento de momento resistente de cerca de 9% (nove por cento) comparado com a viga FS e cerca de 30% maior do que a viga US (Figura 3.18).

A viga reforçada com PRFC, de 5 m de comprimento, apresentou comportamento semelhante à viga de 2 m de comprimento, obtendo um aumento de momento resistente de cerca de 8% em relação a viga FS, Figura 3.18b.

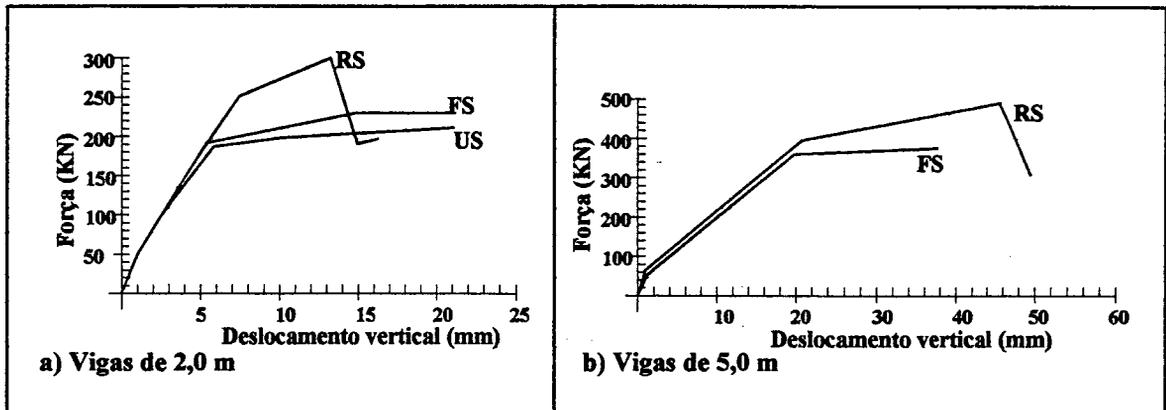


Figura 3.18 - Diagramas força-deslocamentos verticais obtidos por Heffernan e Erki (1996)

Com as observações feitas durante o programa experimental, os autores puderam concluir que:

- A rigidez das vigas é influenciada pelo módulo de elasticidade do PRFC e por sua posição em relação à linha neutra da viga;
- As hipóteses da teoria da flexão, aparentemente, não são afetadas pela escala das vigas;
- A eficiência do reforço é maior se comparado com uma mesma área de armadura convencional;
- Em vigas de seção subarmada o reforço pode ser baseado em compatibilidade de deformações específicas, podendo-se considerar o diagrama retangular para as tensões de compressão no concreto.

O *Centro Peruano Japonês de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres* realizou, em março de 1998, no seu Laboratório de Estruturas, ensaios de flexão em vigas de concreto reforçadas com fibras de carbono coladas com adesivo epoxídico. O estudo consistiu no ensaio de seis vigas, de seção retangular de 14 cm de base por 30 cm de altura e vão entre apoios de 480 cm. As vigas foram distribuídas em três grupos, sendo o primeiro formado por duas vigas modelos de referência (V01 e V03) e o segundo, por duas vigas reforçadas com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) colado no banzo tracionado (V02 e V04). O terceiro grupo foi composto, também, por duas vigas (V01-R e V03-R), provenientes da recuperação das vigas de referência, através de injeção das fissuras com resina epoxídica, seguida pela aplicação de reforço por colagem de PRFC no banzo tracionado, conforme mostra a Figura 3.19.

Os ensaios foram realizados à flexão a quatro pontos com cargas concentradas e equidistantes dos apoios, medindo os deslocamentos verticais nos pontos de aplicação das cargas e no meio do tramo e as deformações específicas horizontais na face superior e inferior da viga, na região de aplicação da carga (Figura 3.19).

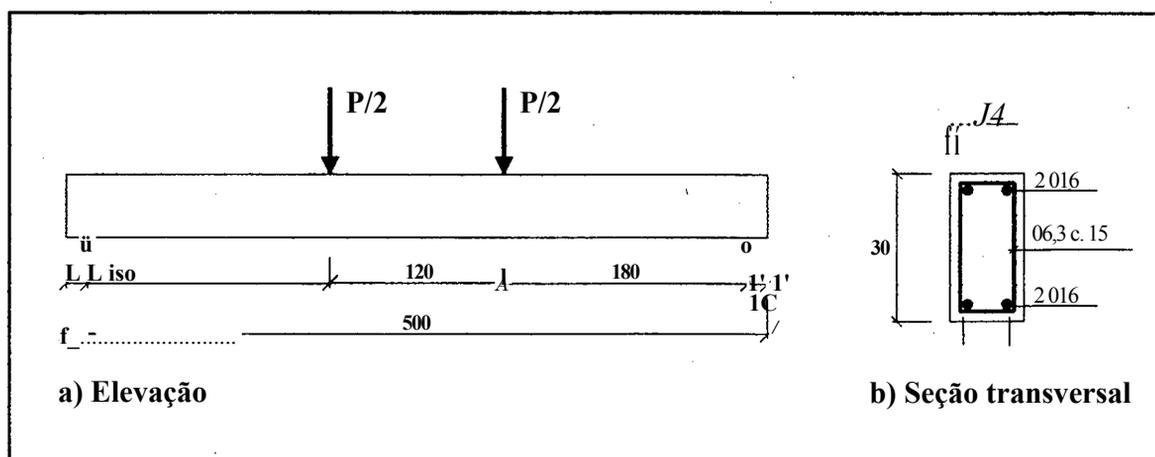


Figura 3.19 - Características das vigas ensaiadas pelo *Centro Peruano Japonês de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres* (1998)

A ruína das vigas de referência deu-se de forma dúctil, por deformação excessiva da armadura longitudinal principal. As quatro vigas reforçadas tiveram ruína frágil com esmagamento do banzo comprimido após a falência do reforço, obtendo-se mais de 50% de carga adicional (Tabela 3.15).

Tabela 3.15 - Resultados dos ensaios realizados pelo Centro Peruano Japonês de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (1998)

Viga	Tipologia de ruína	Carga de ruína (kN)	Deslocamento máximo (mm)
V01	Deformação excessiva da armadura	69,10	6,12
V02	Ruptura da ligação reforço-substrato	103,00	6,70
V03	Deformação excessiva da armadura	77,19	5,43
V04	Ruptura da ligação reforço-substrato	110,95	3,75
V01-R	Esmagamento do concreto comprimido	227,90	6,78
V03-R	Esmagamento do concreto comprimido	124,57	4,66

O laboratório observou que, após os ensaios, as lâminas de PRFC permaneciam intactas, conseqüência da grande resistência à tração do material.

As vigas ensaiadas tiveram um ganho considerável de rigidez à flexão, mesmo aquelas produzidas a partir das vigas de referência, após terem sido ensaiadas (V01-R e V03-R). A viga V01-R obteve cerca de três vezes a carga de referência, mantendo a flecha final praticamente no mesmo valor e a V03-R teve a carga de ruína aumentada em cerca de 61%, com a flecha final ficando em torno de 76% da viga de referência. Os resultados demonstram a validade desse tipo de reforço mesmo em peças que já atingiram a ruína por deformação excessiva da armadura longitudinal.

As pesquisas realizadas foram de fundamental importância para que o produto fosse aplicado com sucesso em diversas estruturas, entre elas: as vigas da ponte de *Cocorná* na rodovia que liga as cidade de *Santafé de Bogotá* a *Medellin* - Colômbia, as vigas pré-fabricadas da Igreja de *St. Rupert* em *Stuttgart* - Alemanha, a laje de concreto protendido do edifício comercial TMI em *Brussels* - Bélgica, a laje de cobertura do Centro de Controle de Poluição da cidade de *Winnipeg* - Canadá, as vigas balcão de um edifício de apartamentos em *Genova* - Itália, a ponte *Golf Range* em *Ohtsu* - Japão, nas vigas do hospital *Kings College* em *London* - Reino Unido, nas lajes dos Centros Comerciais *Coop* de *Winterthur* e *Liestal* - Suíça.

4 ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO E REFORÇADAS COM PRFC

Nesse capítulo, apresenta-se uma análise numérica para prever o comportamento das vigas ensaiadas, calculando parâmetros como momento de fissuração, momento de ruína e deslocamentos máximos. Para auxiliar o entendimento dos ensaios apresentam-se também, os modos de ruína de vigas de concreto armado e reforçadas com polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), segundo a técnica de colagem com adesivo epoxídico no banzo tracionado de vigas submetidas a esforços de flexão e cisalhamento.

Inclui-se ainda, a formulação dos diagramas de momento fletor-curvatura das vigas utilizadas no estudo experimental, que consideram a não-linearidade física (ou dos materiais) da seção de momento máximo (meio do tramo). Esse modelo será utilizado para o cálculo do carregamento máximo das vigas do estudo experimental, tomando possível a comparação entre valores experimentais e teóricos.

Vale salientar que o capítulo aborda apenas o conteúdo necessário ao entendimento e à análise das vigas ensaiadas que apresentam forma retangular na região de compressão do concreto. Nesse caso, enquadram-se as vigas retangulares e as vigas de seção “T” com linha neutra localizada na mesa ou muito próxima a ela. Como o conteúdo tem por objetivo auxiliar a análise do estudo experimental, os desenhos aqui apresentados referem-se sempre a vigas de seção “T” com a região comprimida retangular.

4.1 Vigas de Concreto Armado

4.1.1 Hipóteses Básicas da Teoria da Flexão

- As seções são mantidas planas até o estado limite último, desde que:

$$\frac{L}{7d} > 2 \quad (4.1)$$

Onde “L” é a distância entre seções de momento fletor nulo e “d” é a distância do centro de gravidade da armadura tracionada à fibra mais comprimida da viga (altura útil). Essa hipótese garante a proporcionalidade entre as deformações normais e suas respectivas distâncias à linha neutra da viga (hipótese de Navier-Bemoulli);

- A resistência à tração do concreto é desprezada;
- Os materiais possuem perfeita aderência, não havendo escorregamento entre eles. Conforme essa hipótese, as deformações específicas do aço e do concreto adjacentes em uma mesma seção são iguais;
- No estado limite último, a deformação específica máxima na ruptura do concreto vale 3,5 ‰ (encurtamento convencional do concreto);
- No estado limite último, a deformação específica máxima da armadura tracionada é 10 ‰ (alongamento convencional do aço). Esse valor visa evitar deformações plásticas excessivas;
- Considera-se que, no estado limite último, o diagrama de distribuição de tensões de compressão na seção transversal é composto por uma parábola do 2º grau com vértice na fibra de deformação equivalente a 2 ‰, seguida de um trecho reto até a deformação de 3,5 ‰, conforme a Figura 4.1. Na flexão simples é permitido substituir o diagrama parábola-retângulo por um diagrama retangular equivalente, com altura igual a 0,8.x. Em que “x” é a distância da linha neutra à fibra mais comprimida (Figura 4.1).

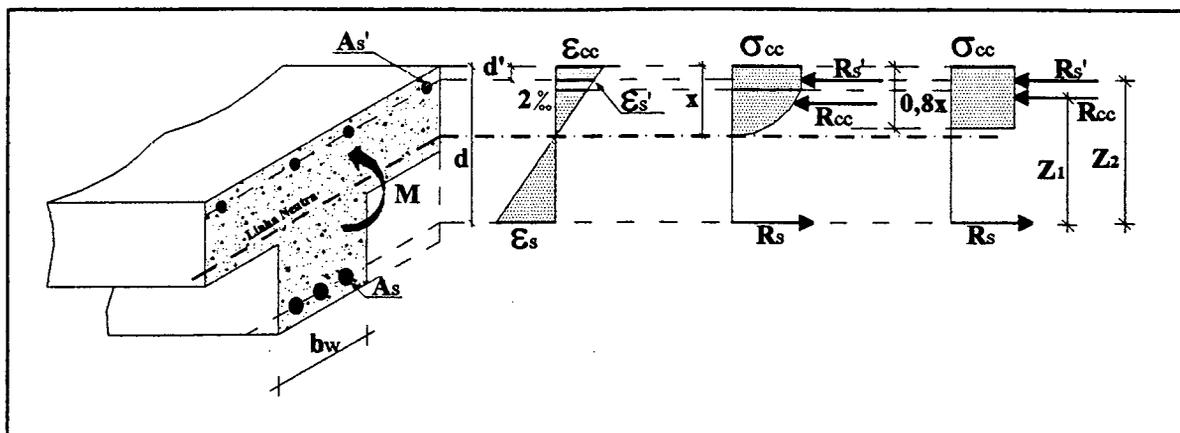


Figura 4.1 - Diagramas de deformações específicas e de tensões em vigas de concreto armado

Em que:

- R_{cc} - Resistência à compressão do concreto;
- R_s' - Resistência à tração do aço da armadura superior;
- R_s - Resistência à tração do aço da armadura principal. Pode ser dividida em duas parcelas, equivalentes ao concreto comprimido ($R_{s,ti}$) e ao aço da armadura superior (R_{sa});
- M - Momento resistente;
- e^* - Deformação específica do concreto comprimido;
- e_s' - Deformação específica do aço comprimido;
- e_s - Deformação específica do aço tracionado;
- CT_{cc} ~ Tensão do concreto comprimido;
- d - Distância do centro de gravidade da armadura principal tracionada até a fibra mais comprimida da viga;
- d' - Distância do centro de gravidade da armadura comprimida até a fibra mais comprimida da viga.

A equação do trecho parabólico do diagrama de tensões de compressão no concreto pode ser escrita como:

$$\left(\frac{8cl}{4} \right) J \quad (4.2)$$

Na qual:

- σ_c - Tensão do concreto comprimido em um ponto genérico da curva;
- ϵ_c - Deformação específica referente ao ponto genérico considerado;
- $\sigma_{c,max}$ - Tensão de compressão máxima do concreto.

4.1.2 Equações de Equilíbrio, de Compatibilidade e Constitutivas

O dimensionamento de peça de concreto armado submetida a esforços de flexão e cisalhamento está baseado nas equações de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas. A seção encontra-se em equilíbrio quando os esforços externos (solicitantes) provocam um sistema equivalente aos esforços internos (resistentes dos materiais) com resultante nula. As equações de compatibilidade são baseadas na hipótese de Navier-Bemoulli, que considera a proporcionalidade entre as deformações, ao longo da altura da seção. As equações constitutivas possibilitam relacionar as tensões com as deformações da seção.

• Equações de equilíbrio

- A soma de todas as forças normais deve ser igual a zero:

$$R_{cc} + R_{s'} = R_{st1} + R_{st2} = R_{st} \quad (4.3)$$

- Os momentos provocados pelas forças de compressão em relação à linha neutra da seção deve ser igual ao momento provocado pelas forças de tração:

$$M = R_{cc} Z_i + R_{s'} Z_2 = R_{st1} Z_i + R_{st2} Z_2 \quad (4.4)$$

Em que:

- $R_{s'}$ - Resistência à tração do aço (parcela da armadura principal equivalente à resistência à compressão do concreto comprimido);
- R_{st1} - Resistência à tração do aço (parcela da armadura principal, equivalente à resistência à compressão da armadura superior).

4.1.3 Domínios de Deformações

As deformações específicas de uma peça de concreto armado caracterizam o estado limite último por ruptura do concreto ou por deformação excessiva da armadura tracionada. Para determinar a resistência de uma peça é necessário conhecer o estado de deformações específicas da seção transversal, estabelecendo em qual domínio ela se encontra. A Figura 4.2 mostra os possíveis estados de deformações de uma peça de concreto armado submetida a solicitações normais, adotados pela norma brasileira NBR 6118(1978).

- *Deformação plástica excessiva*, a deformação específica de 10 ‰ da armadura de tração é alcançada sem que o concreto alcance a deformação de 3,5 ‰.
 - Reta a: tração uniforme;
 - Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
 - Domínio 2a: flexão simples ou composta (a deformação específica do concreto é menor do que 2 ‰ e o diagrama de tensões possui apenas o trecho parabólico);
 - Domínio 2b: flexão simples ou composta (a deformação específica do concreto encontra-se entre 2 e 3,5 ‰ e o diagrama de tensões possui um trecho parabólico e outro retangular).
- *Ruptura do concreto*: a deformação específica de 3,5 ‰ do concreto comprimido é alcançada antes que a deformação da armadura principal chegue ao valor de 10 ‰.
 - Domínio 3: flexão simples (peça subarmada) ou composta, com ruptura do concreto e plastificação da armadura principal;
 - Domínio 4: flexão simples (peça superarmada) ou composta, com ruptura do concreto sem plastificação da armadura;
 - Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas (A_s e A_s');
 - Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
 - Reta (3): compressão uniforme.

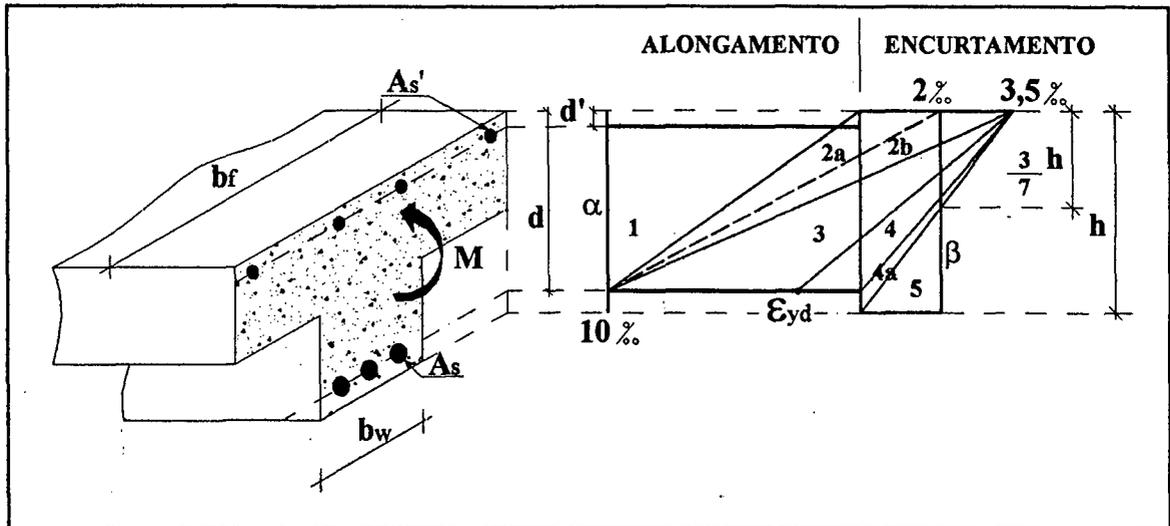


Figura 4.2 - Domínios de deformação em vigas de concreto armado

4.2 Vigas de Concreto Armado no Domínio 2 - Caso do Estudo Experimental

Como o número de incógnitas é maior do que a quantidade de equações de equilíbrio, o dimensionamento ou a verificação da capacidade resistente de vigas de concreto armado são feitos segundo um processo iterativo.

Uma das formas de resolver o problema é fixar valores de curvatura, variando a deformação específica do concreto até encontrar um valor de “x” que satisfaça a condição de equilíbrio estático do sistema (resultante de esforços igual a zero ou a um valor prescrito). Prossegue-se com essa rotina para diversos pares de curvatura e deformação, que também satisfaçam a condição de equilíbrio, até que o limite convencional de deformação específica do aço (10 %) ou do concreto (3,5 %) seja alcançado.

Com esse procedimento é possível encontrar o momento fletor-curvatura da seção, tensões e deformações, considerando a não-linearidade física (ou dos materiais) na ruína da peça, estágio III. Maiores informações, sobre o procedimento e as equações para os domínios de deformações não abordados nesse trabalho, podem ser obtidas em Modesto (1983), Fusco (1986) e Loriggio e Banki (1999).

O valor numérico da carga de ruína de cada viga ensaiada é apresentado no item 6.2 do capítulo 6 (Apresentação e Análise dos Resultados) e as planilhas geradas pelo programa de computador utilizado no cálculo desses valores encontram-se no Apêndice I.

As equações de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas empregadas na resolução do problema consideram os diferentes diagramas de tensões no concreto comprimido das vigas, relacionados ao domínio de deformação específica em que elas se encontram. No domínio 2a esse diagrama é uma parábola do 2º grau e, como as tensões na armadura comprimida são muito pequenas, usualmente seus valores são desprezados. Nesse trabalho, essas tensões são computadas devido à facilidade de programação das equações, tanto na análise da viga de referência quanto na das vigas reforçadas (Figura 4.3).

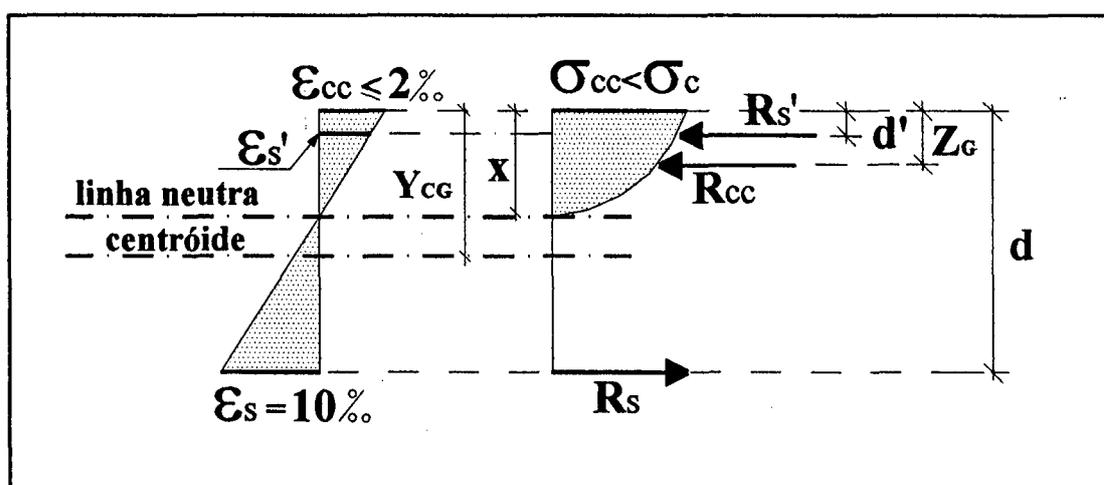


Figura 4.3 - Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2a (viga armada)

A distância da linha neutra à fibra mais comprimida do concreto (x), a intensidade da força de compressão no concreto (R_{cc}) e a sua posição em relação à fibra mais comprimida da viga (Z_G) podem ser calculadas através das equações de 4.5 a 4.7, respectivamente.

$$x = \frac{\epsilon_{cc} h}{\theta} \quad (4.5)$$

Em que:

- e_{cc} - Deformação específica do concreto comprimido;
- h - Altura total da viga;
- θ - Curvatura da seção considerada.

$$R_{cc} = \sigma_{ccbr} \times \left(\frac{\epsilon_{cc}}{2} - \frac{\epsilon_{cc}}{12} \right) \quad (4.6)$$

$$Z_o = \frac{x}{4} \left(\frac{8 \epsilon_{cc}}{6 - \epsilon_{cc}} \right) \quad (4.7)$$

As deformações específicas das armaduras podem ser calculadas utilizando-se a hipótese de proporcionalidade entre deformações em uma mesma seção (Navier-Bemoulli), através da equação 4.8.

$$\epsilon_{si} = \frac{(x-d_i)\epsilon_{cc}}{h} \quad (4.8)$$

Na qual:

- ϵ_{si} - Deformação específica da armadura considerada (A_s ou A_s');
- d_i - Distância do centro de gravidade da armadura considerada até a fibra mais comprimida da viga;
- b_f - Largura da base superior da viga de seção "T".

No domínio 2b, a forma do diagrama de tensões de compressão no concreto é composta por uma parábola do 2º grau, com vértice na fibra de deformação específica equivalente a 2‰ e um trecho reto até a deformação máxima da seção (ϵ_{cc}) - diagrama parábola-retângulo, conforme se pode observar na Figura 4.4:

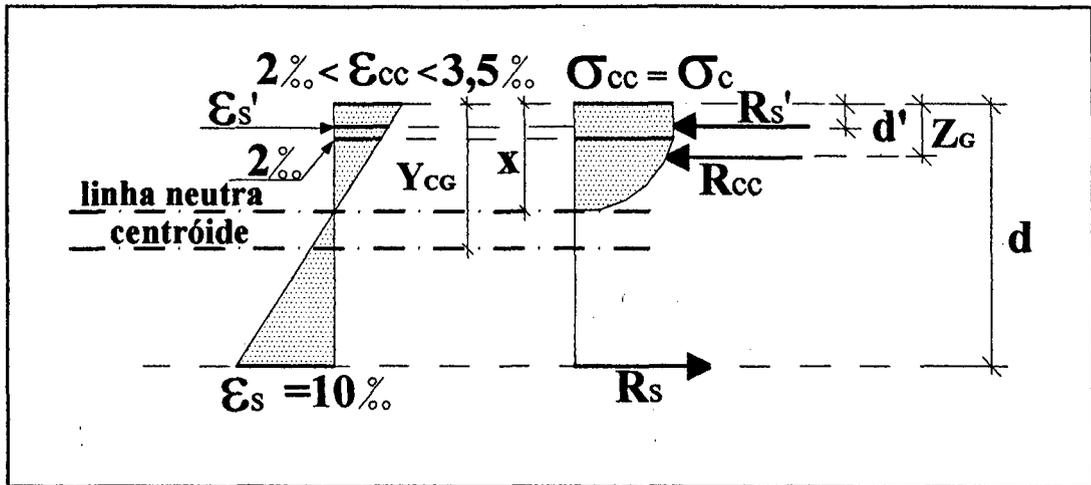


Figura 4.4 - Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2b (viga armada)

Os valores da distância da linha neutra à fibra mais comprimida do concreto (x) e das deformações específicas das armaduras podem ser calculados utilizando-se as equações 4.5 e 4.8, anteriormente citadas, e a força de compressão no concreto (R_{cc}) e sua posição em relação à fibra mais comprimida da viga (Z_G) podem ser calculadas através das equações 4.9 e 4.10, respectivamente:

$$R_{cc} = \alpha c b f \left(x l - \frac{2}{3} S c g \right) \quad (4.9)$$

$$Z_G = x \left[\frac{3 \alpha c c^* - 4 E C C}{2 E c c (e c c - 2)} \right] + 2 \quad (4.10)$$

Com os valores das forças resistentes de compressão e tração e suas posições em relação ao centro de gravidade da seção geométrica, podem-se calcular o momento fletor resistente e a carga aplicada, conforme as equações 4.11 e 4.12:

$$M = R_{cc} (Y_{cg} - Z_g) + A_s \sigma_s (Y_{cg} - d) + A_s^* \sigma_s^* (Y_{CG} - d') \quad (4.11)$$

Na qual:

- Y_{cg} - Distância do centro de gravidade da seção geométrica homogeneizada até a fibra mais comprimida;

- ZG - Distância da força de compressão no concreto (R_{cc}) à fibra mais comprimida;
- O_s - Tensão na armadura principal (tracionada);
- C_s' - Tensão na armadura superior (distribuição), podendo ser de compressão ou tração.

$$P = 2 \frac{M}{a} \quad (4.12)$$

Na qual:

- P - Intensidade da carga total aplicada na viga e;
- a - Distância do ponto de aplicação de cada metade da carga (P/2) ao apoio mais próximo.

4.3 Vigas de Concreto Armado Reforçadas com PRFC, no Domínio 2 - Caso do Estado Experimental

Além das hipóteses já mencionadas no item 4.1.1 (Hipóteses Básicas da Teoria da Flexão) desse capítulo, considera-se que em vigas reforçadas com polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) segundo a técnica de colagem com adesivo epoxídico no banzo tracionado deve-se ter:

- Perfeita aderência entre reforço e substrato até o estado limite último, ou seja, as deformações no reforço são iguais às do concreto a ele adjacente e;
- Valores irrelevantes de assimetria devido a falhas na execução do reforço.

A solução da viga reforçada também é obtida segundo um processo iterativo, análogo ao da viga armada. Considerando-se, nesse caso, a força de tração devido à presença do reforço, posicionada em seu centróide, como mostram as Figuras

4.5 e 4.6. Com isso a expressão utilizada para o cálculo do momento fletor, utilizada para a viga armada, fica acrescida de mais uma parcela no cálculo da viga reforçada, de acordo com a equação 4.19.

O valor numérico da carga de ruína de cada viga ensaiada, após a execução do reforço, é apresentado no item 6.2 do capítulo 6 (Apresentação e Análise dos Resultados) e as planilhas geradas pelo programa de computador utilizado no cálculo desses valores, encontram-se no Apêndice I.

Assim como nas vigas armadas, as equações de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas empregadas na resolução de vigas reforçadas, consideram os diferentes diagramas de tensões no concreto comprimido, relacionados ao domínio de deformação específica em que elas se encontram. No domínio 2a esse diagrama é uma parábola do 2º grau (Figura 4.5):

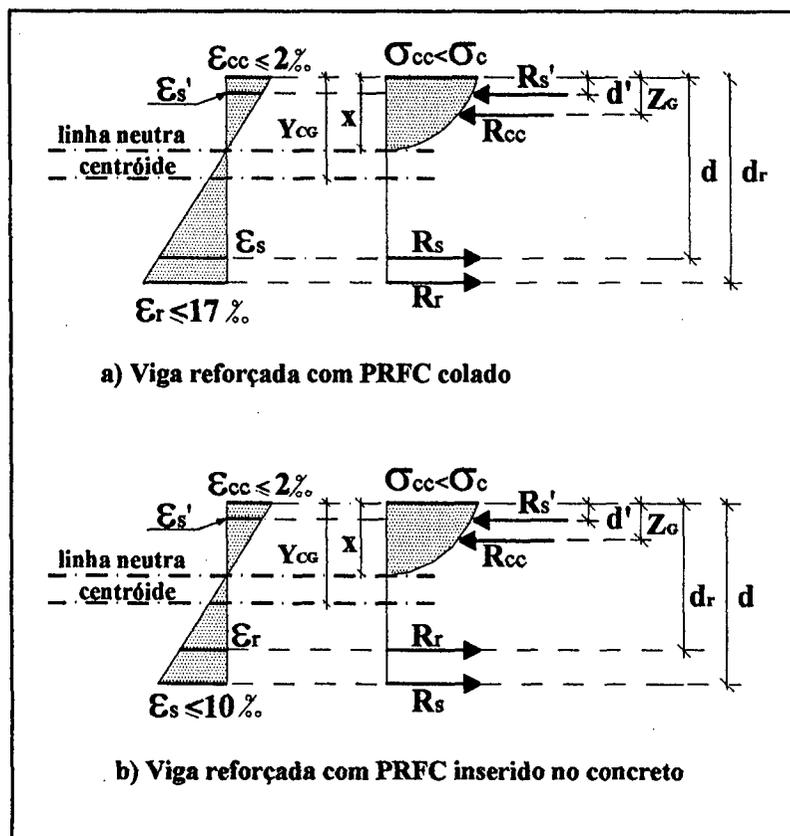


Figura 4.5 - Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2a (viga reforçada)

A distância da linha neutra à fibra mais comprimida do concreto (x), a intensidade da força de compressão no concreto (R_{cc}) e sua posição em relação à fibra mais comprimida da viga (Z_G) podem ser calculadas através das equações de 4.13 a 4.15, respectivamente.

$$x = \frac{E_{cc} h}{\sigma} \quad (4.13)$$

Em que:

- σ - Deformação específica do concreto comprimido;
- h - Altura total da viga;
- θ - Curvatura da seção considerada.

$$R_{cc} = \sigma E_{cc} b f \left(\frac{2x}{2} - \frac{E_{cc}}{12} \right) \quad (4.14)$$

$$Z_G = \frac{b f E_{cc}}{4} \left(\frac{h}{6} - E_{cc} \right) \quad (4.15)$$

As deformações específicas das armaduras podem ser calculadas utilizando-se a hipótese de proporcionalidade entre deformações em uma mesma seção (Navier-Bemoulli), utilizando-se a equação 4.16:

$$\epsilon_{s,j} = \frac{(x - d_i)}{h} \theta \quad (4.16)$$

Em que:

- $\epsilon_{s,j}$ - Deformação específica da armadura (A_s , A_s' ou A_r);
- d_i - Distância do centro de gravidade da armadura ou do reforço à fibra mais comprimida da viga.

No domínio 2b, a forma do diagrama de tensões de compressão no concreto é composta por uma parábola do 2º grau, com vértice na fibra de deformação específica equivalente a 2‰ e um trecho reto até a deformação máxima da seção (ϵ_s^*) - diagrama parábola-retângulo, conforme se pode observar na Figura 4.6:

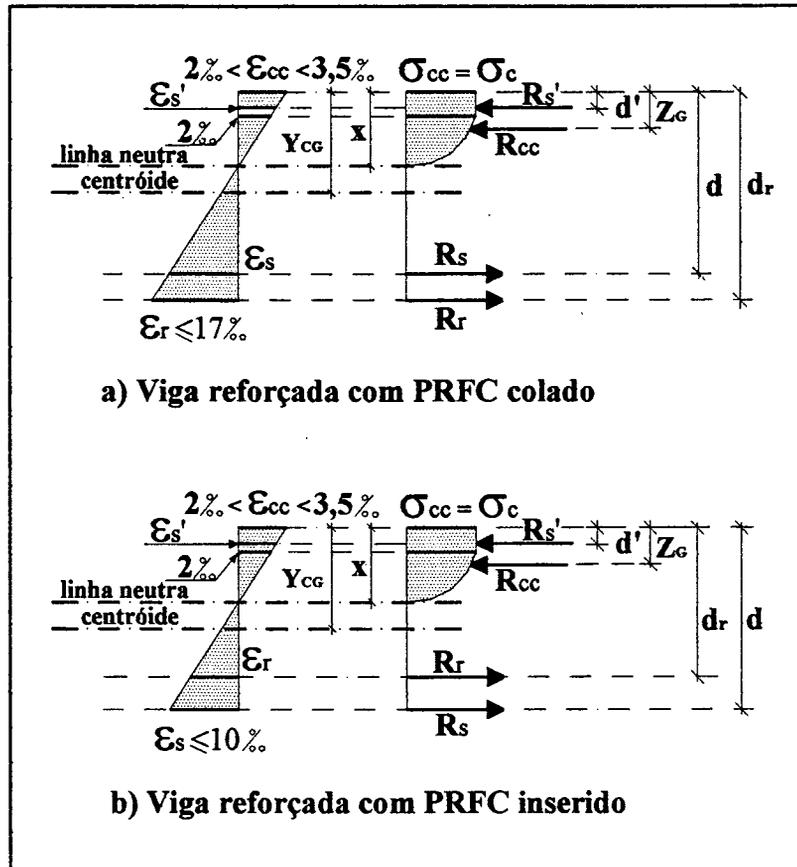


Figura 4.6 - Diagramas de deformação específica e tensões de compressão no concreto no domínio 2b (viga reforçada)

Os valores da distância da linha neutra à fibra mais comprimida do concreto (x) e das deformações específicas das armaduras podem ser calculados utilizando-se as equações 4.13 e 4.16, anteriormente citadas, e a intensidade da força de compressão no concreto (R_{cc}) e sua posição em relação à fibra mais comprimida da viga (Z_G) podem ser obtidas através das equações 4.17 e 4.18, respectivamente.

$$R_{cc} = C T_{cc} \text{ br } x \left(1 - \frac{2}{3 C_{cc}} \right) \quad (4.17)$$

$$Z_G = x \left[\frac{3 I_{cc} - 4 A X^2}{2 I_{cc} (scc - 2)} \right] + 2 \quad (4.18)$$

Com os valores das forças resistentes de compressão e tração e suas posições em relação ao centro de gravidade da seção geométrica, pode-se calcular o momento fletor resistente e a carga aplicada, conforme as equações 4.19 e 4.20.

$$M = R_{cc}(y_{CG} - Z_G) + A_s C_s (Y_{cg} - d) + A_s' C_s' (Y_{cg} - d') + A_r C_r (Y_{cG} - d_r) \quad (4.19)$$

Em que:

- y_{cg} - Distância do centro de gravidade da seção geométrica homogeneizada até a fibra mais comprimida;
- Z_G - Distância da força de compressão no concreto (R_{cc}) à fibra mais comprimida;
- σ_s - Tensão na armadura principal (tracionada) e;
- σ_s^i - Tensão na armadura superior (distribuição), que pode ser de compressão ou tração.

$$P = 2 \frac{M}{a} \quad (4.20)$$

Na qual:

- P - Valor da carga total aplicada na viga e;
 - a - Distância do ponto de aplicação de cada metade da carga ($P/2$) ao apoio mais próximo.

4.4 Momento e Carga de Fissuração das Vigas Ensaçadas

Para calcular o momento fletor necessário para provocar o surgimento da primeira fissura no concreto tracionado, adotaram-se as recomendações da proposta de revisão da NBR 6118 (1978). As características e os parâmetros utilizados no cálculo do momento de inércia e linha neutra da seção estão indicados na Figura 4.7:

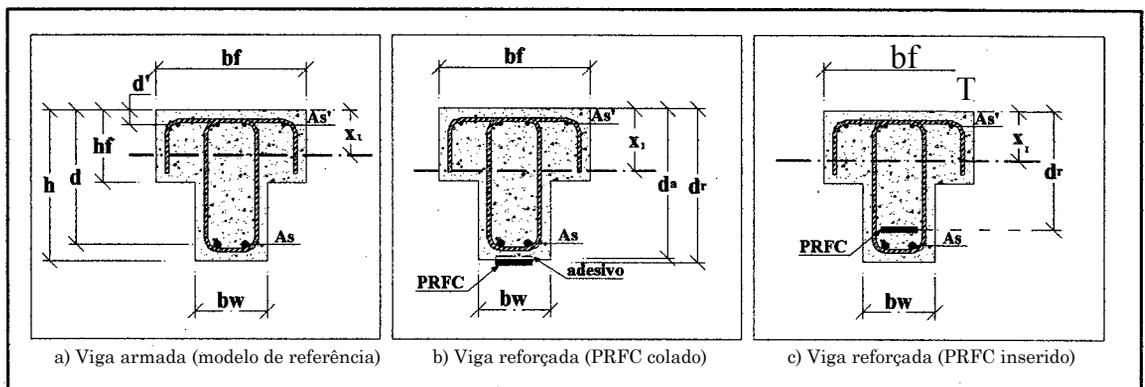


Figura 4.7 - Designação das características geométricas da seção transversal das vigas de referência e reforçadas

Para determinação do momento de fissuração, considera-se que a peça está passando do estágio I (concreto não fissurado) para o estágio II (concreto fissurado). Dessa forma, o cálculo do momento que provoca o aparecimento da primeira fissura pode ser feito admitindo-se o comportamento elástico-linear da peça (estádio I). Para isso, pode-se utilizar a Teoria Clássica da Resistência dos Materiais, sendo necessário admitir uma seção homogeneizada, transformando-se a seção das armaduras de aço e do reforço em seções equivalentes de concreto. Segundo Timoshenko e Gere (1984), a homogeneização pode ser feita utilizando-se a relação entre os módulos de elasticidade dos materiais (E_c , E_a , E_r), considerando o módulo tangente à origem no caso do concreto (equações de 4.21 a 4.23):

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (4.21)$$

$$a. = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (4.22)$$

$$ar = \frac{E_r}{E_{cm}} \quad (4.23)$$

Em que:

- α_e - relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto;
 - α_a - relação entre os módulos de elasticidade do adesivo epoxídico e concreto;
- α_r - relação entre os módulos de elasticidade da fita de fibra de carbono e concreto;
- E_s - módulo de elasticidade do aço;
 - E_{cm} - módulo de elasticidade do concreto tangente, na origem do diagrama tensão-deformação;
- E_a - módulo de elasticidade do adesivo epoxídico e;
- E_r - módulo de elasticidade da fita de fibra de carbono.

Pode-se determinar a posição da linha neutra no estágio I (x_i), determinando-se o centróide em função das características geométricas da seção transversal homogeneizada. Para isso, calcula-se a somatória dos momentos estáticos de áreas em relação à fibra mais comprimida (topo da viga) e divide-se pela área total, também homogeneizada, conforme as equações de 4.24 a 4.26:

- Viga de referência:

$$x_i = \frac{(b_r - b_w) h_r f \frac{h_r}{2} + (b_w h) \left(\frac{h}{2} \right) + \alpha_e (A_s d + A_s' d')}{(b_f - b_w) h_f + (b_w h) + \alpha_e (A_s + A_s')} \quad (4.24)$$

• **Viga reforçada (PRFC colado):**

$$X_i = \frac{\int_{\frac{hr}{2}}^{hr} (bf-bw)hr + (bw h) + ac(As_d + As' d') + Cta (A_i d_a) + Ctr (A_r dr)}{(bf - bw) hr + (bw h) + ote (As + A_r') + ota + Ctr (Ar)} \quad (A_s) \quad (4.25)$$

• **Viga reforçada (PRFC inserido):**

$$X_i = \frac{\int_{\frac{hr}{2}}^{hr} (br-bw)hf + (bw h) + ou (As d + A_r d') + (X_r (A_r dr))}{(bf - bw) hr + (bw h) + Ote (As + A_s^*) + (X_r (A_r))} \quad (4.26)$$

Em que:

- d_a - Distância do centróide do adesivo epoxídico à fibra mais comprimida da viga;
 - 4- Distância do centróide da fita de fibra de carbono à fibra mais comprimida da viga;
- A_a - Área do adesivo epoxídico;
- A_r - Área da fita de fibra de carbono.

O momento de inércia no estágio I, para a viga de referência, pode ser calculado considerando-se as armaduras de aço (A_s e A_s'), através da seção homogênea, através da equação 4.27:

$$L = (bf - bw) \left[\frac{hr^3}{12} \right] + \left[X_i - \frac{hf}{2} \right]^2 + \left[\frac{bw h^3}{12} \right] + bw h \left[X_i - \frac{h}{2} \right]^2 + cu [A_s (d - X_i)^2 + A_s' (X_i - d')^2] \quad (4.27)$$

O momento de inércia no estágio I, para a viga reforçada com PRFC colado, pode ser calculado considerando-se além das armaduras de aço (A_s e A_s') o adesivo epoxídico e a fita de fibra de carbono, através da seção homogênea, conforme a equação 4.28:

$$I_i = (b_f - b_w) \left[\frac{h_f^3}{12} \right] + (b_w h_w^3) + b_w h \left[X_i - \frac{h}{2} \right]^2 +$$

$$+ A_s (d - X_i)^2 + A_s' (x_i - d')^2 + A_a (d - X_i)^2 + A_r (d_r - X_i)^2$$

(4.28)

O momento de inércia no estágio I, para a viga reforçada com PRFC inserida, pode ser calculado considerando-se, além das armaduras de aço (A_s e A_s'), a fita de fibra de carbono, através da seção homogênea, através da equação 4.29:

$$I_i = (b_f - b_w) \left[\frac{h_f^3}{12} \right] + \left[\frac{b_w h_w^3}{12} \right] + b_w h \left[X_i - \frac{h}{2} \right]^2 +$$

$$+ A_s (d - X_i)^2 + A_s' (x_i - d')^2 + A_r (d_r - X_i)^2$$

(4.29)

Segundo a proposta de revisão da NBR6118 (1978), o momento de fissuração pode ser obtido utilizando-se os valores da posição da linha neutra no estágio I (X_i) e do momento de inércia, também no estágio I (I_i), através das equações 4.30 e 4.31:

$$M_r = \frac{f_{ct} f_{II}}{h - x_i} \quad (4.30)$$

Em que:

- M_r - Momento de fissuração da peça;
- $f_{ct,f}$ - Resistência do concreto à tração na flexão, calculado pela equação 4.31;
- $f_{ck,j}$ - Resistência do concreto à compressão, na idade desejada (j).

$$f_{ct,r} = 0,3 f_{ck,j} \quad (4.31)$$

A carga que provoca o início da fissuração (P_p) pode ser calculada pela equação 4.32, conforme o esquema de carregamento, com posicionamento da carga de fissuração apresentado na Figura 4.8, em que os valores numéricos (em centímetro) referem-se ao estudo experimental desenvolvido nesse trabalho.

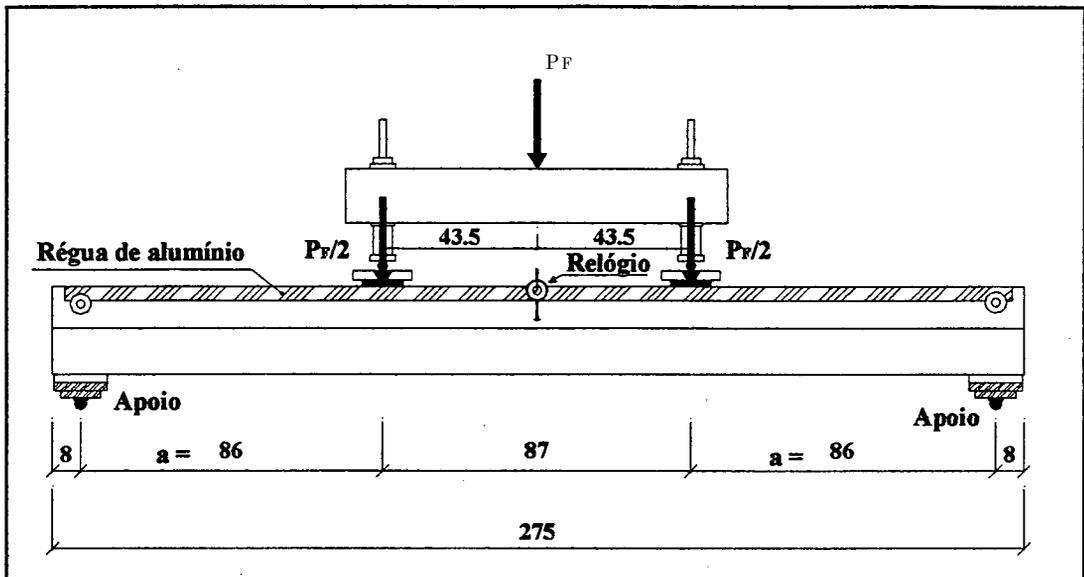


Figura 4.8 - Esquema de carregamento

$$P_F = 2 \frac{JMr}{a} \quad (4.32)$$

4.5 Deslocamentos Verticais das Vigas Ensaçadas

Os deslocamentos verticais podem ser obtidos através da Teoria da Resistência dos Materiais, utilizando-se a equação da linha elástica (4.33) de vigas bi-apoiadas, representada, esquematicamente, na Figura 4.9:

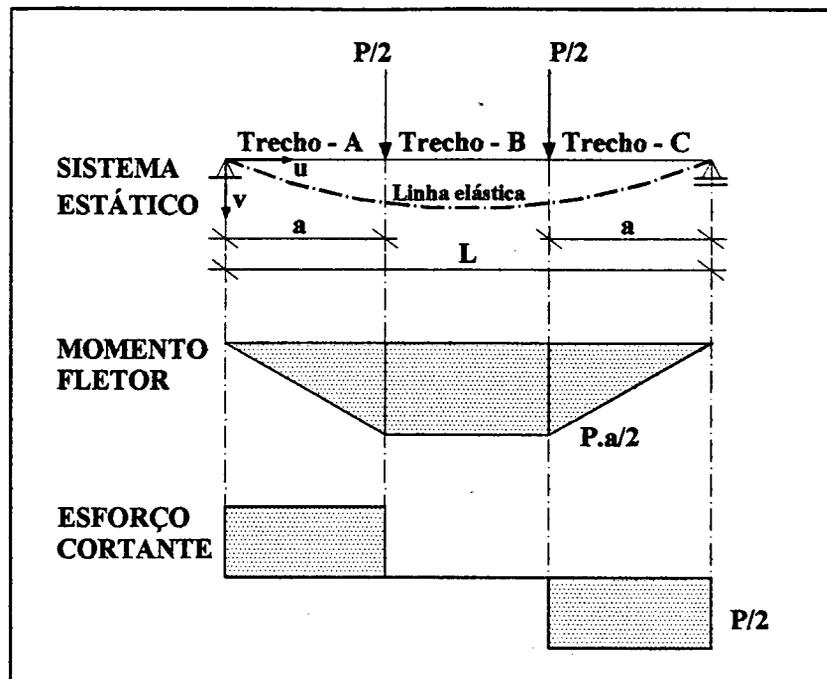


Figura 4.9 - Esquema do sistema estático com representação da linha elástica e diagramas de esforços solicitantes

- Equação da Linha Elástica

$$EI \frac{d^2v}{dx^2} = -M \quad (4.33)$$

As funções deslocamentos para os trechos A, B e C, indicados no sistema estático da Figura 4.9, podem ser encontrados por integração da equação da linha elástica com a utilização das devidas condições de contorno, obtendo-se as equações 4.34 e 4.35:

$$v_{A,C} = \frac{Pu}{12EI} (3aL - 3a^2 - u^2) \quad (4.34)$$

$$v_B = \frac{8}{12EI} (3Lu - 3u^2 - a^2) \quad (4.35)$$

Nesse trabalho, são calculados os deslocamentos no meio do tramo das vigas ensaiadas utilizando-se a equação 4.35, anteriormente mencionada, adotando-se, para rigidez ($E.I$) à flexão das vigas, as seguintes considerações:

- Rigidez de vigas antes do início da fissuração

Nesse caso, o concreto encontra-se íntegro, podendo-se considerar um comportamento elástico-linear que corresponde ao estágio I (ver Figura 4.10). Desse modo, a rigidez pode ser encontrada considerando-se a inércia da seção geométrica homogeneizada no estágio I e o módulo de elasticidade do concreto tangente, na origem do diagrama tensão-deformação. O deslocamento no meio do tramo (v_m) pode ser obtido através da equação 4.36:

$$v_n = \frac{P a}{12 E_{cn} I} (\frac{1}{3} Lu - 3u^2 - a^2) \quad (4.36)$$

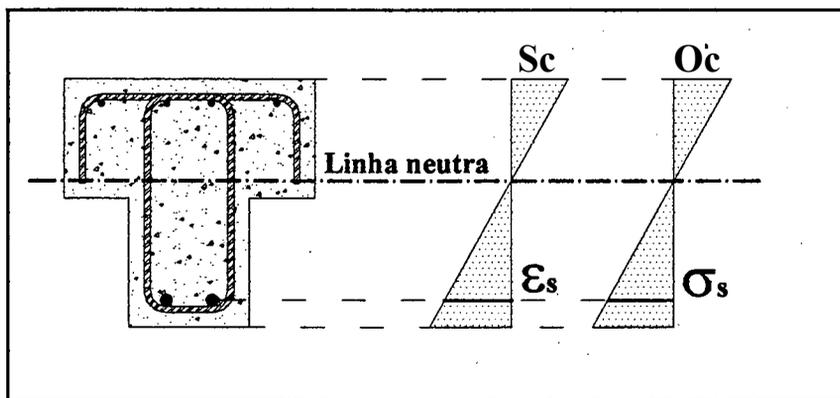


Figura 4.10 - Diagramas de deformações e tensões no estágio I

- Rigidez de vigas após o início da fissuração

Nesse caso, a rigidez é influenciada por alguns fenômenos. Um desses fenômenos é a variação de comportamento ao longo da peça. No início do ensaio, a fissuração ocorre apenas na região central (estágio II - Figura 4.11) e as regiões próximas aos apoios encontram-se íntegras (estágio I - Figura 4.10). Com o aumento do carregamento, a região de comportamento equivalente ao estágio II é progressivamente

aumentada e, conseqüentemente, as regiões em estágio I, diminuídas, até que, na iminência da ruína, a peça esteja praticamente toda no estágio II, apenas com seções muito próximas aos apoios no estágio I.

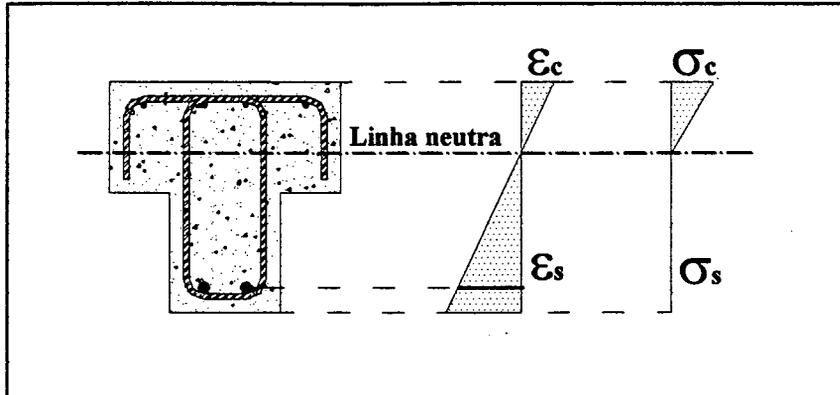


Figura 4.11 - Diagramas de deformações e tensões no estágio II

Conforme o exposto, pode-se representar, de forma esquemática, a variação de rigidez da viga ao longo do seu comprimento, considerando regiões no estágio I e II, através da Figura 4.12:

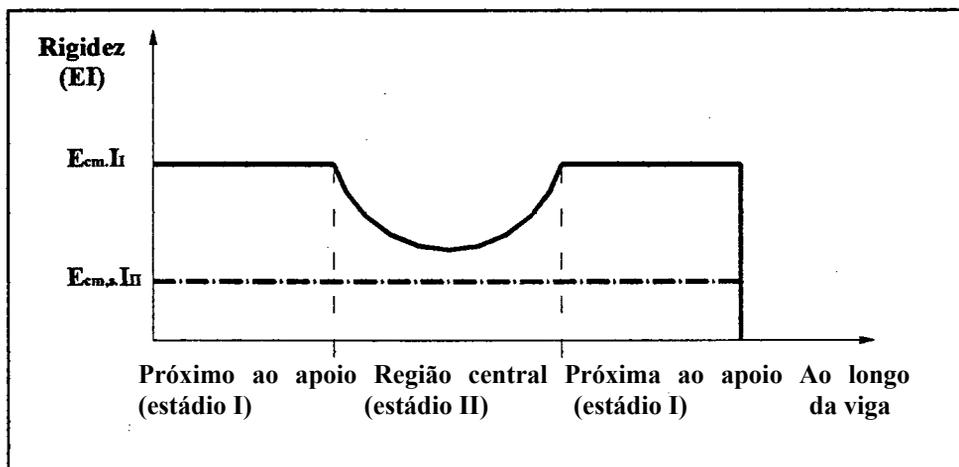


Figura 4.12 - Variação de rigidez à flexão ao longo da viga

Outro fenômeno consiste na resistência à tração do concreto em regiões entre fissuras. Nessas regiões, a restrição de deformação do aço, imposta pelo concreto através das tensões de aderência entre os dois materiais, faz com que parte das tensões

de tração seja absorvida pelo concreto. O enrijecimento dessas regiões (*tension stiffening*) provoca tensões e deformações máximas nas barras de aço, adjacentes às faces das fissuras e mínimas na semi-distância entre fissuras, ocorrendo o oposto no concreto da mesma região, conforme representado na Figura 4.13:

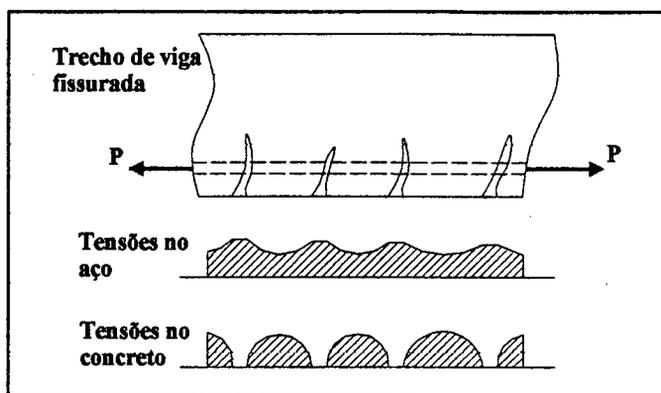
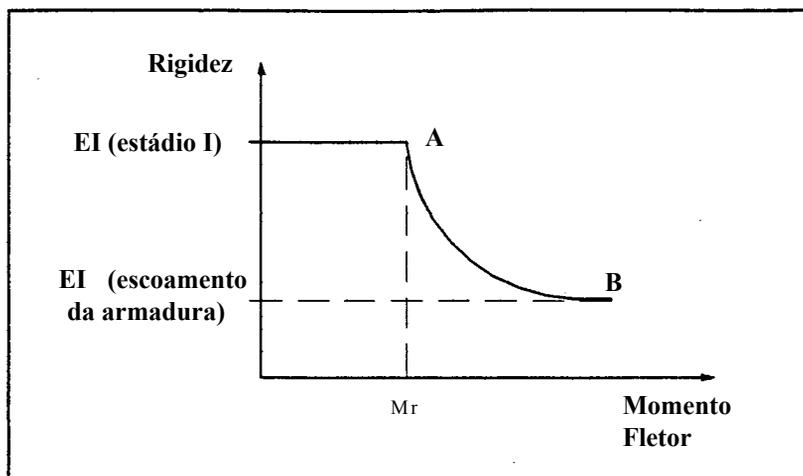


Figura 4.13 - Variação das tensões de tração no aço e no concreto ao longo de um trecho fissurado de viga

O módulo de elasticidade do concreto também varia durante o ensaio, diminuindo de valor na medida em que o ensaio está sendo desenvolvido.

Para considerar a influência desses fenômenos na avaliação de deslocamentos em vigas de concreto armado, o *American Concrete Institute* - ACI incluiu em suas recomendações, desde 1971, a consideração de uma inércia equivalente, entre o estágio I e n, baseada em estudos realizados por Branson (1965). A proposta de revisão da NBR 6118 (1978) também recomenda a consideração de uma rigidez equivalente na avaliação de flecha imediata, com base nesses mesmos estudos.

Segundo Macgregor (1992), Branson (1965), observando, experimentalmente, a variação de rigidez à flexão em relação ao momento fletor, em vigas de concreto armado de seção transversal retangular e "T", obteve uma equação exponencial de ordem quatro para a expressão da curva entre os pontos "A" e "B" da Figura 4.14:



**Figura 4.14 - Variação da rigidez à flexão em relação ao momento fletor
Macgregor (1992)**

Para simplificar a análise de vigas, Branson (1965) sugere que seja considerada uma variação da rigidez (EI) ao longo da viga, utilizando-se um coeficiente “a” igual a três (3), na equação 4.37, da inércia equivalente.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^a I_{gt} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^a \right] I_{cr} \quad (4.37)$$

Na qual:

- I_e - momento de inércia equivalente;
- M_{cr} - momento de fissuração da peça;
- M_a - momento fletor na seção crítica do vão considerado;
- I_{gt} - momento de inércia no estágio I, considerando a armadura;
- I_{cr} - momento de inércia no estágio D;
- a - coeficiente igual a três, para o caso de vigas.

Tanto o ACI (1995) quanto a proposta de revisão da norma brasileira, NBR 6118 (1978), consideram as recomendações propostas por Branson (1965), adotando a seção bruta de concreto para o cálculo da inércia no estágio I e ignorando, portanto, o acréscimo devido à presença da armadura (equação 4.38). Essa aproximação não

conduz a diferenças significativas devido à pequena influência da armadura na inércia da peça no estágio I. Conforme o ACI (1995), a utilização dessa equação conduz a resultados bastante precisos para vigas solicitadas por cargas em serviço.

$$(EI)_{eq} = E_c \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_o + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_c I_o \quad (4.38)$$

Em que:

- $(EI)_{eq}$ - rigidez equivalente (proposta de revisão da NBR 6118,1978);
- M_r - momento de fissuração da peça, conforme a equação 4.30;
- M_a - momento fletor na seção crítica do vão considerado;
- I_o - momento de inércia da seção bruta de concreto (estádio I), designado I_i , nesse trabalho;
- I_{cr} - momento de inércia da seção fissurada de concreto (estádio II);
- E_c - módulo de elasticidade secante do concreto (E^{\wedge}).

Nesse trabalho, utilizam-se as recomendações de Branson (1965), considerando-se as armaduras de aço e de reforço com PRFC na avaliação da rigidez equivalente de cada viga, devido à relevância dessas armaduras para um estudo comparativo entre valores numéricos e experimentais. Foram calculados os deslocamentos no meio do tramo, onde o momento fletor possui seu valor máximo, nos diversos estágios de carregamento aplicado, tornando possível a comparação com os valores obtidos nos ensaios. Como a posição da linha neutra varia com o carregamento aplicado, calcula-se a sua posição equivalente (x^{\wedge}), baseando-se, ainda, nos estudos de Branson (1965), através da seguinte equação:

$$x_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^{2,5} x_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^{2,5} \right] x_{II} \leq x_I \quad (4.39)$$

4.6 Mecanismo de Ruína em Vigas de Concreto Armado

A seguir, apresentam-se os principais mecanismos de ruína que podem ocorrer em vigas de concreto armado. Os tipo de ruína dependem basicamente das características geométricas da seção transversal, da taxa de armadura longitudinal e transversal e da disposição das armaduras. A partir da análise do estado de fissuração da peça é possível estabelecer o tipo de ruína.

As vigas de concreto armado podem atingir a ruína pela ação de esforços que provocam solicitações normais (momento fletor) ou pela ação de esforços tangenciais (esforço cortante).

- Ruína devido a esforços que provocam solicitações normais

A ruína por flexão pode ocorrer de duas formas:

- a) Plastificação da armadura longitudinal:

O processo de ruína inicia-se após a armadura longitudinal ultrapassar seu limite inferior de escoamento, ocorrendo aumento de deformação sob tensão constante. Nesse tipo de ruína ocorrem grandes deslocamentos com aumento do comprimento e abertura das fissuras, tendo como consequência a redução gradativa do banzo comprimido, ocorrendo em alguns casos esmagamento do concreto. Uma deficiência na armadura transversal pode provocar flambagem da armadura longitudinal superior comprimida, introduzindo esforços na região de cobrimento e acelerando o processo de ruína (ver Figura 4.15a). Esse tipo de ruína é típica de vigas subarmadas.

- b) Esmagamento do concreto no banzo comprimido:

Nesse caso, a resistência à compressão do concreto é alcançada antes que a armadura longitudinal atinja a tensão limite de escoamento. Antes que ocorram grandes deslocamentos, a viga rompe por esmagamento do concreto do banzo comprimido (ver Figura 4.15b). Essa ruína é conhecida como “ruptura sem aviso prévio”, característica de peças superarmadas.

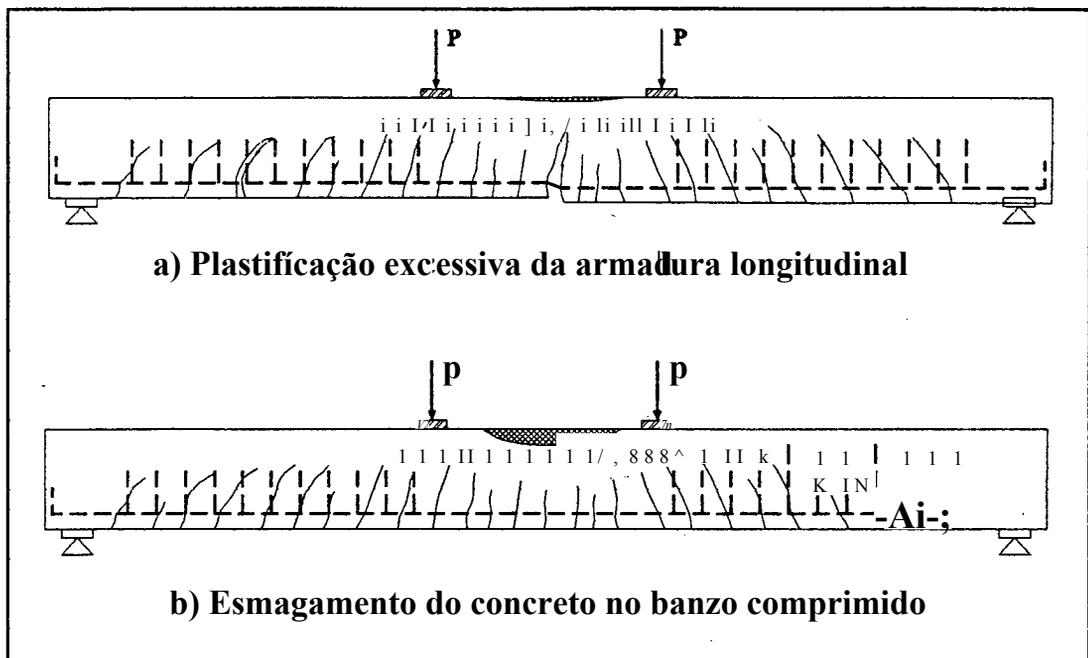


Figura 4.15 - Ruína devido a esforços que provocam solicitações normais (flexão)

- Ruína devido a solicitações tangenciais

Segundo Rüsç (1981) e Leonhardt (1977), nas vigas submetidas a esforços de cisalhamento surgem tensões principais de tração inclinadas, responsáveis pela formação de fissuras perpendiculares a elas. Conforme a quantidade e a distribuição da armadura transversal, a ruína da viga pode-se dar por:

- a) Ruptura por força cortante de tração:

Ocorre quando a armadura transversal é muito pequena, provocando uma redistribuição de esforços entre o aço e o concreto. Quando a parcela referente ao concreto toma-se considerável, as fissuras inclinadas próximas aos apoios aumentam, podendo penetrar no banzo comprimido. Segundo Süssekind (1987) esse é o tipo mais comum de ruína por cisalhamento, caracterizada pela tendência de a peça dividir-se em duas partes, conforme mostra a Figura 4.16.

b) Ruptura por força cortante de compressão:

Esse é um caso semelhante ao anterior, em que a armadura de cisalhamento é insuficiente. Nesse caso, a armadura de cisalhamento atinge o escoamento, provocando o prolongamento de fissuras inclinadas até a região de compressão do concreto e a redução do banzo comprimido. Como consequência, tem-se ruína por concentração de tensões de compressão no banzo comprimido, apesar do reduzido momento fletor (Figura 4.16).

c) Ruptura por esmagamento prematuro da biela comprimida:

Quando as tensões principais de compressão, inclinadas, atingem valores superiores ao da resistência à compressão do concreto, em estado duplo de tensões, a ruína pode ocorrer por esmagamento da região inclinada comprimida (biela comprimida). Esse tipo de ruína ocorre com o escoamento da armadura de cisalhamento, em presença de grandes deformações (Figura 4.16).

d) Ruptura por esmagamento da biela comprimida:

Esse tipo de ruína é semelhante ao anterior, tendo como diferença básica o comportamento elástico-linear da armadura transversal. É o caso típico de peças superarmadas transversalmente ou com armadura suficiente, sendo pequena a largura da biela de compressão para resistir aos esforços de compressão gerados pelo esforço cortante (Figura 4.16).

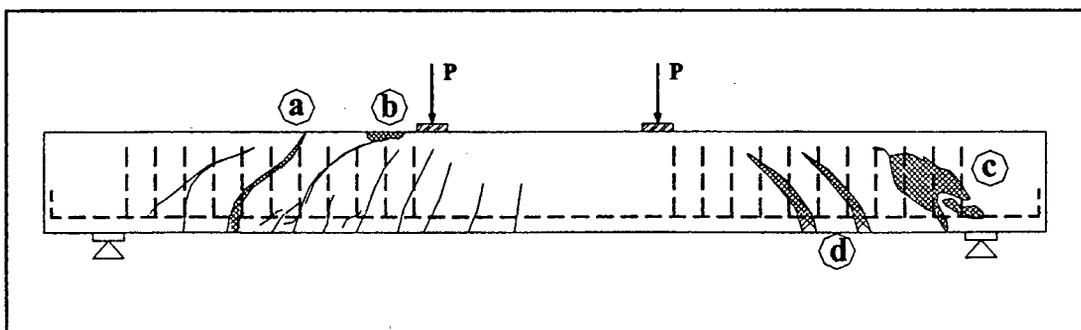


Figura 4.16 - Ruína devido a solicitações tangenciais

- Ruína devido à falha na ancoragem da armadura longitudinal

a) Ruína por deficiência na ancoragem da armadura longitudinal:

Ocorre quando o comprimento da armadura, responsável por transmitir os esforços de tração das barras de aço para o concreto, através de tensões de aderência entre aço-concreto é inferior ao necessário. Quando a armadura de cisalhamento é insuficiente, a possibilidade desse tipo de ruína é maior, devido ao aumento de tensões nas regiões vizinhas aos apoios. Tem-se como característica desse tipo de ruína o colapso brusco da peça, devido ao deslizamento da armadura longitudinal de flexão, nas proximidades dos apoios, conforme a Figura 4.17.

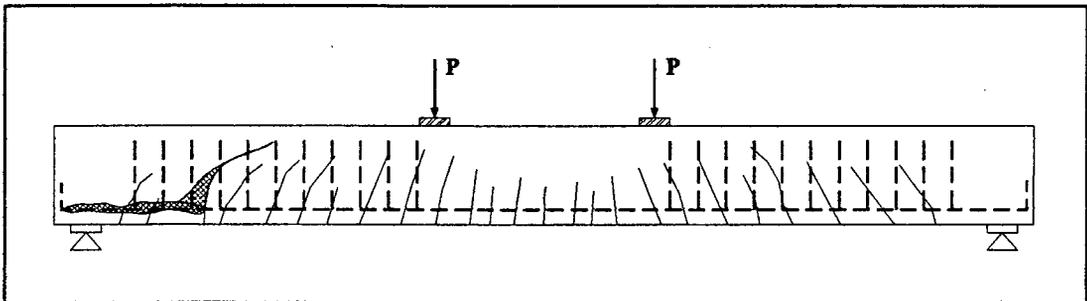


Figura 4.17 – Ruína por deficiência na ancoragem da armadura longitudinal

4.7 Mecanismo de Ruína em Vigas reforçadas com PRFC

Conforme o *Guias de diseño e instalación* (1998), além dos modos de ruína descritos no item anterior, as vigas reforçadas com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) submetidas a solicitações que provocam esforços normais e tangenciais podem apresentar ruínas típicas da presença do reforço, conforme se apresenta a seguir:

a) Colapso do polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC):

Esse tipo de ruína ocorre quando o esforço normal solicitante de tração ultrapassa a resistencia à tração da lâmina de PRFC, podendo acontecer uma ruptura frágil da peça, de acordo com a Figura 4.19.

b) Falência do reforço devido a esforço cortante crítico

Ocorre devido à presença de esforços de tração praticamente perpendiculares ao reforço, devido a grandes deslocamentos relativos entre faces adjacentes de fissuras, provocando uma fissura normal ao eixo longitudinal da fita e, conseqüentemente, o seu descolamento. Essa situação torna-se mais grave quando existem irregularidades localizadas, devido a falhas na preparação do substrato, ou quando existem falhas de concretagem na peça. A fita de PRFC pode descolar com pequenos fragmentos de concreto ou com pedaços de concreto da região entre a armadura e reforço aderido, conforme mostram as Figuras 4.18 e 4.19.

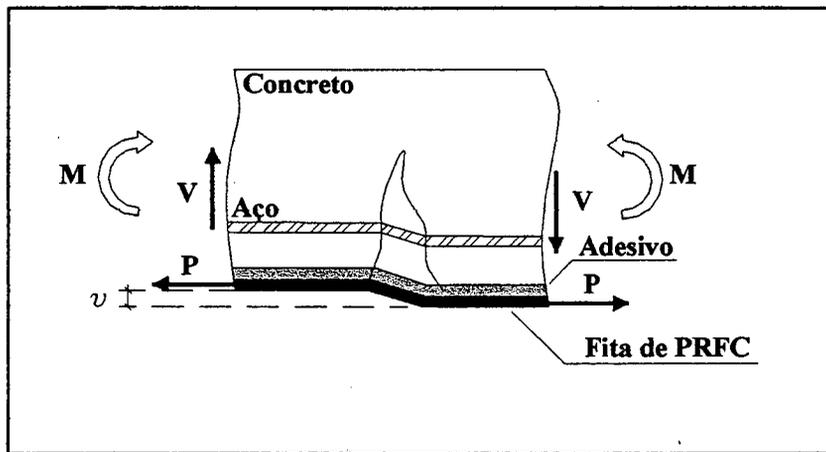


Figura 4.18 - Deslocamento na região de fissura (v) devido ao esforço cortante crítico, conforme Meier (1993)

c) Ruptura interlaminar:

Ruína devido à ruptura entre planos de fibra do polímero reforçado com fibras de carbono. Geralmente, produzem falhas localizadas passíveis de serem recuperadas (Figura 4.19).

d) Ruína por deficiência do adesivo:

Conseqüência de falhas no preparo e manuseio do adesivo epoxídico, utilizado na colagem do PRFC (Figura 4.19), como, por exemplo:

- Equívoco na dosagem;
- Aplicação após o tempo de polimerização da mistura (*pot life*);
- Falha na sua distribuição sobre as superfícies do substrato e do PRFC, tendo como consequência a formação de bolhas de ar no seu interior;
- Falta de pressão sobre a superfície da fita de PRFC no momento da colagem, podendo formar bolhas de ar ou uma superfície não aderente entre o adesivo do substrato e o da fita;
- Vencimento do prazo de validade do adesivo, com perda de suas propriedades mecânicas.

e) Perda de aderência entre o adesivo epoxídico e o substrato:

Ocorre quando as tensões de cisalhamento solicitantes ultrapassam o valor da tensão resistente de aderência entre o substrato e o adesivo. Pode acontecer em uma pequena região, possível de ser recuperada (Figura 4.19).

f) Perda de aderência entre o adesivo epoxídico e o PRFC:

A ruína ocorre quando a tensão de cisalhamento solicitante ultrapassa o valor da tensão resistente de aderência entre o adesivo e o PRFC. Também pode acontecer em uma pequena região, possível de ser recuperada (Figura 4.19).

Além desses modos de ruína, podem ainda ocorrer situações geralmente não previstas em projeto, como é o caso de estruturas submetidas a incêndios, explosões, colisões e vandalismo. Em estruturas onde seja grande a possibilidade de ocorrência de alguma dessas situações, recomenda-se a utilização de uma camada protetora de material resistente ao tipo de solicitação ao qual o reforço estará exposto (argamassa, concreto etc).

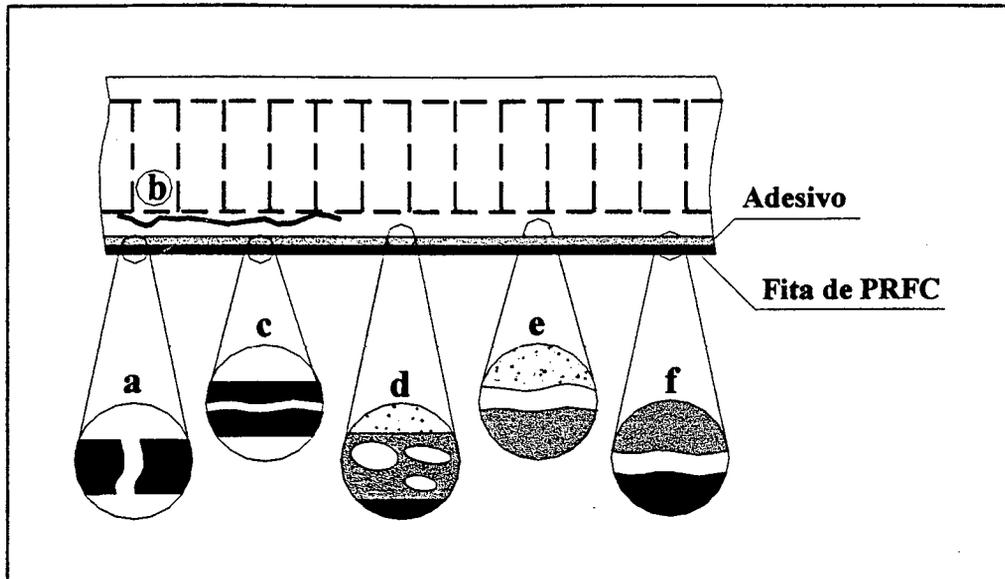


Figura 4.19 - Ruína típica de reforço por colagem de PRFC

4.8 Tensões no Concreto e na Armadura Transversal

Considera-se, para avaliação das tensões de tração na armadura transversal (estribos), a analogia com modelo da treliça generalizada, consequência dos estudos realizados por Ritter e Morsch e analisados experimentalmente pelo segundo, no início do século XX. A treliça, para vigas de alma delgada, pode ser idealizada com banzos paralelos, um comprimido e outro tracionado, associados a mecanismos resistentes formados no interior da peça, e traduzidos por diagonais tracionadas e comprimidas (bielas). Conforme a NBR 6118 (1978), pode-se verificar as tensões e deformações nos estribos seguindo as equações de 4.40 a 4.48.

- Taxa de armadura transversal:

$$p_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot 1,15 \cdot T_w - T_c}{b \cdot s} \quad (4.40)$$

Em que:

- p_{sw} - Taxa de armadura transversal;
- A_{sw} - Área de aço de todos os ramos do estribo na seção considerada;

- a_{sw} - Tensão no estribo disposta à 90°;
- s - Distância entre estribos (espaçamento);
- τ_w - Tensão tangencial convencional no concreto, obtida pela equação 4.1;
- τ_c - Tensão tangencial absorvida por mecanismos complementares ao de treliça.

- Tensão tangencial convencional no concreto:

$$\tau_w = \frac{V}{b_w d} \quad (4.41)$$

- Tensão tangencial absorvida por mecanismos complementares ao de treliça:

$$\tau_c = \Psi_1 (f_{cm})^{1/2} \quad (4.42)$$

Em que:

- v_j/i - Coeficiente empiricamente determinado, que leva em consideração a influência da rigidez do bordo tracionado na treliça generalizada. Seu valor pode ser obtido em função da menor taxa de armadura longitudinal de tração (ρ_s) disposta no trecho de comprimento igual ao dobro da altura da viga, medido a partir da face do apoio, conforme as equações a seguir:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w h} \quad (4.43)$$

$$\Psi_1 = 0,24 \text{ se } \rho_s < 0,24 \quad (4.44)$$

$$\Psi_1 = 0,45 \text{ se } \rho_s > 0,45 \quad (4.45)$$

$$\Psi_1 = 0,15 \rho_s + 0,225 \text{ se } 0,24 < \rho_s < 0,45 \quad (4.46)$$

- A tensão no estribo pode ser obtida a partir da equação 4.47:

$$c_{jsw} = \frac{1,15 T_w - T_c}{\rho_{sw}} \quad (4.47)$$

- Deformação no estribo:

$$\delta_{sw} = \frac{\sigma_{sw}}{E_s} \quad (4.48)$$

4.9 Tensões de Cisalhamento no Concreto

A norma brasileira, NBR 6118 (1978) considera que não haverá esmagamento da biela de compressão, em peças submetidas à flexão simples, nos casos em que a tensão tangencial convencional (τ_w) for menor do que 25% da resistência à compressão do concreto.

As tensões de cisalhamento podem ser obtidas, baseando-se nas hipóteses da Resistência dos Materiais e na consideração de seção homogênea, para cada estágio de carregamento, considerando-se a variação inércia, através da equação 4.49:

$$T_{\max} = \frac{V \cdot m_o}{b_w I} \quad (4.49)$$

Em que:

- T_{\max} - Tensão de cisalhamento máxima;
- V - Esforço cortante atuante na seção, igual ao carregamento aplicado em cada ponto da viga;
- m_o - Momento estático da área A_i , em relação à linha neutra;
- I - Momento de inércia da seção total em relação à linha neutra.

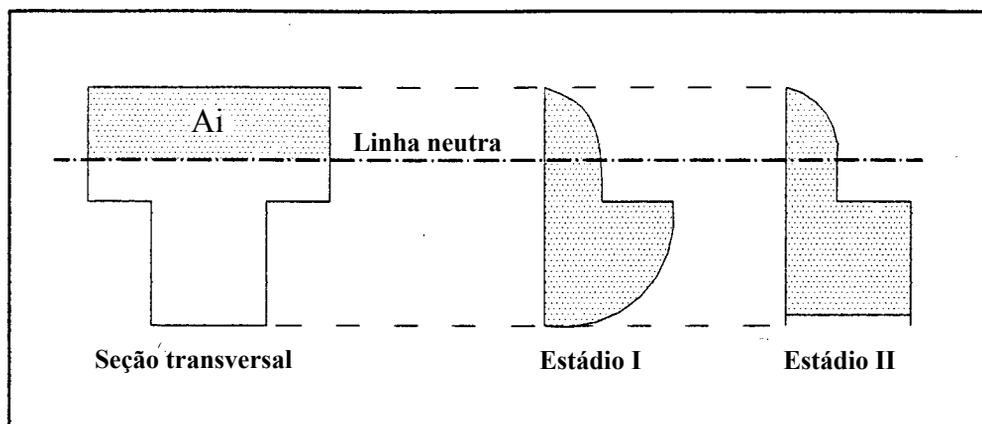


Figura 4.20 - Distribuição das tensões de cisalhamento na seção transversal (Süssekind, 1987)

4.10 Desprendimento do Reforço (*Peeling-off*)

Segundo estudos experimentais realizados pelo Centro de Investigações Suíço - EMPA, que constam do Guias de diseño e instalación (1998), a força cortante que pode provocar o desprendimento da fita de PRFC, conforme o mecanismo de ruína apresentado no item 4.7b desse Capítulo, pode ser calculado pela equação 4.50, obtida através da observação de diversos ensaios.

$$V_{crit} = \tau_{CA} b_w x + \tau_{CA} b_w (h - x) \left[1 - \left(\frac{\epsilon_r}{UJ'} \right) \right] + \chi (E_s A_s + E_r A_r) \quad <4.50>$$

Em que:

- V_{crit} - Força de desprendimento;
- τ_{CA} - Esforço de cisalhamento último, segundo os ensaios realizados pelo EMPA;
- b_w - Base da viga, onde está aderido o reforço;
- x - Posição da linha neutra;
- h - Altura total da viga;
- ϵ_r - Deformação específica do reforço;

- ξ , e $\%$ - Constantes obtidas experimentalmente pelo EMPA;
- E_s e A_s - Módulo de elasticidade e área do aço utilizado;
- E_r e A_r - Módulo de elasticidade e área do reforço.

Segundo Guias de diseño e instalación (1998), os parâmetros fornecidos pelo EMPA, apresentados a seguir, podem ser utilizados para diversas resistências de concreto, entretanto, ainda faltam estudos para estabelecer valores mais precisos.

$$x_c A = 22 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2} \rightarrow \xi = 0,00606 \rightarrow \% = 0,00103$$

O primeiro termo da equação 4.50 exprime a influência do esforço cortante na zona de compressão do concreto; o segundo, a transferência de esforço pelas interfaces adjacentes à fissura e o terceiro, a transferência de esforço cortante devido à presença de forças verticais atuando no aço e no reforço, produzidas pelo deslocamento vertical relativo entre as faces da fissura (v) (efeito de perda de aderência do reforço).

Esse estudo recomenda que seja utilizado em projeto um coeficiente de minoração igual a 0,6 aplicado ao cortante crítico e, para evitar o desprendimento do reforço deve ser menor do que o esforço cortante solicitante, majorado em 1,4 para cargas mortas (peso próprio e cargas permanentes) e 1,7 para cargas vivas (sobrecargas de serviço). Esses coeficientes são sugeridos para os casos usuais de projetos de reforço de vigas devido à pequena quantidade de ensaios realizados até o momento, à variabilidade na aplicação do reforço e à falta de ductilidade do PRFC, apresentando comportamento elástico-linear até a ruptura.

Vale ressaltar que esse procedimento não foi testado em seções em que ocorrem valores elevados de momento fletor e esforço cortante simultaneamente, tais como: elementos submetidos a grandes cargas concentradas e seções de momento negativo em vigas contínuas.

Em projeto de reforço, além das verificações usuais de tensões e deformações no aço e concreto e da verificação do cortante crítico que pode provocar o desprendimento do reforço, deve-se garantir o comprimento de ancoragem mínimo

necessário para transmitir os esforços do reforço para o concreto, segundo a equação 4.51.

$$l_b = \frac{f_r e}{T_{bu}} \quad (4.51)$$

Em que:

- f_r - Tensão de tração no reforço (resistência última para carga de ruína);
- e - Espessura do reforço;
- T_{bu} - Tensão última de aderência entre reforço e substrato.

5 ESTUDO EXPERIMENTAL

5.1 Considerações Gerais

O estudo experimental consistiu no ensaio de nove vigas de concreto armado de seção transversal “T”. Todas as vigas ensaiadas possuíam a mesma armadura longitudinal e transversal e foram distribuídas em cinco grupos, conforme o tipo de reforço e ensaio realizado.

O primeiro grupo foi composto por duas vigas designadas MRF1 e MRF2, modelos de referência.

O segundo, por uma viga designada FCI3. Essa viga foi concretada com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) designado, nesse trabalho, fita de fibra de carbono, na segunda camada de armadura. Dessa forma, pode-se avaliar a possibilidade de utilização da fibra inserida no concreto fresco.

O terceiro, por uma viga monolítica designada MFC4, reforçada com duas fitas de fibras de carbono coladas com adesivo epoxídico no banzo tracionado.

O quarto grupo foi composto por duas vigas, MFC5 e MFC6; semelhante ao terceiro grupo, tendo como diferença a utilização de apenas uma fita de fibra de carbono. Esse tipo de reforço, em vigas monolíticas, pode ser necessário quando existem falhas de projeto, geralmente, avaliações equivocadas do carregamento ou quando a utilização da estrutura é modificada antes da ocupação da edificação.

O quinto grupo foi formado por três vigas fissuradas, designadas FFC7, FFC8 e FFC9, cada uma com um nível de fissuração diferente do das outras. Esse procedimento visa avaliar a condição mais comum na prática de reforço de estruturas, considerando que, geralmente, o reforço é aplicado em estruturas que já estão em serviço.

A opção de trabalhar com vigas de seção transversal “T” foi tomada em função da maioria das vigas de edificações convencionais funcionarem como “T” na região de momento positivo. Essa forma de viga também é freqüente em diversos tipos de estruturas, como, por exemplo, pontes e passarelas.

Foi escolhido o ensaio à flexão a quatro pontos devido à possibilidade de, no mesmo ensaio, avaliarem-se regiões em que exista apenas momento fletor (flexão pura) e regiões em que existam esforços conjuntos, flexão e cisalhamento (flexão simples).

As dimensões e armaduras das vigas foram obtidas de modo que, na ruína, elas estivessem trabalhando no domínio 2, em que o estado limite de ruína é alcançado por deformação excessiva do aço (10 ‰), sem que o concreto atinja o limite máximo convencional de deformação na compressão (3,5 ‰), visando garantir a plastificação da armadura de tração e conseqüentemente o surgimento de níveis elevados de deslocamentos ao longo das peças.

A carga máxima dos ensaios foi limitada observando-se as instalações existentes atualmente no Laboratório de Experimentação em Estruturas (LEE), tais como: o comprimento máximo do pórtico metálico (onde estava fixado o atuador hidráulico), o limite máximo da célula de carga e os comprimentos dos acessórios necessários aos ensaios.

5.2 Dimensões da Viga

Todas as vigas ensaiadas tinham as mesmas dimensões de seção transversal, ver Figura 5.1, e comprimento total de 275 cm. Essas dimensões e a designação de cada parte da seção estão relacionadas a seguir:

- Base superior: $bf = 25 \text{ cm}$
- Base inferior: $bw = 12 \text{ cm}$
- Altura total: $h = 25 \text{ cm}$
- Altura da mesa: $hf = 12 \text{ cm}$

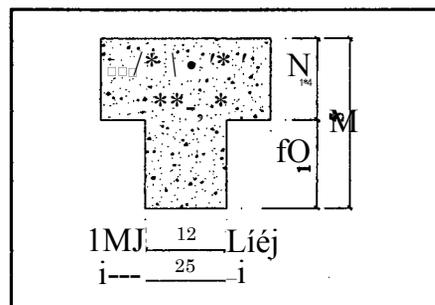


Figura 5.1 - Seção transversal das vigas

5.3 Materiais

Optou-se pela utilização de materiais como cimento, pedra britada, areia e aço, comuns na prática de obras convencionais de concreto armado. Fazendo isso, pretende-se atender à boa parte das edificações executadas nas últimas décadas, algumas necessitando de intervenção imediata, quer seja para reabilitá-las ou para atender a novas condições de carregamento.

5.3.1 Concreto

Foi utilizado concreto convencional, de resistência característica de dosagem (f^*) igual a 20 MPa. O traço do concreto foi executado com cimento de alta resistência inicial CP-V, para que a resistência durante o período dos ensaios não apresentasse diferença significativa, areia média e brita 1. O slump adotado foi de $6,0 \pm 1,0$ cm, sendo obtido no momento da concretagem 6,0 cm (ver Figura 5.2) e a relação água-cimento igual a 0,52, com a utilização de aditivo plastificante.

Com o objetivo de trabalhar com um único tipo de concreto, todas as vigas foram moldadas no mesmo dia, utilizando-se concreto de um mesmo caminhão betoneira, usinado em empresa que atua a vários anos no mercado de Santa Catarina, com reconhecido controle tecnológico.

As nove vigas foram concretadas em, aproximadamente, três horas, iniciando-se às 8:00 horas, com temperatura ambiente variando entre 15 e 17 °C. Próximo do final da concretagem, retiraram-se oito corpos de prova com intuito de obter a resistência do concreto à compressão na data dos ensaios das vigas. Os resultados constam do item 6.2.1 do capítulo 6.

O adensamento do concreto foi executado utilizando-se vibrador de imersão com mangote de 2,5 cm de diâmetro e a cura promovida através de jateamento, de baixa pressão, de agente químico de cura sobre as faces superiores das vigas, mantendo-se as faces laterais e inferiores em contato com as formas durante todo o período que antecedeu aos ensaios (Figuras 5.3 e 5.4).



Figura 5.2 - Ensaio de abatimento do concreto (*Slump test*)



Figura 5.3 - Concretagem das vigas



Figura 5.4 - Aspecto do concreto após a aplicação do agente de cura química (foco na parte inferior da foto)

5.3.2 Aço

As armaduras das vigas foram confeccionadas em aço CA 50, designada nesse trabalho, armadura convencional (Figura 5.5). O cobrimento de concreto sobre as armaduras mais externas foi de 15 mm, garantido pela colocação de distanciadores plásticos (Figura 5.6).



Figura 5.5 - Armadura convencional das vigas

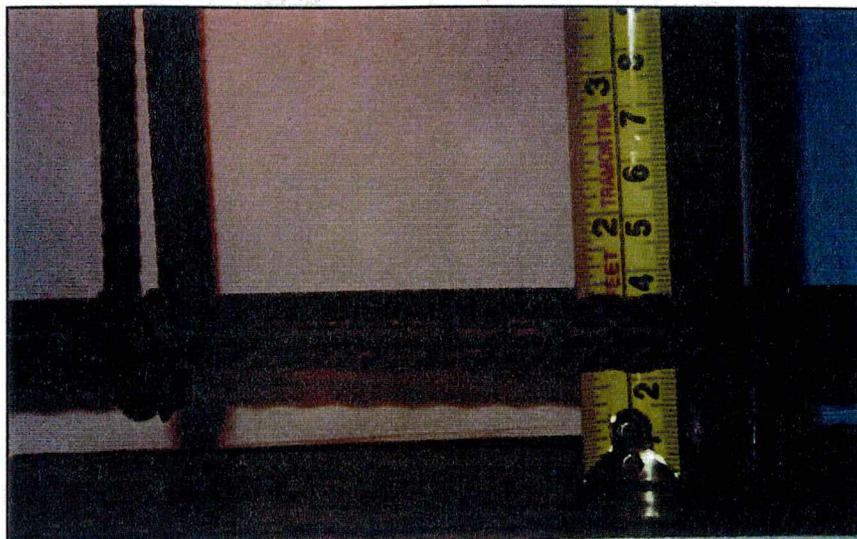


Figura 5.6 - Distância das armaduras à fôrma

As características e propriedades mecânicas do aço fornecidas pelo fabricante estão dispostas na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Características e propriedades mecânicas do aço, NBR 7480 (1997)

CARACTERÍSTICAS	QUANTIDADES
Áreas e diâmetros nominais das seções transversais das barras	$\langle \phi \rangle = 5 \text{ mm}$; $S = 0,312 \text{ cm}^2$ $\langle j \rangle = 12,5 \text{ mm}$; $S = 1,227 \text{ cm}^2$
Massas nominais	0,245 e 1,021 Kg/m
Resistência característica (f_y) de escoamento	500 MPa
Limite de resistência	1,1 f_y
Alongamento em 10 $\langle j \rangle$	8%

Com objetivo de trabalhar, na análise numérica, com valores mais realistas de resistência à tração do aço, foram extraídos seis corpos de prova de barras empregadas na armadura longitudinal e ensaiados à tração axial, conforme recomendações da NBR 6152 (1980). Os resultados são apresentados no item 6.2.2 do capítulo 6.

5.3.3 Fibra de Carbono

A armadura de reforço utilizada foi composta de polímero reforçado com fibras de carbono, designado, nesse trabalho, fitas de fibras de carbono S512. As fitas possuíam 5 cm de largura e 1,2 mm de espessura, cuja base compõe-se de fibras de carbono em matriz epoxídica, fornecida na cor preta.

As características e propriedades mecânicas da fibra fornecidas pelo fabricante foram utilizadas na análise numérica, conforme recomendação de Heffeman e Erki (1997), e constam da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Características e propriedades mecânicas da fibra

CARACTERÍSTICAS	QUANTIDADES
Quantidade de fibras em volume	> 68 %
Resistência à temperatura	> 150 °C
Módulo de Elasticidade	> 165.000 MPa
Resistência à tração	>2.800 MPa
Valor médio de resistência à tração na ruptura	3.050 MPa
Deformação unitária na ruptura	> 1,7%
Densidade	1,5 g/cm ³

5.3.4 Adesivo Epoxídico

Utilizou-se adesivo epoxídico fornecido pelo mesmo fabricante da fita de fibra de carbono. Segundo o fabricante, esse adesivo foi desenvolvido e avaliado experimentalmente no EMPA, na Suíça, para atender à finalidade de colagem da fita de polímero reforçado com fibras de carbono em superfícies de concreto.

O adesivo é fornecido em dois componentes. O componente “A”, de cor branca, deve ser misturado ao “B”, de cor preta, em uma relação de 3:1,

respectivamente, resultando em um composto cinza. O tempo de vida útil da mistura é de cerca de 30 minutos em temperatura ambiente de 35 °C.

Podem-se observar as características e propriedades mecânicas do adesivo, fornecidas pelo fabricante, na Tabela 5.3:

Tabela 5.3 - Características e propriedades mecânicas do adesivo epoxídico

CARACTERÍSTICAS	QUANTIDADES
Resistência à compressão	> 95 MPa
Tensão de aderência no aço	> 26 MPa
Tensão de aderência no concreto	> 2 MPa (falha no concreto)
Módulo de elasticidade	12.800 MPa
Coefficiente de expansão	$9 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}(-10^\circ\text{C}+10^\circ\text{C})$
Temperatura de transição vítrea	62 °C
Temperatura de serviço máxima	50 °C

O aumento de resistência ao longo do tempo é uma propriedade de fundamental importância no adesivo epoxídico utilizado em técnicas de colagem de materiais (chapas metálicas, fibras de carbono, fibras de vidro etc) para funcionar como reforço estrutural. Essa propriedade definirá quando será possível colocar a peça em serviço. Conforme se observa na Figura 5.7, na maioria dos casos, é possível colocar a peça em serviço vinte e quatro horas (24h) após a colagem, embora seja mais prudente aguardar pelo menos quarenta e oito horas (48h), considerando que a resistência varia com a temperatura ambiente, dosagem e energia aplicada na mistura dos componentes.



Figura 5.7 - Aumento de resistência do adesivo epoxídico (à temperatura de 15 °C)

5.4 Execução das Vigas

As vigas foram moldadas em fôrmas executadas em compensado plastificado e resinado, com reforços em madeira de lei, conforme se pode observar na Figura 5.8, na qual se apresentam, em algarismos romanos, os espaços referentes a cada viga. O compensado plastificado foi utilizado para confeccionar o fundo da fôrma, onde era necessária uma superfície perfeitamente plana. O resinado foi utilizado nas faces laterais onde qualquer imperfeição superficial, decorrente da textura do compensado, poderia ser retirada com o procedimento de lixamento manual ou mecânico, sem qualquer prejuízo às vigas. Esse procedimento foi dispensado devido à boa qualidade das faces das vigas (Figura 5.9).

Para facilitar a desforma das vigas, aplicaram-se duas demãos de desmoldante e protetor de fôrma (composição oleosa fina e emulsionada em água) sobre as faces de todos os painéis da fôrma, evitando-se a aderência do concreto.

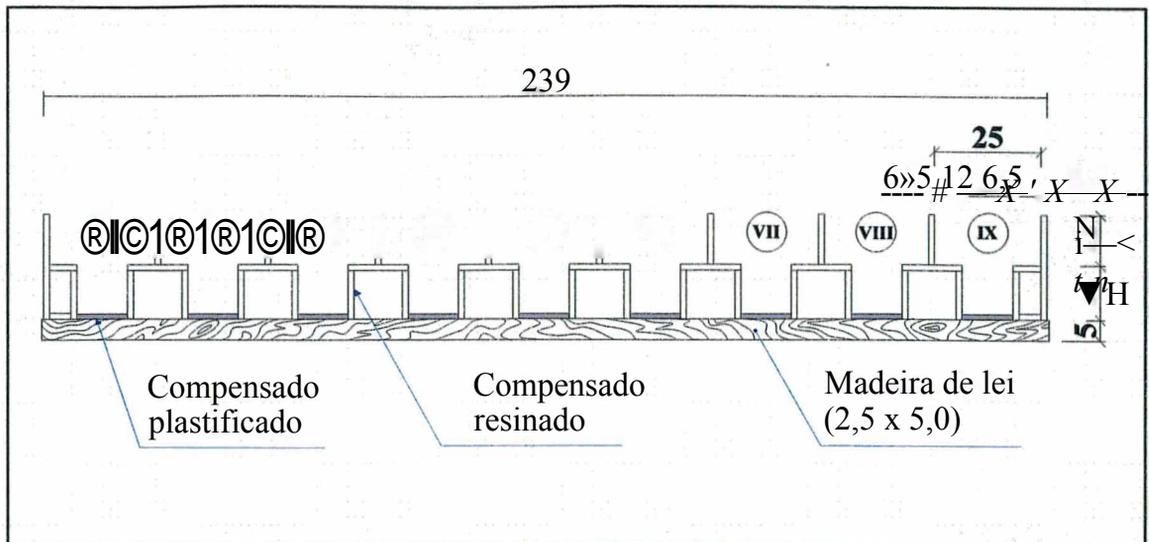


Figura 5.8 - Seção trasnversal das fôrmas das vigas (medidas em centímetro)



Figura 5.9 - Vista superior das fôrmas das vigas

As armaduras, longitudinal e transversal, das vigas foram confeccionadas por operários qualificados, sob a supervisão do autor desse trabalho, obedecendo-se as prescrições da norma brasileira, NBR 6118 (1978), referentes ao dobramento e às tolerâncias.

Vale salientar que, na distribuição da armadura transversal apresentada na Figura 5.10, procurou-se obter simetria dos estribos em relação aos diagramas de esforços solicitantes (momento fletor e esforço cortante).

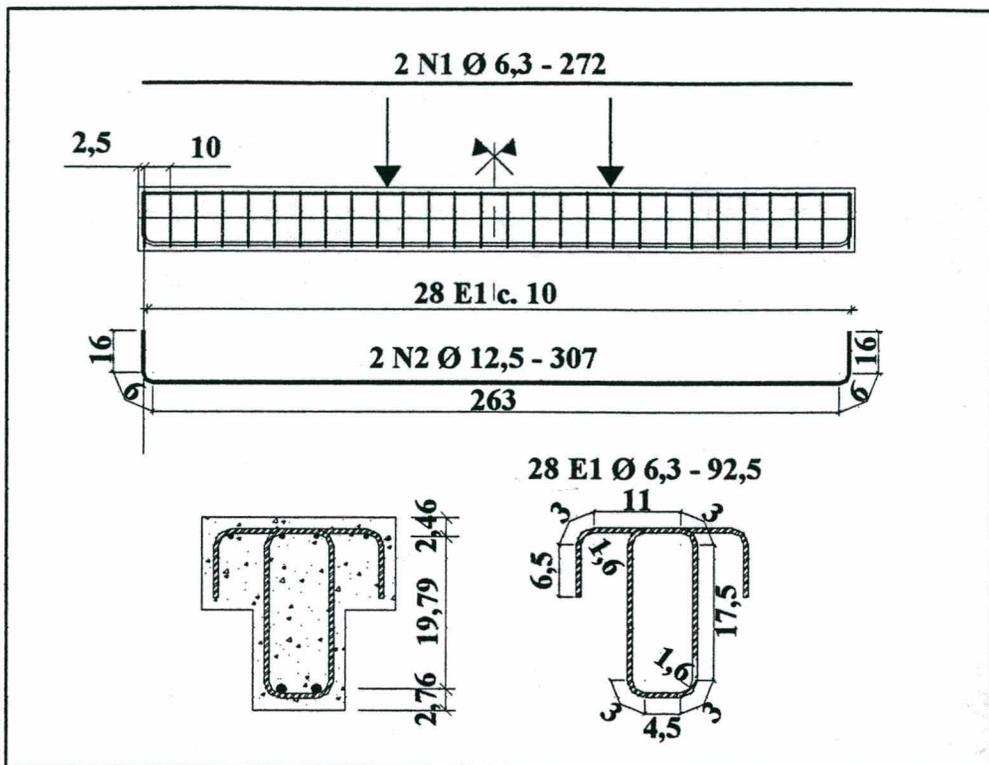


Figura 5.10 - Detalhamento das armaduras

O concreto foi lançado do caminhão betoneira em um carro-de-mão e transportado por cerca de 20 m até a lateral da fôrma. Utilizando-se pás, o concreto era lançado e adensado na fôrma, em camadas de aproximadamente 8 cm de altura. Após a concretagem das nove vigas, aguardou-se, aproximadamente, quatro horas (4h) para a aplicação do agente de cura química.

O procedimento de concretagem da viga FCI3 diferiu-se das demais devido à colocação de uma fita de fibra de carbono disposta na segunda camada. A fita de fibra de carbono foi fixada na vertical, através de grampos de arame galvanizado colocados a cada 50 cm, até ser concluído o lançamento do concreto da primeira camada. Em seguida, a fita foi posicionada na segunda camada e prosseguiu-se com o lançamento do concreto. Não foi possível garantir um posicionamento vertical uniforme da fita. Possivelmente, ela ficou cerca de 30 mm distante da armadura principal na região central da viga e, nos 50 cm da extremidade, por questões de execução, essa distância deve ter ficado em torno de 60 mm.

As vigas foram mantidas nas fôrmas até o dia anterior à execução do primeiro ensaio. A desforma foi realizada deslocando-se as vigas lateralmente, até ser possível a colocação de paletas de um equipamento hidráulico sob a face inferior. Esse equipamento suspendia a viga, tomando possível o transporte, por cerca de 20 m, até o pórtico de reação.

Observou-se que o concreto ficou com ótima aparência, apresentando uma textura uniforme, isenta de falhas de concretagem; apenas nas três últimas vigas executadas ocorreram pequenas fissuras superficiais de retração - que nenhuma interferência tiveram nos ensaios.

5.5 Aplicação do Reforço

Para aplicação do reforço foi necessário girar as vigas, fazendo com que a face inferior ficasse voltada para cima. Procedeu-se, então, o tratamento da superfície inferior da peça, retirando-se a camada superficial de nata de cimento, de espessura inferior a 2mm, utilizando-se talhadeira e marreta. Para aumentar a produtividade, foram feitas tentativas utilizando-se escova com cerdas de aço e disco de desbaste, acoplados em furadeira e esmerilhadeira elétrica, respectivamente. Entre esses procedimentos, o que apresentou melhor desempenho de produtividade e qualidade final do substrato foi o processo manual (Figura 5.11).

A superfície foi limpa com escova com cerdas de plástico, retirando-se todas as partículas soltas ou desagregadas e, principalmente, o pó produzido pelo preparo do substrato. A superfície da fita de fibra de carbono foi limpada com *primer*, ficando preparada para receber o adesivo.

Em seguida, misturaram-se, manualmente, durante cerca de 5 minutos, os dois componentes do adesivo epoxídico, obtendo-se uma mistura homogênea. Aplicou-se, cuidadosamente, a mistura nas superfícies da fita de fibra de carbono e da peça, procurando-se manter a espessura em torno de 1 mm na fita e 1 a 2 mm no substrato, conforme mostra a Figura 5.11.

Antes de completar trinta minutos, colocou-se a fita de fibra de carbono sobre o substrato, fazendo coincidir os eixos longitudinais da fita e da viga e, com auxílio de um rolo de borracha, pressionou-se cuidadosamente a fita sobre o substrato, retirando-se o excesso de epóxi que apareciam nas laterais da fita. Estima-se que a espessura média do epóxi tenha ficado em torno de 1,5 mm.

No dia seguinte, com o adesivo endurecido, realizou-se uma vistoria ao longo do reforço por auscultação. Vale salientar que todos os reforços foram aprovados.

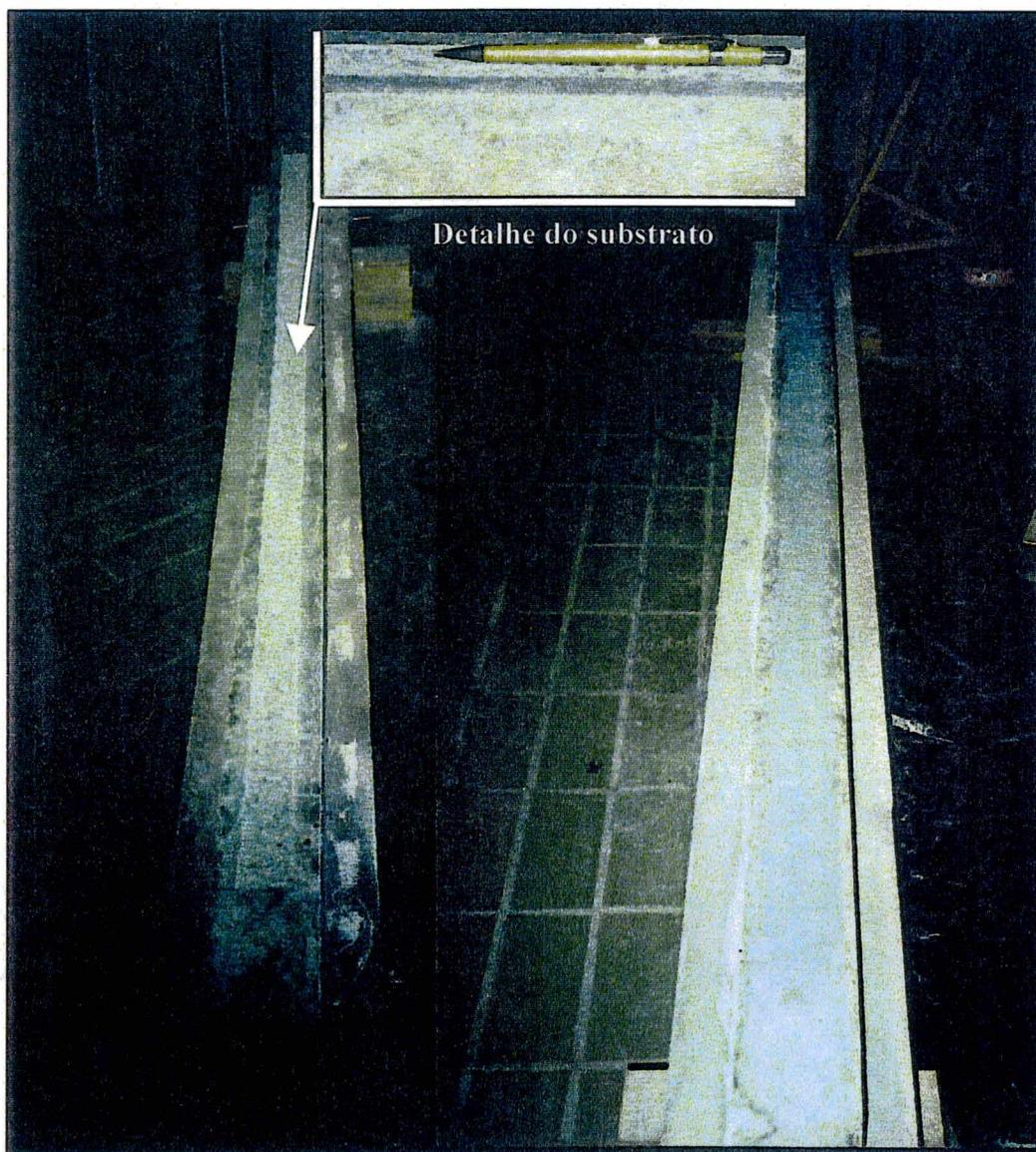


Figura 5.11 — Vista da superfície do substrato após a preparação (à esquerda), após a aplicação do adesivo (à direita) e detalhe (acima)

5.6 Equipamentos e Instrumentos de Medição

As vigas foram instrumentadas no meio do tramo, utilizando-se dois relógios comparadores, posicionados nas faces laterais da mesa, para possibilitar o acompanhamento dos deslocamentos verticais. As Figuras 5.12 e 5.13 ilustram o posicionamento dessa instrumentação:

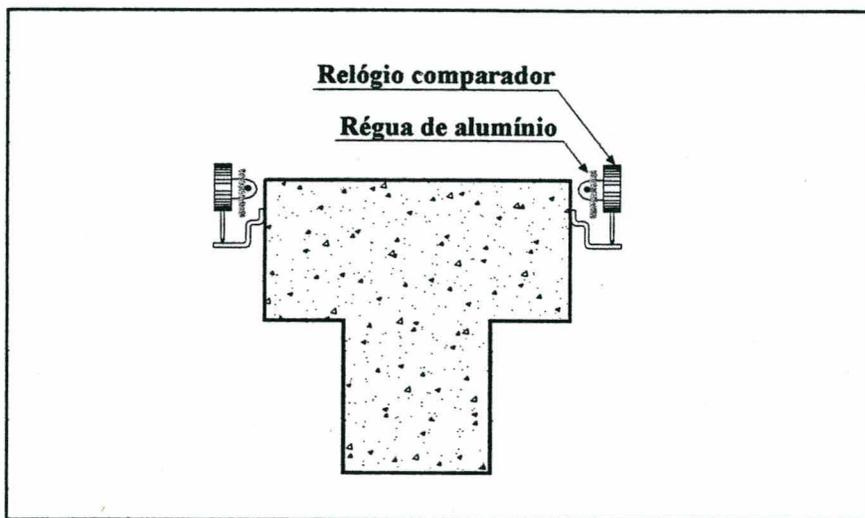


Figura 5.12 - Posicionamento de relógios comparadores (seção transversal)

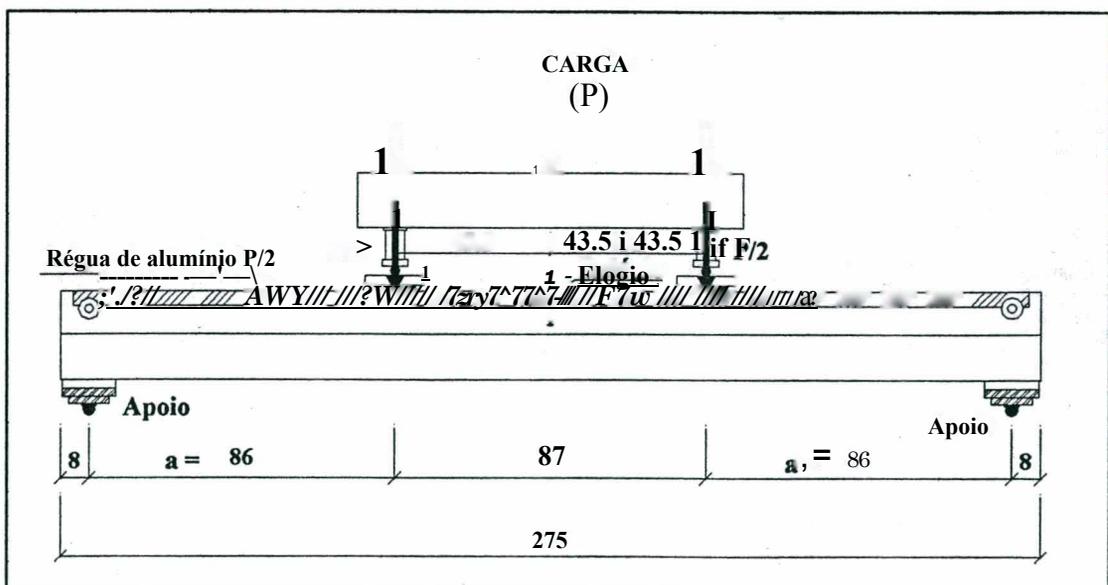


Figura 5.13 - Posicionamento de relógios comparadores (vista lateral)

Os equipamentos e instrumentos utilizados nos ensaios estão discriminados na Tabela 5.4:

Tabela 5.4 - Equipamentos e instrumentos de medição

Instrumento	Tipo	Finalidade	Característica
Relógios comparadores	analógico	Medição de deslocamentos	curso = 50 mm sensibilidade = 0,01 mm
Cilindro hidráulico	Bomba com acionamento elétrico	Aplicação do carregamento	capacidade nominal de 200 kN
Célula de carga	coluna	Medição do carregamento aplicado	capacidade nominal de 200 kN

5.7 Modelo e Procedimentos de Ensaio

Optou-se pela realização de ensaios com as vigas bi-apoiadas, submetidas a esforços de flexão provocados por duas cargas concentradas, de igual intensidade e equidistantes dos extremos, sendo aplicadas a cerca de 1/3 do comprimento entre os apoios. Esse procedimento possibilita estudar o reforço em regiões onde exista apenas momento fletor (flexão pura) e em regiões onde existam esforços conjuntos, flexão e cisalhamento (flexão simples).

Para realização dos ensaios foi utilizado um pórtico metálico de reação, onde estava fixado o atuador hidráulico (Figura 5.14). Através desse dispositivo foi aplicada uma força em um perfil metálico, bi-apoiado sobre a mesa da viga ensaiada, com objetivo de transmitir a carga desejada. Vale salientar que os deslocamentos gerados pelo carregamento de peso próprio da viga foram descontados durante a leitura dos instrumentos de medição. As forças foram aplicadas segundo uma velocidade de aproximadamente 0,05 kN/seg., até a viga atingir a ruína. Os deslocamentos foram obtidos, para cada incremento de 1 kN, através da leitura de dois relógios comparadores posicionados no meio do tramo, um em cada face lateral da viga.

A fissuração das vigas era acompanhada durante todo o ensaio, sendo visível quando o carregamento estava próximo de 20 kN. A cada 10 kN, a partir de 20 kN, a aplicação do carregamento era mantido constante por alguns segundos, para possibilitar um registro fotográfico.

A duração de cada ensaio foi de, aproximadamente, 40 minutos. O tempo total necessário ao transporte da viga, ao posicionamento, à instalação dos relógios comparadores e à aplicação do carregamento até a ruína chegava a cerca de 3 horas.

Todas as vigas reforçadas foram ensaiadas após três dias da aplicação do adesivo epoxídico, para que o fator tempo de aplicação do adesivo não interferisse significativamente no reforço. Além disso, todas as dosagens e aplicações de adesivo foram executadas pelo autor desse trabalho, após ele ter sido devidamente treinado, procurando evitar modificações na dosagem e interferências do efeito aprendido.

As vigas fissuradas foram ensaiadas em duas etapas. Na primeira etapa foram aplicados e retirados os carregamentos de 25 kN na viga FFC7, 35 kN na viga FFC8 e 45 kN na viga FFC9, para estabelecer um estado de fissuração diferente em cada viga. Na segunda etapa foi aplicado o carregamento progressivo até a viga atingir a ruína. Todos os ensaios foram realizados em seis dias, conforme a Tabela 5.5:

Tabela 5.5 - Cronograma de realização dos ensaios

Viga	Data do Ensaio	Idade (dias)
MFR1	06.07.99	53
MFR2 e FCI3	07.07.99	54
FFC7, FFC8 e FFC9 (pré-fissuração)	08.07.99	55
FFC8 e FFC9	12.07.99	59
FFC7 e MFC6	13.07.99	60
MFC4 e MFC5	14.07.99	61

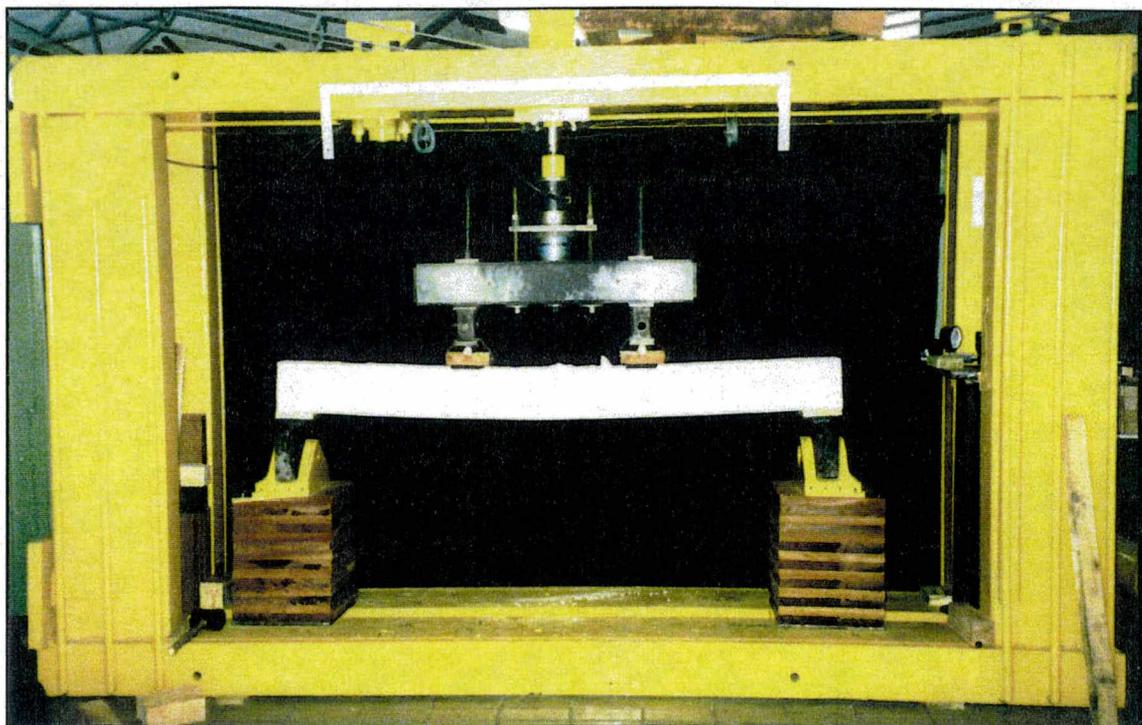


Figura 5.14 — Pórtico metálico de reação utilizado no ensaio

Após o término de todos os ensaios, os dados obtidos e registrados nas planilhas do Apêndice II foram analisados e estão apresentados nos próximos capítulos e no Apêndice I deste trabalho.

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 Considerações Gerais

Nesse capítulo, apresentam-se os resultados e a análise do estudo experimental, baseados na análise numérica de vigas de concreto armado e reforçadas com PRFC, que consta do capítulo 4 desse trabalho.

Os resultados numéricos são comparados com os resultados obtidos através dos ensaios das vigas e comparados, sempre que possível, com estudos realizados por outros pesquisadores, já apresentados no capítulo 3.

Vale salientar que os resultados apresentados nesse capítulo sempre se referem à carga total aplicada às vigas ensaiadas e aos deslocamentos no meio do tramo da viga.

Inicialmente, apresentam-se também os resultados de ensaios complementares, realizados para obtenção da resistência à compressão do concreto na data dos ensaios das vigas e também, da resistência à tração do aço utilizado na armadura longitudinal principal, valores esses que foram utilizados na análise numérica das vigas.

6.2 Ensaio Complementares

Sendo importante trabalhar, na análise numérica, com valores de resistências dos materiais reais, realizaram-se ensaios para obtenção da resistência à compressão do concreto nas datas dos ensaios das vigas e da resistência à tração das

barras utilizadas como armadura longitudinal. Os valores obtidos nos ensaios, assim como os resultados estatísticos são apresentados a seguir.

6.2.1 Concreto

Foram retirados oito corpos de prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, que após terem sido mantidos sob as mesmas condições das vigas, inclusive, as condições de cura, foram ensaiados para obtenção da resistência à compressão do concreto conforme as recomendações das normas NBR 5738 (1994) e NBR 5739 (1974). A resistência utilizada na análise numérica foi baseada nos resultados desses ensaios, conforme a Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Resultados dos ensaios de compressão do concreto

Corpo de prova	Idade (dias)	ISUP (MPa)
CP-1	53	21,19
CP-2		21,84
CP-3	59	21,31
CP-4		21,36
CP-5	60	21,76
CP-6		21,36
CP-7	61	21,70
CP-8		21,28
MÉDIA		21,48

Foi verificada a inexistência de valor espúrio e, em seguida, comprovada a validade da hipótese de distribuição normal dos valores obtidos nos ensaios, com 99% de confiabilidade, através da realização do teste normalidade de Kolmogorov-Smimov. Comprovou-se, também, que a média não difere significativamente dos valores individuais com 99,98% de confiabilidade, conforme Nanni (1986) e Costa Neto (1977). Tendo como base os ensaios e o estudo estatístico realizado, adotou-se a resistência média do concreto à compressão na análise numérica realizada.

6.2.2 Aço

A resistência à tração do aço utilizado como armadura longitudinal das vigas foi obtida através de ensaios de tração em seis corpos de prova, conforme se pode observar na Tabela 6.2:

Tabela 6.2 - Resultados dos ensaios de tração no aço

Corpo de prova	Tensão de escoamento (MPa)	Força última (kN)
B-1	554,1	86,0
B-2	554,1	83,6
B-3	557,3	85,2
B-4	557,3	84,2
B-5	554,1	84,4
B-6	554,1	83,4
MÉDIA	555,2	84,5

Considerando-se que a média dos valores obtidos nos ensaios não difere significativamente dos valores individuais, com 99,98% de confiabilidade, conforme Nanni (1986) e Costa Neto (1977), adotou-se a resistência média dos corpos de prova ensaiados à tração na análise numérica realizada. Conforme Beber. (1999), a resistência média obtida em seus ensaios de tração foi de 565 MPa, coerente com os valores obtidos nesse trabalho.

6.3 Modo e Carga de Ruína

Inicialmente o projeto experimental foi montado com duas vigas de referência - MRF1 e MRF2.

O primeiro ensaio foi iniciado com o cabo da célula de carga ligado a outro equipamento, sem que os presentes soubessem. Dessa forma, os deslocamentos no meio do tramo foram registrados sem o valor correspondente de carregamento. Quando o

problema foi detectado, o ensaio foi interrompido para serem feitas as devidas alterações nas ligações dos equipamentos. Em seguida, com tudo ajustado, foi reiniciado o ensaio, obtendo-se portanto, os resultados de deslocamentos e carregamentos mostrados na Figura 6.8.

Com base nesse fato, considera-se de fundamental importância que todos os equipamentos e acessórios que fazem parte do ensaio sejam checados por profissional qualificado, minutos antes do seu início, com o objetivo de prevenir falhas em sua execução.

Devido ao problema ocorrido na execução do primeiro ensaio, os resultados obtidos para a viga (MRF1) não serão utilizados como principal elemento de comparação com as demais vigas reforçadas, ficando apenas a viga MRF2 como modelo principal de comparação.

As vigas ensaiadas apresentaram os seguintes modos de ruína:

- Vigas de Referência

As vigas utilizadas como modelo de referência (MRF1 e MRF2) apresentaram o tipo de ruína esperado e compatível com o domínio 2 de deformações específicas, para o qual as peças foram dimensionadas.

- Tipo A

Deformação excessiva da armadura longitudinal de tração (armadura principal).

- Vigas Reforçadas

Todas as vigas reforçadas por colagem da fita de PRFC apresentaram, no instante da ruína, característica de materiais frágeis, já esperada devido ao comportamento elástico-linear do PRFC. No entanto, os deslocamentos verticais foram maiores do que as vigas simplesmente armadas, exceto no caso da viga reforçada com

duas fitas (MFC4). A viga reforçada com a fita de PRFC, inserida no concreto (FCI3), também apresentou deslocamentos inferiores aos obtidos para as vigas de referência.

- Tipo B

Deformação excessiva da armadura longitudinal de tração (armadura principal) associada à perda de aderência entre a fibra e o concreto (Figura 6.1).

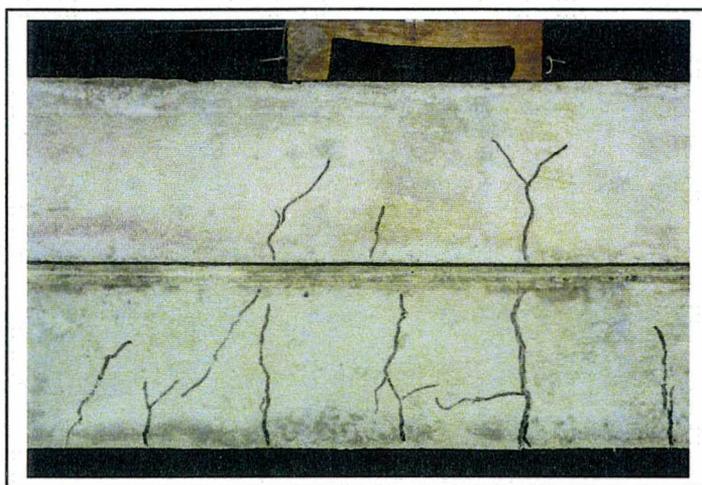


Figura 6.1 – Fissura horizontal na direção da fita de PRFC

- Tipo C

Desprendimento do reforço. Em presença de grandes deslocamentos verticais relativos entre faces adjacentes de fissuras localizadas próximas aos apoios, a concentração de tensões supera a tensão última de aderência entre reforço e substrato, aparecendo uma fissura normal ao eixo longitudinal da fita que provoca o desprendimento do reforço e, conseqüentemente, a ruína da peça. A fita de PRFC, ao descolar, pode apresentar pequenos fragmentos ou blocos de concreto da região de cobertura, aderidos à sua superfície, conforme mostram as Figuras de 6.2 a 6.4.

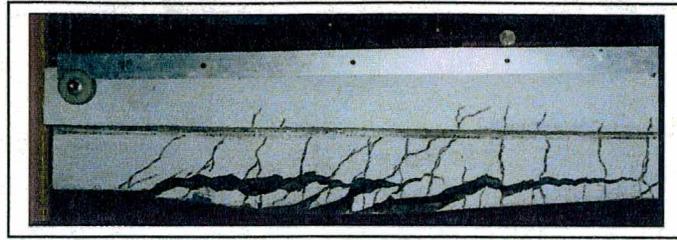


Figura 6.2 - Ruína por perda de aderência com ruptura do concreto da região de cobrimento (viga MFC4)

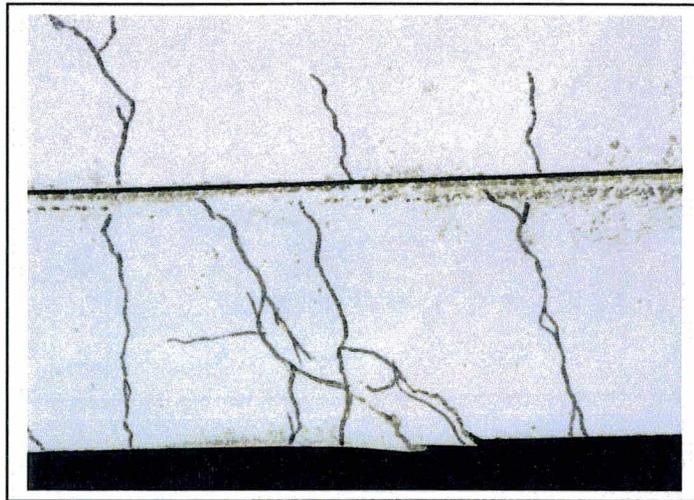


Figura 6.3 - Deslocamento vertical relativo entre faces adjacentes de fissuras

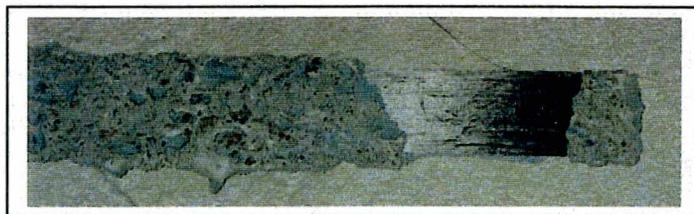


Figura 6.4 - Superfície do reforço após a ruína da viga

A Tabela 6.3 apresenta as principais características das vigas ensaiadas, as cargas de ruína (obtidas experimentalmente e através da análise numérica) e os modos de ruína.

Todas as vigas reforçadas segundo a técnica de colagem da fita de PRFC apresentaram valores em tomo de 50% maiores para a carga de ruína, o mesmo acontecendo para a carga de serviço, conforme se pode observar na Tabela 6.3. Vale ressaltar que a carga de ruína da viga reforçada com duas fitas de PRFC (MFC4) foi semelhante às obtidas para as vigas reforçadas com uma fita, sugerindo que para cada peça existe uma taxa máxima de reforço, a partir da qual, o acréscimo de material de reforço não oferece ganho de capacidade resistente.

Vale salientar que as cargas de ruína de todas as vigas reforçadas por colagem da fita de PRFC estão relacionadas à carga que provoca o desprendimento do reforço, representado na Tabela 6.3 por P_{crit} (calculado pela equação 4.50), embora a peça ainda tenha resistência a esforços de flexão.

Tabela 6.3 - Valores obtidos para as cargas de ruína - experimentais e numéricas, e modos de ruína das vigas ensaiadas

Grupo	Viga IfSfee®	Carga de Ruína (kN)			$\frac{P(F.XP.)}{P(NUM\ on\ CHIT.)}$	Modo de Ruína
		$P_{MKXP.}$	$P_{(CRIT.)}$	$P_{(NUM.)}$		
1 (monolítica de referência)	MRF1	63	-	65	0,97	Tipo-A
	MRF2	65	-	65	1,00	Tipo-A
2 (1 fita de PRFC inserida)	FCI3	70	-	94	0,74	Tipo-B
3 (2 fitas de PRFC coladas)	MFC4	102	102	166	1,00	Tipo-C
4 (monolíticas com 1 fita de PRFC colada)	MFC5	100	89	115	1,12	Tipo-C
	MFC6	97	89	115	1,09	Tipo-C
5 (fissuradas com 1 fita de PRFC colada)	FFC7	108	89	115	1,21	Tipo-C
	FFC8	96	89	115	1,08	Tipo-C
	FFC9	93	89	115	1,04	Tipo-C

De acordo com os resultados experimentais, pode-se notar que a viga modelo de referência apresentou o comportamento esperado na ruína, demonstrando a validade da análise numérica; desde que sejam utilizados resultados experimentais para as propriedades mecânicas dos materiais. As vigas reforçadas, dimensionadas no domínio 2 de deformações específicas, possivelmente, somente chegam à ruína por descolamento do reforço em presença de grandes deslocamentos verticais, tornando de fundamental importância a análise da carga que provoca o desprendimento do reforço.

Conforme o modo de ruína das vigas reforçadas pode-se concluir que todas as etapas do processo de execução do reforço, desde a preparação do substrato até a inspeção final da colagem, são fundamentais para garantir a segurança da peça. Qualquer falha em uma das etapas pode contribuir para a falência prematura do reforço.

Apesar do modo de ruína das vigas reforçadas processar-se de forma frágil, os deslocamentos verticais alcançados são bastante elevados e superiores aos valores permitidos pela norma brasileira NBR 6118 (1978), conforme se pode observar na Figura 6.5, em que se apresenta o diagrama que relaciona a carga de ruína de cada viga ensaiada com os deslocamentos verticais no meio do tramo. O valor do deslocamento da viga MRF1, representado no próximo diagrama, refere-se à soma do valor residual, devido à solicitação do primeiro carregamento, e ao valor máximo obtido na solicitação de ruína.

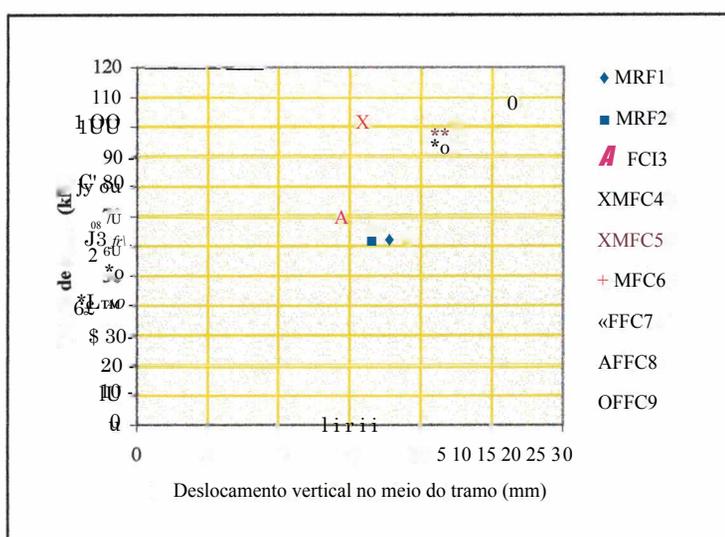


Figura 6.5 - Carga e deslocamento vertical alcançados na ruína das vigas ensaiadas

Reis (1998) concluiu que a pré-fissuração nem sempre afeta a resistência final da viga, mas mesmo assim, as fissuras devem ser tratadas para garantir a durabilidade das peças. Nesse trabalho encontramos valores de carga de ruína para as vigas fissuradas que sugerem que o nível de fissuração previamente aplicado nas vigas interferiu na capacidade resistente das peças. Quanto menor a fissuração da peça, maior a carga de ruína alcançada, ver resultados das vigas FFC7, FFC8 e FFC9, na Figura 6.6. A forma de execução do reforço, com a retirada do carregamento aplicado para fissurar as peças, conduz a uma situação desfavorável em relação à prática comum de recuperação estrutural, em que as peças permanecem carregadas e, conseqüentemente, com as fissuras abertas, permitindo uma certa colmatação das fissuras. A dispersão dos valores experimentais encontrados para força de ruína e deslocamento é característica desse tipo de ensaio e é também encontrada nos estudos realizados por outros pesquisadores.

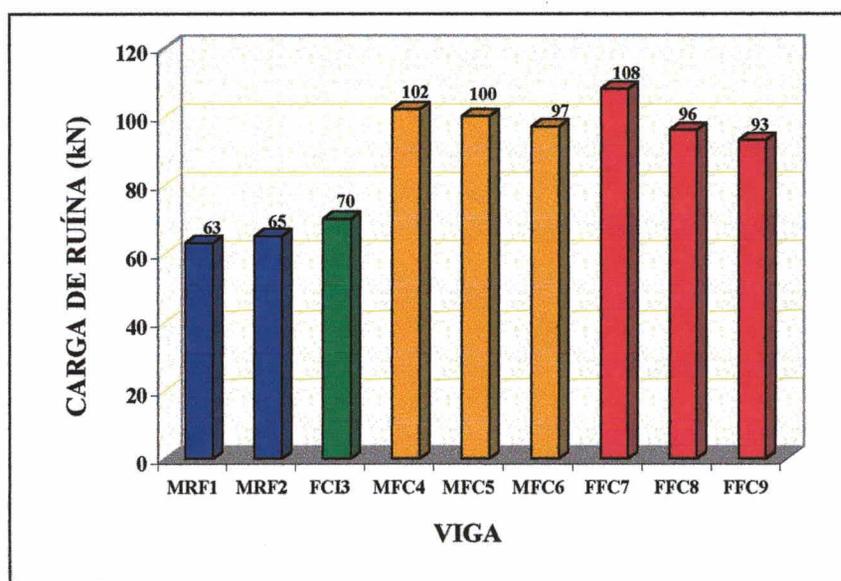


Figura 6.6 - Carga de ruína das vigas ensaiadas

O estado de fissuração de cada viga ensaiada, no momento da ruína, pode ser observado na Figura 6.7. Durante os ensaios, as fissuras foram marcadas com caneta (ponta porosa) para permitir o registro fotográfico e, posteriormente, valorizadas através de recursos computacionais.

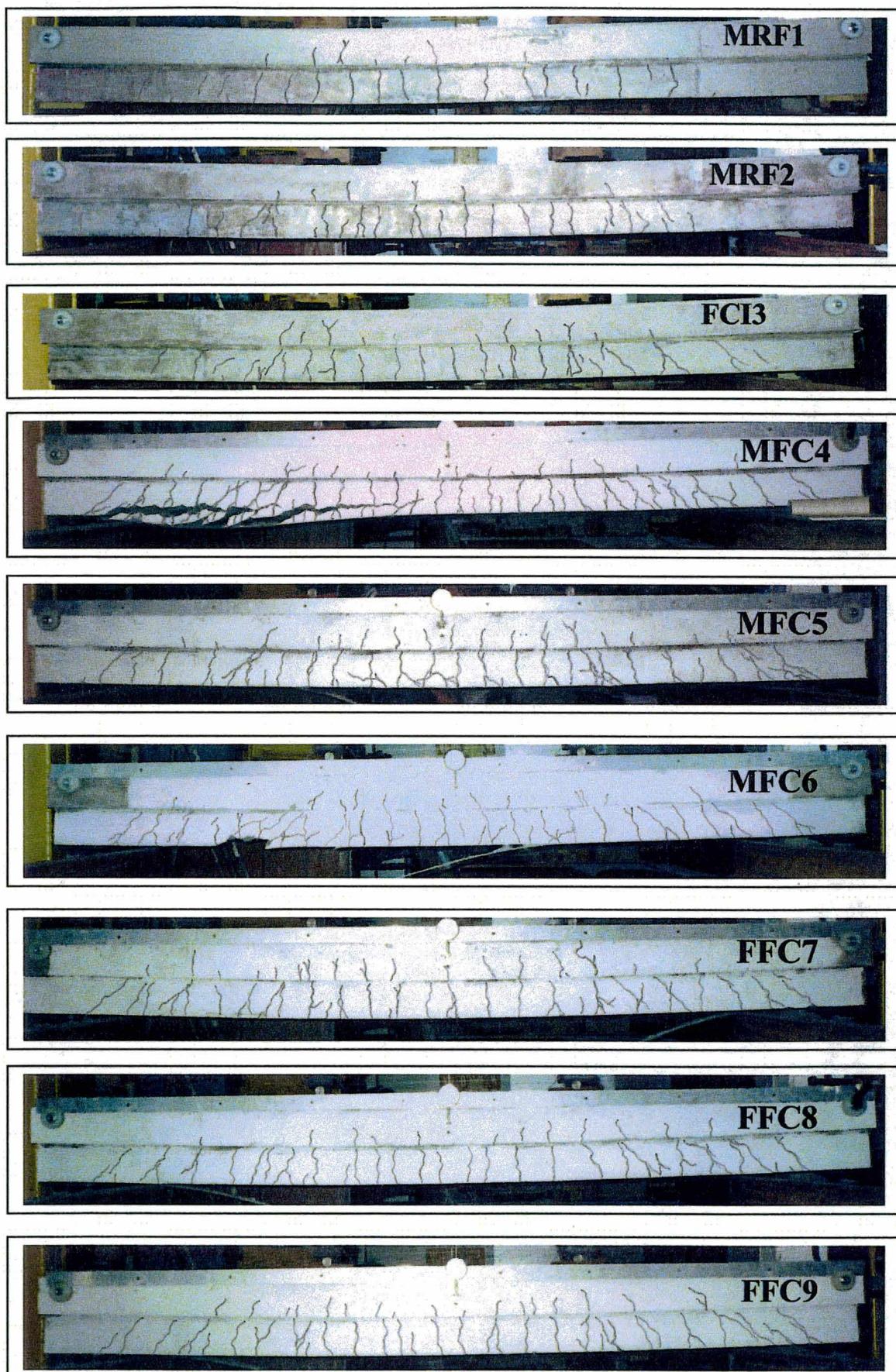


Figura 6.7 - Estado de fissuração das vigas no momento de ruína

Durante os ensaios foi observado que, para o mesmo carregamento, as vigas reforçadas apresentavam menor intensidade de fissuras se comparadas com a viga de referência (MRF2). Para a carga de ruína, a distância entre as fissuras nas vigas reforçadas chegava à metade da distância obtida na viga de referência, portanto, nas vigas reforçadas, as fissuras estão melhor distribuídas do que nas vigas armadas. Observou-se também, que nas vigas reforçadas, nos primeiros cinco milímetros adjacentes ao reforço, a abertura das fissuras ficava ligeiramente inferior à da viga de referência, devido à restrição ao deslocamento imposta pelos materiais de reforço.

A posição da linha neutra, na ruína, observada nos ensaios das vigas, foi compatível com os valores obtidos na análise numérica, admitindo-se que as fissuras chegam muito próximas da linha neutra da viga.

6.4 Carga de Fissuração

Obteve-se, por inspeção visual, o surgimento das primeiras fissuras no concreto do banzo tracionado das vigas ensaiadas, registrando-se a carga de fissuração. Esse procedimento, por mais cuidado que o observador tenha no acompanhamento do ensaio, possui uma certa imprecisão, já que está diretamente relacionado a um dos sentidos humanos e, portanto, característico de cada pessoa. Para minimizar a imprecisão, a observação do início e do desenvolvimento do estado de fissuração das vigas foi acompanhada por, ao menos, duas pessoas, e ainda, as faces das vigas foram pintadas com tinta à base de cal, exceto as três primeiras, para facilitar a visualização. Os valores das forças de fissuração observadas nos ensaios são apresentados na Tabela 6.4.

Com base no exposto anteriormente, considera-se que os valores experimentais obtidos para a força de fissuração devem ser um pouco inferiores aos apresentados, aproximando-se dos valores numéricos, conforme se pode observar nos diagramas de carga-deslocamento, nas Figuras de 6.8 a 6.16.

Reis (1998) também apresenta valores reais, obtidos nos ensaios, por análise numérica, superiores aos previstos. Nesse trabalho, a autora apresenta valores reais, geralmente, cerca de 30% superiores aos previstos.

Piancastelli (1997) obteve momentos de fissuração das vigas segundo os critérios da norma brasileira, NBR 6118 (1978), maiores do que os resultados experimentais, possivelmente, devido à utilização de coeficientes de minoração aplicados sobre as resistências características dos materiais.

Os valores da carga de fissuração observada, experimentalmente, apresentados na Tabela 6.4, são aproximadamente 30% superiores aos obtidos pela análise numérica, apresentando-se coerentes com os valores obtidos por outros pesquisadores.

A utilização de ensaios não destrutivos, como ultra-som e radar, tem um grande potencial para melhorar a precisão do registro da carga de fissuração, desde que seja montando um sistema específico com essa finalidade.

A carga de fissuração das vigas reforçadas com apenas uma fita de PRFC foi igual à obtida para a viga de referência (Tabela 6.4), o que se deve ao fato de essa carga depender, basicamente, da resistência do concreto do banzo tracionado, sensível a pequenos deslocamentos. Esse fato pode ser melhor entendido na Figura 6.17, em que se pode observar que as curvas de carga-deslocamento, praticamente, possuem o mesmo desenvolvimento durante a aplicação dos primeiros carregamentos.

Tabela 6.4 - Cargas de fissuração, numéricas e experimentais, das vigas ensaiadas

Grupo	III Ü Viga	Carga de Fissuração (kN)		$P_{F(EXPERIMENTAL)}$
		$P_{F(EXPERIMENTAL)}$	$P_F(NUMÉRICA)$	$P_F(NUMÉRICA)$
1 (monolítica de referência)	MRF2	18	14	1,29
2 (1 fita de PRFC inserida)	FCI3	18	14	1,29
3 (2 fitas de PRFC coladas)	MFC4	20	15	1,33
4 (monolíticas com 1 fita de PRFC colada)	MFC5	18	14	1,29
	MFC6	18	14	1,29
5 (fissuradas com 1 fita de PRFC colada)	FFC7	18	14	1,29
	FFC8	18	14	1,29
	FFC9	18	14	1,29

6.5 Deslocamentos Verticais

Comparando-se os resultados experimentais com os obtidos através da análise numérica, constata-se que, até cerca de 70% da carga de ruína, os resultados foram bastante próximos. Para valores de carregamentos próximos à ruína, os deslocamentos experimentais apresentam-se maiores do que os numéricos. Esse comportamento era esperado devido ao modelo numérico considerar uma rigidez equivalente simplificada, principalmente, pela utilização do módulo de elasticidade do concreto secante constante durante todo o carregamento, desprezando-se a redução de seu valor em presença de valores elevados de carregamento (Figuras 6.8 a 6.16).

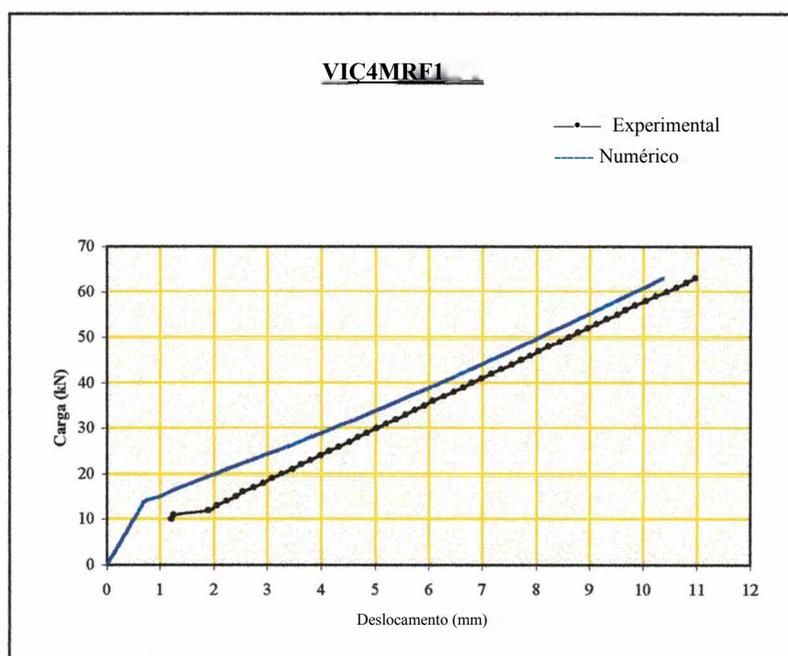


Figura 6.8 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MRF1 (experimental e numérico)

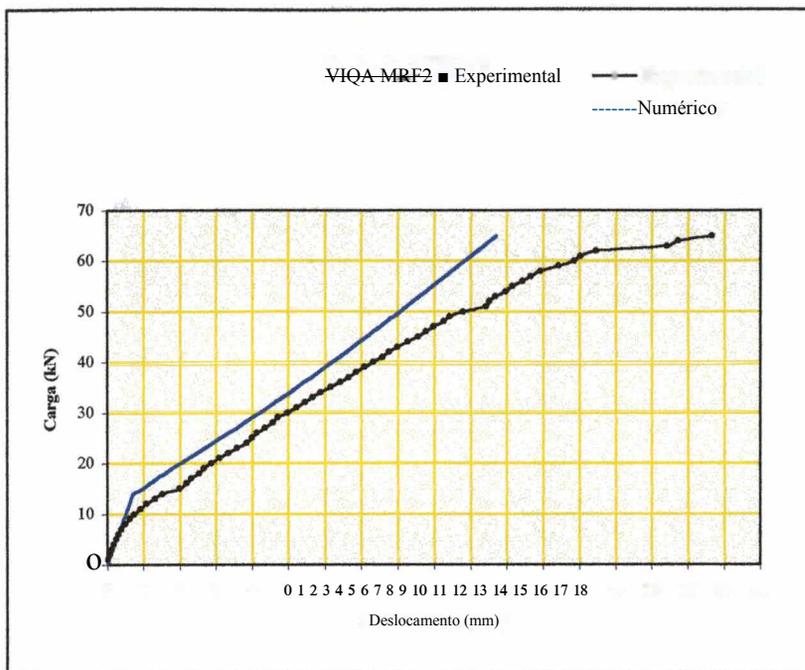


Figura 6.9 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MRF2 (experimental e numérico)

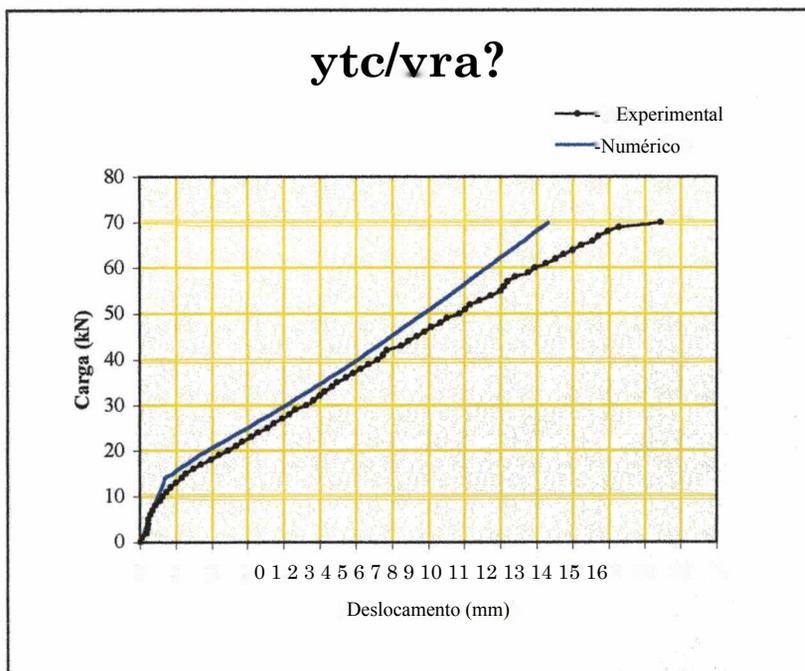


Figura 6.10- Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FCI3 (experimental e numérico)

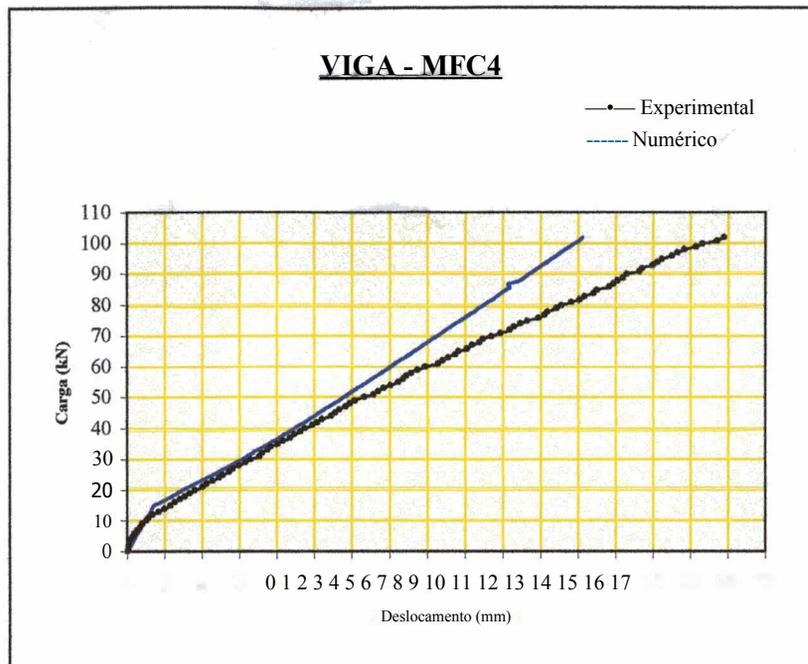


Figura 6.11 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MFC4 (experimental e numérico)

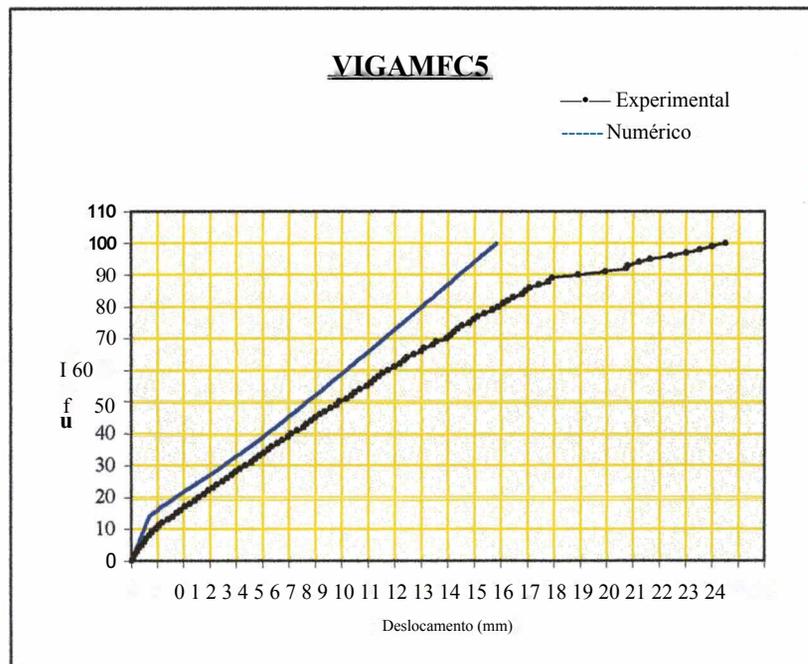


Figura 6.12 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MFC5 (experimental e numérico)

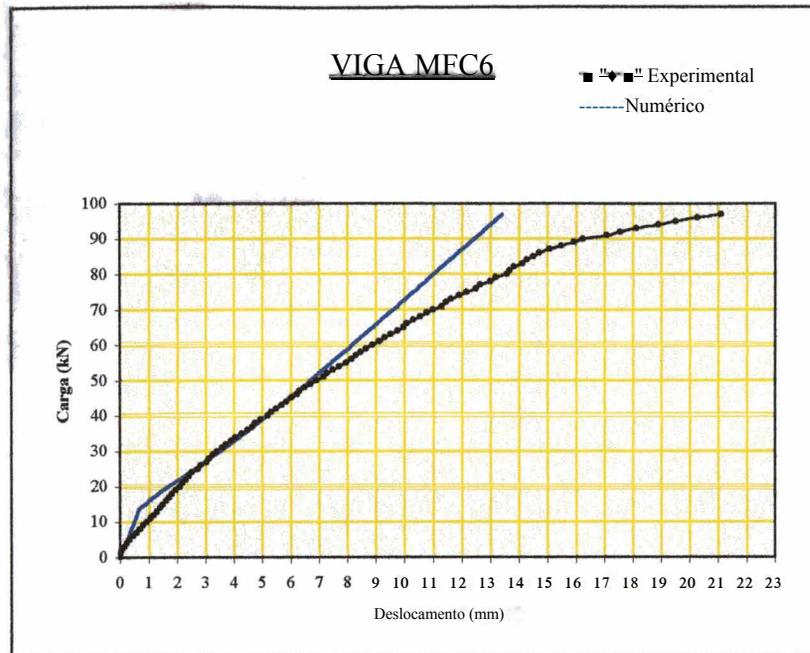


Figura 6.13 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga MFC6 (experimental e numérico)

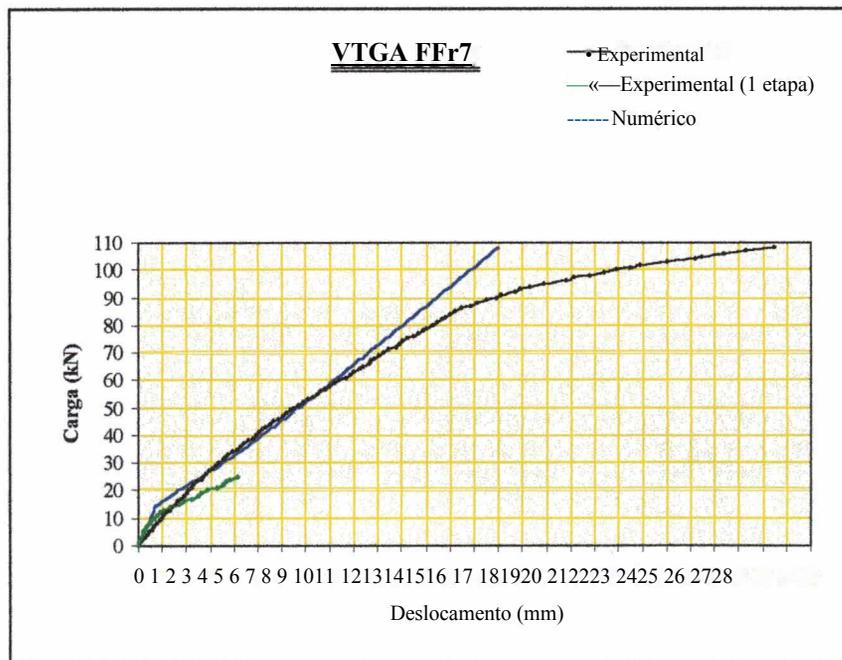


Figura 6.14 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FFC7 (experimental e numérico)

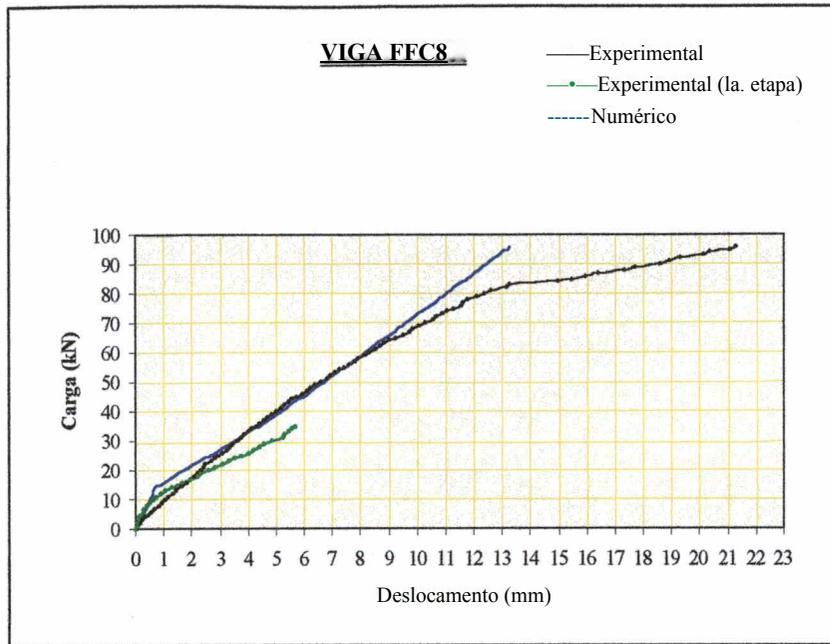


Figura 6.15 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FFC8 (experimental e numérico)

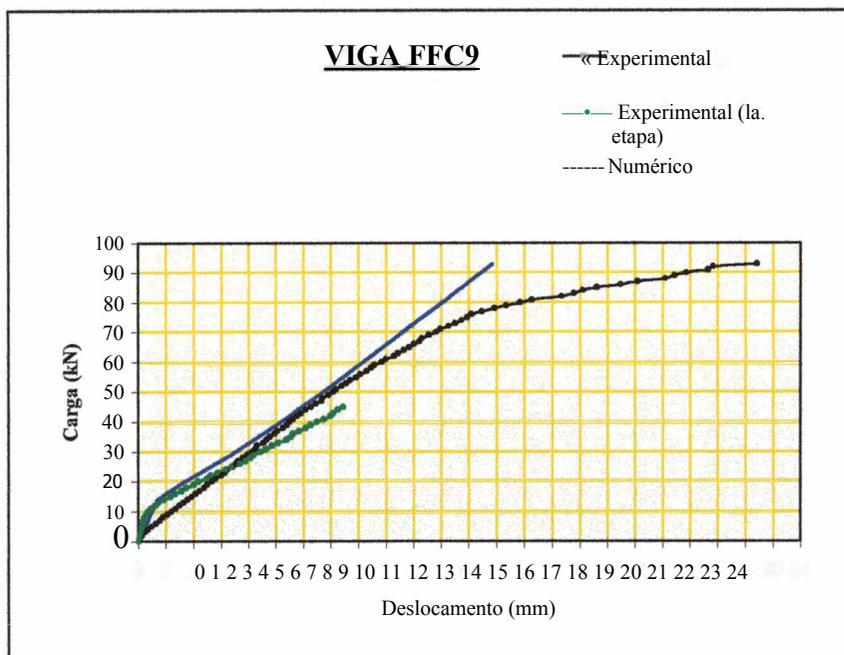


Figura 6.16 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo da viga FFC9 (experimental e numérico)

Para as solicitações de serviço, cerca de 40% da carga de ruína, percebe-se que a análise numérica representa convenientemente o comportamento, tanto da viga modelo de referência (MRF2), quanto das reforçadas com PRFC, obtendo-se valores melhores para as pré-fissuradas - caso usual de reforço de estruturas de concreto. Na Tabela 6.5 são comparados os valores experimentais e numéricos na ruína das peças:

Tabela 6.5 - Carga e deslocamento vertical no meio do tramo, valores experimentais e numéricos, na ruína das vigas

Grupo	Viga	Carga de Ruína (kN)		Deslocamento (mm)		
		$P_{(EXP)}$	$P_{(NUM\ ou\ CRT)}$	Exp.	Num.	Exp./Num.
1 (monolítica de referência)	MRF1	63	65	19,07	10,71	1,78
	MRF2	65	65	16,66	10,71	1,56
2 (1 fita de PRFC inserida)	FCI3	70	94	14,44	11,31	1,28
3 (2 fitas de PRFC coladas)	MFC4	102	102	15,91	12,12	1,31
4 (monolíticas com 1 fita de PRFC colada)	MFC5	100	89	22,55	13,84	1,63
	MFC6	97	89	21,11	13,42	1,57
5 (fissuradas com 1 fita de PRFC colada)	FFC7	108	89	26,50	15,96	1,66
	FFC8	96	89	21,27	13,28	1,60
	FFC9	93	89	22,42	12,85	1,74

Analisando-se o diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo de todas as vigas, Figura 6.17, constata-se que, no início do carregamento, os deslocamentos foram praticamente iguais em todas as vigas e, a medida que o carregamento foi aumentando, os deslocamentos das vigas reforçadas apresentavam-se menores do que os valores obtidos para a viga de referência (MRF2), devido ao ganho de rigidez obtido pela aplicação do reforço. Com isso, para carga de serviço, todas as vigas apresentaram comportamentos semelhantes, inclusive a viga reforçada com duas fitas (MFC4).

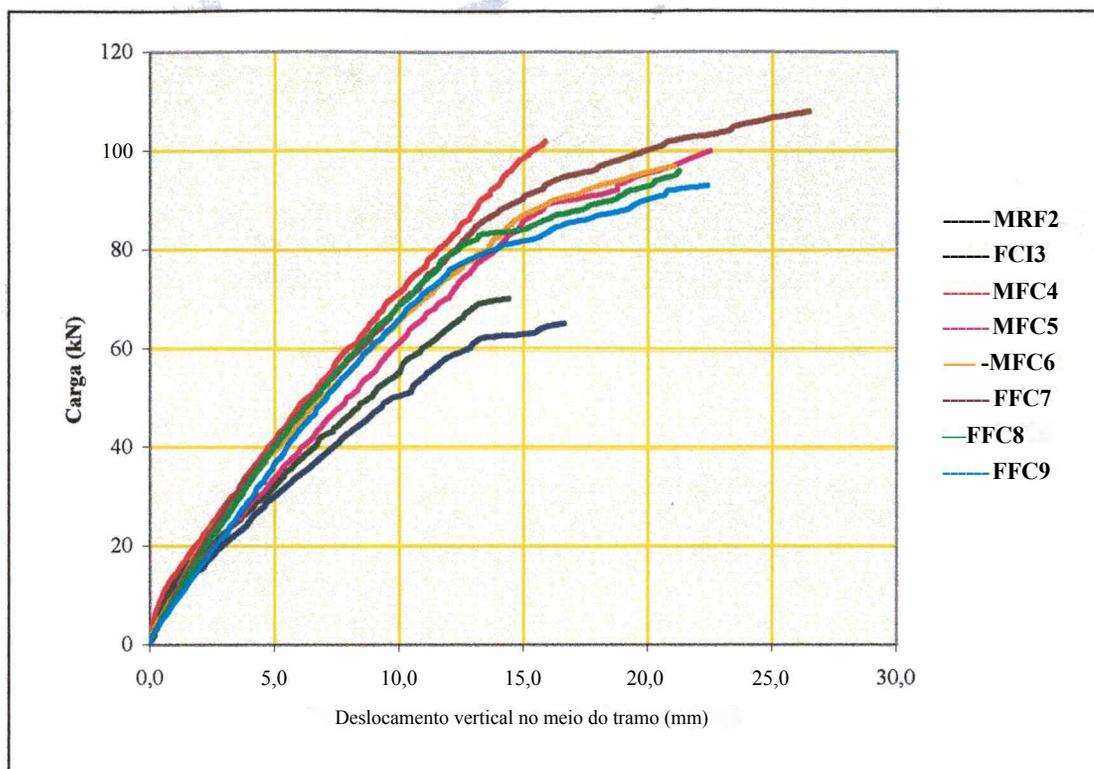


Figura 6.17 - Diagrama de carga-deslocamento vertical no meio do tramo, de todas as vigas ensaiadas

Além do ganho considerável de capacidade resistente obtido em todas as vigas reforçadas com fitas de PRFC coladas, houve expressivo aumento de rigidez das peças em relação ao modelo de referência. Comparando-se os deslocamentos verticais para um valor próximo do carregamento de serviço das vigas reforçadas (40 kN) com o carregamento de ruína da viga de referência (65 kN) - Tabela 6.6, constata-se que, à medida que o carregamento aumenta, a relação entre deslocamentos da viga reforçada e de referência (MRF2) diminui, demonstrando que, com o aumento de solicitações, o reforço atua aumentando a rigidez das peças, principalmente, por atuar nas regiões entre fissuras do trecho no estágio II, tendo como consequência, o aumento da capacidade resistente das peças. Esse fenômeno é menos expressivo na viga reforçada com a fita de PRFC inserida (FCI3), devido ao seu posicionamento (2ª camada) e à transferência de esforços através da aderência entre fibra-concreto.

Tabela 6.6 - Comparação entre deslocamentos verticais das vigas reforçadas com o modelo de referência

Grupo	Viga	Deslocamento(m m)		Desloca men to(mm)	
		P=40kN		P=65kN	
		D_{40}	$\frac{D_{40}(VIGA)}{D_{40}(MRJF2)}$	D_{65}	$\frac{D_{65}(VIGA)}{D_{65}(MRJF2)}$
1	MRJF2	7,34	1	16,66	1
2	FCI3	6,61	0,90	12,23	0,73
3	MFC4	4,75	0,65	8,84	0,53
4	MFC5	6,11	0,83	10,73	0,64
	MFC6	5,20	0,71	9,97	0,60
5	FFC7	4,93	0,67	9,40	0,56
	FFC8	4,99	0,68	9,26	0,56
	FFC9	5,50	0,75	9,85	0,59

Segundo a análise numérica desenvolvida, as tensões de tração nas armaduras transversais e as tensões máximas de cisalhamento no concreto são menores que as tensões máximas - limite de resistência dos materiais. Nesse caso, a armadura transversal (estribos) não atingiu o escoamento e nem houve esmagamento das bielas de compressão do concreto, conforme se pode observar na Tabela 6.7:

Tabela 6.7 - Tensão e deformação específica na armadura transversal e tensão tangencial convencional no concreto, obtidas pela análise numérica, em todas as vigas

Grupo	Viga	Armadura Transversal		Tensão tangencial convencional no concreto: τ_v (MPa)
		Tensão (MPa)	Deformação Específica (‰)	
1	MRF1	160	0,76	1,18
	MRF2	167	0,79	1,22
2	FCI3	190	0,90	1,35
3	MFC4	291	1,38	1,84
4	MFC5	295	1,41	1,83
	MFC6	283	1,35	1,78
5	FFC7	327	1,56	1,98
	FFC8	279	1,33	1,76
	FFC9	267	1,27	1,71

Conforme os resultados anteriormente apresentados e analisados e todo o estudo realizado durante o trabalho chegou-se a algumas conclusões gerais e sugestões para novos trabalhos, apresentadas no próximo capítulo.

7 CONCLUSÕES GERAIS E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

7.1 Conclusões Gerais

Apresentam-se, nesse capítulo, as conclusões obtidas a partir de todos os estudos realizados durante as diversas fases de elaboração desse trabalho, principalmente, referentes ao estudo experimental. Finalmente, sugerem-se alguns temas interessantes a serem estudados, que podem colaborar bastante para um melhor entendimento sobre reforço de peças fletidas segundo as técnicas utilizadas nesse trabalho.

Considera-se que os objetivos inicialmente propostos para este trabalho foram alcançados. Sendo assim, conforme as informações e os resultados obtidos durante a realização deste trabalho, pode-se concluir que:

- O reforço de vigas de concreto armado através de colagem de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) no banzo tracionado da peça mostrou-se eficaz, apresentando considerável ganho de rigidez e de capacidade resistente das vigas ensaiadas;
- O modo de ruína de vigas dimensionadas no domínio 2 de deformações específicas, possivelmente, somente acontece por descolamento da fita de PRFC em presença de grandes deslocamentos verticais, desde que a armadura transversal seja suficiente para absorver os esforços solicitantes de tração da treliça generalizada;

- Pode-se considerar que tanto as armaduras convencionais quanto a fita de PRFC trabalharam de maneira satisfatória e com tensões proporcionais aos respectivos braços de alavanca. Esse fato também foi observado por Reis (1998), Piancastelli (1997), Souza (1990) e Clímaco (1990);
- O nível de fissuração das vigas, antes da aplicação do reforço, possivelmente interferiu na capacidade resistente das peças; quanto maior o estado de fissuração da peça, menor a carga de ruína alcançada. Entretanto, quando comparados os resultados obtidos para as vigas fissuradas e monolíticas, não se observa diferença significativa entre eles. Como esse tipo de ensaio possui considerável variabilidade, toma-se necessária a realização de outros estudos comparativos para uma conclusão mais precisa. Nos casos de vigas com níveis elevados de danos, devem-se injetar as fissuras com resina epoxídica para se obter, novamente, uma estrutura monolítica e, ainda, limitar-se a abertura das novas fissuras que devem surgir, garantindo a durabilidade das peças;
- Conforme os resultados obtidos neste trabalho e nos de outros pesquisadores, os critérios utilizados no dimensionamento de estruturas novas também podem ser utilizados para dimensionar estruturas reforçadas segundo as técnicas estudadas;
- O reforço de estruturas utilizando-se fitas de PRFC colados com resina epoxídica nas faces externas dos elementos estruturais é muito mais simples de ser executado do que os tipos de reforços mais usuais; apenas deve-se ter cuidados adicionais quanto ao isolamento térmico em estruturas submetidas a elevadas temperaturas, para que se evite o escoamento da resina, quanto à proteção do PRFC da ação de raios ultravioletas, aplicando pintura protetora, e ainda, quanto à proteção do reforço contra atos de vandalismo, em estruturas expostas;
- Existe a possibilidade da utilização de fitas de PRFC inseridas no concreto, entretanto, outros ensaios precisam ser realizados para se obter um melhor entendimento do modo de ruína, do ganho de rigidez da peça e, principalmente, referente à aderência entre os materiais, o PRFC e o

concreto. Para um melhor desempenho, deve-se optar pela utilização de barras de PRFC, ainda não disponíveis no Brasil;

- O modelo numérico, baseado nas recomendações da revisão da norma NBR 6118 (1978) e ACI (1995), utilizado para prever os resultados experimentais representa de maneira satisfatória o comportamento das peças quando submetidas a carregamento de serviço. Para solicitações próximas à ruína, os resultados experimentais e numéricos não apresentam valores compatíveis. Essa diferença era esperada devido às simplificações impostas no modelo numérico, principalmente, por adotar um módulo de elasticidade do concreto secante, a partir do início de fissuração da viga, constante até a ruína das vigas;
- O projeto de reforço de vigas de concreto armado submetidas a esforços de flexão e cisalhamento, mediante a técnica proposta, deve dar atenção especial ao estudo do cortante crítico e à ancoragem do reforço, tendo bastante cautela devido à pequena quantidade de ensaios e abordagens sobre o tema;
- É importante garantir um comprimento de ancoragem mínimo do sistema de reforço por colagem de fitas de PRFC, para evitar rupturas prematuras das vigas reforçadas. Esse comprimento pode ser obtido utilizando-se a equação 4.51 do capítulo 4;
- Garantindo-se o comprimento de ancoragem adequado, é possível estabelecer um limite convencional para a deformação específica do reforço, visando evitar a ruína através do mecanismo que provoca o desprendimento, e conseqüentemente a falência do reforço. Os estudos realizados neste trabalho sugerem que esse valor pode ser fixado em 4‰ ($\epsilon_r \leq 4‰$);
- Em projeto, o desprendimento do reforço (sob ação do cortante crítico) pode ser verificado através da equação que consta do item 4.10 do capítulo 4, proposta pelo EMPA, aplicando-se os devidos coeficientes de minoração de resistência e majoração dos esforços solicitantes e

utilizando-se os valores de tensões e deformações na seção de momento máximo, apesar do fenômeno ocorrer próximo ao apoio, em seção submetida a esforços conjuntos, momento fletor e esforço cortante. Com relação aos coeficientes utilizados na verificação do desprendimento do reforço, com base nos resultados experimentais e numéricos e considerando-se a pequena quantidade de ensaios realizados no Brasil, a variabilidade na aplicação do reforço, a obtenção das propriedades dos materiais de reforço sob condições climáticas diferentes das nossas e ainda, considerando-se que as estruturas de concreto a serem reforçadas podem estar impregnadas de agentes agressivos, provocando redução da resistência superficial do concreto, sugere-se que o coeficiente de minoração do cortante crítico seja de 0,5, podendo ser mantidos os coeficientes de majoração dos esforços (1,4 para cargas permanentes e 1,7 para sobrecargas de serviço), sempre avaliando-se a nova condição de carregamento;

- O reforço deve ser executado por pessoal experiente e qualificado para o tipo de serviço, tomando-se os devidos cuidados:
 - Na preparação da superfície do substrato;
 - Com a limpeza do substrato e do PRFC;
 - Na dosagem e aplicação do adesivo epoxídico utilizado para colagem do PRFC;
 - Em evitar-se exceder o tempo de polimerização (*pot life*) e o tempo aberto da resina (*open time*), antes de sua aplicação;
 - Na aplicação de pressão na fase de colagem e;
 - Com a inspeção final do reforço;

- Vale salientar que o estudo apresentado neste trabalho apenas demonstra tendências do comportamento de vigas reforçadas por colagem de PRFC, devido à pequena quantidade de ensaios realizados. Outros ensaios são necessários para se chegar ao conhecimento preciso e conclusivo do desempenho das vigas reforçadas segundo essa técnica. Apesar de os comportamentos de outros tipos de vigas, possivelmente, serem semelhantes, vale ressaltar que os resultados apresentados referem-se

apenas a vigas de seção “T”, bi-apoiadas, submetidas à ação de cargas de curta duração aplicadas nos terços médios das peças.

7.2 Sugestões para Novos Trabalhos

Devido à dimensão do tema e aos diversos fatores que interagem e interferem no reforço de vigas, associados à pequena quantidade de ensaios realizados até o momento e ao fato de a utilização da técnica proposta ser relativamente recente, existe a necessidade de muitos outros estudos para estabelecerem, de forma conclusiva e mais precisa, as diretrizes a serem adotadas em projeto. Algumas sugestões de trabalhos de pesquisas que podem contribuir para o melhor entendimento dessa técnica de reforço são apresentadas a seguir:

- Estudo, experimental e numérico, de vigas reforçadas com fitas de PRFC coladas na face inferior do banzo tracionado e nas faces laterais das peças;
- Estudo semelhante ao apresentado nesse trabalho, tendo como diferença a aplicação do reforço nas vigas sob a ação de carregamento, conseqüentemente, com as fissuras abertas, aplicando o reforço sobre o substrato fissurado ou após injeção das fissuras com resina epoxídica;
- Análise numérica e experimental de peças reforçadas nos domínios de deformações específicas não abordados nesse trabalho;
- Estudo também semelhante ao apresentado nesse trabalho, tendo como diferença a utilização de carregamento cíclico, elaborando uma análise numérica e experimental do processo de fadiga das peças reforçadas;
- Análise do comportamento de peças reabilitadas através de simulações baseadas em métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos ou das Diferenças Finitas;
- Estudo de aderência da fita de PRFC inserida no concreto;

- Estudo do comportamento do reforço em peças envelhecidas, avaliando o desempenho do reforço em concretos de diversas qualidades e com níveis de carbonatação e agentes agressivos diferentes;
- Estudo das peças reforçadas quando submetidas a carregamento de longa duração. Esse trabalho pode ser desenvolvido por acompanhamento *in loco* de estruturas reforçadas, como pontes, viadutos ou edifícios e;
- Análise experimental e numérica dos efeitos de variação térmica, retração e fluência nos materiais de reforço, isoladamente, e nas peças reforçadas;
- Realização de ensaios em vigas reforçadas utilizando-se instrumentação adequada para obtenção de valores experimentais de deformações específicas no concreto, nas armaduras e na fita de PRFC;
- Avaliação experimental das propriedades mecânicas das fitas de PRFC;
- Através dos conhecimentos atuais sobre o tema (experimentais e numéricos), sistematizar critérios há serem adotados em projetos de reforços de peças fletidas.

Apesar de o estudo, numérico e experimental, desenvolvido nesse trabalho não ser suficiente para sanar todas as dúvidas sobre o reforço de vigas utilizando as técnicas propostas, obtiveram-se resultados importantes que, junto a outros estudos, devem contribuir para o perfeito entendimento sobre reabilitação de peças fletidas e, principalmente, para estabelecer aspectos a serem seguidos em projetos de reforço estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGOPYAN, V. (1993). *O Emprego de Materiais Fibrosos na Construção Civil*. In: Simpósio Internacional sobre Materiais Reforçados com Fibras para Construção Civil, São Paulo, 1993. *Anais*, São Paulo: EPUSP. p. 11-25.
- ALFAIATE, J. (1986). *Reforço por adição de elementos metálicos em vigas de betão armado - flexão simples*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Instituto Superior Técnico. Lisboa: CMEST.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1996). *State of the art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures* (ACI 440R-96). Detroit, Michigan.
- _____. Committee 318 (1995). *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-95) and *Commentary* (ACI 318R-95). Detroit.
- _____. Committee 544 (1987). *Measurements of properties of fiber reinforced concrete* (ACI 544.2R-86) In: *ACI Manual of Concrete Practice*, v.5. Detroit. —
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (EUA). *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing for Steel products*. ASTM A 370-92.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (EUA). *Test for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. ASTM C 469-94.
- ANDRADE, J. e DAL MOLIN, D. (1998). *Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado: Análise dos Elementos Estruturais mais Delgados no Estado de Pernambuco*. In: Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído (ENTAC), Florianópolis-SC.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1974). NBR 5739. *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*.
- _____. (1978). NBR 6118. *Projeto e execução de obras em concreto armado*.
- _____. (1980). NBR 6152. *Materiais metálicos - determinação das propriedades mecânicas à tração*.
- _____. (1989). NBR 10719, de ago. de 1989. *Apresentação de Relatórios Técnicos-científicos*.
- _____. (1989). NBR 6023, de ago. 1989. *Referências Bibliográficas*.
- _____. (1989). NBR 6027, de ago. 1989. *Sumário*.

- _____. (1992). NBR 10520, de abril de 1992. *Apresentação de Citações em Documentos*.
- _____. (1994). NBR 5738. *Modelagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*.
- _____. (1997). NBR 7480. *Características e Propriedades Mecânicas do Aço*.
- _____. (1999). Proposta de Revisão da NBR 6118-78. *Projeto e execução de obras em concreto armado*.
- BEBER, A. J. (1999). *Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibras de Carbono*. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS. 108 p.
- BIRYUKOVICH, K. L. (1965). *Glass Fibre Reinforced Cement*. Trad. G. L. Coims. London: CERA Translations. n°.12. 41p.
- BRANSON, Dan E. (1965). *Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams*. HPR Report n° 7, Part 1. Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Aug. 1965, p. 1-78.
- BRUCE, R. N. (1989). *Fiber Reinforced Plastics Bridge in Chongqing 1983 - 1988*. In: 68th Annual Meeting Transportation Research Board, Jan. 22-26, 1989, Washington D. C. Paper n° 880058.
- BS-8110 (1985). *Structural Use of Concrete: Code of Practice for Design and Construction*.
- CALAVERA, J. (1994). *Aspectos Humanos y Psicologicos en la Implantación del Control de Calidad* Revista de Obras Públicas, n°3332, 141, maio.
- CAMPAGNOLO, J. L., CAMPOS FILHO, A. e SILVA FILHO, L.C.P. (1997). *Alternativas para reforço de vigas de concreto armado: estudo teórico e experimental*. In: XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. São Paulo, Brasil, set. 1997. p.01-05.
- CÁNOVAS, M. F. (1988). *Patologia e terapia do Concreto Armado*. São Paulo: PINI.
- CARMONA, A. F. e MAREGA, A. (1988). *Retrospectiva de la Patologia en el Brasil, Estudio Estadístico*. In: Trabajos presentados en la jornada español y portugués sobre estructuras y materiales. Madri: CEDEX/ICCET. p. 99-124.
- CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SISMÍCAS Y MITIGACION DE DESASTRES (1998). *Ensayos de Flexion en Vigas de Concreto Reforzadas com Fibras de Carbono*. Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Ingenieria.
- CLÍMACO, J. C. T. (1990). *Repair of Structural Concrete Involving the Addition of New Concrete*. Tese (Doutorado). Londres. Polytechnic of Central London, U.K.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON - CEB (1983a). *Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)*. Bulletin d'Information n° 162.
- _____. (1983b). *Response of critical regions under large amplitude reserved action*. Bulletin d'Information n° 161.

- COSTA NETO, P. L. de O. (1977). *Estatística*. São Paulo: Edgard Blücher Ltda.
- FERREIRA, A. B. de H. (1975). *Novo Dicionário Aurélio*. Rio de Janeiro: Nova Fronteira S. A.
- FORTES, A. S. e PADARATZ, I. J. (1999). *Patologia em Estruturas Pré-Fabricadas de Concreto em Florianópolis*. In: Resumo do 41 Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON), p. 229. [Artigo no item 4-3-06 do CD-ROM, 16 p.]
- FUSCO, P. B. (1986). *Estruturas de concreto, solicitações normais*. Rio de Janeiro: Guanabara.
- GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGON - GEHO (1992). *Processos físicos en el hormigón*. In: La guía de diseño del C.E.B. "Durabilidad de estructuras de hormigón", Madri. Cap. 3. p. 13-33.
- GREGORY, G. (1971). *Mit der modern Chemie in die Zukimft*. UNESCO Kurier, 12. Jahrgang, n° 6, p.23.
- GUÍ AS DE DISEÑO E INSTALACIÓN (1998). *Reforzamiento com sistemas de Fibras de Carbono (CFRP) para estructuras de concreto y modera*. Santa Fé de Bogotá, D. C. Colombia: Sika Andina S. A.
- HEAD, P. (1976). *Use of Fiber Reinforced Plastics in Bridge Structures*. In: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE). 13th Congress in Helsinki, June 6 -10, 1988, Congress Report, p. 124.
- HEFFERMAN, P. J. e ERKI, M. A. (1996). *Equivalent capacity and efficiency of reinforced concrete beams strengthened with carbon fibre reinforced plastic sheets*. Department of Civil Engineering, Royal Military College of Canada, Kingston, ON K7K 5L0, Canada.
- HELENE, P. R. L. (1992). *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI.
- HULL, D. (1981). *An introduction to composite materials*. Great Britain at the University Press, Cambridge. New York, NY.
- KARBHARI, V. M. e SEIBLE, F. [s.d.]. *Design Considerations the Use of Fiber Reinforced Polymeric Composites in the Rehabilitation of Concrete Structures*. Division of Structural Engineering, MC-0085, University of California, San Diego, La Jolla, CA 92093.
- KRENCHER, H. (1964). *Fibre Reinforcement*. Copenhagen.
- LEONHARDT, F. e MÖNNIG, E. (1977). *Construções de Concreto*. Rio de Janeiro: Interciência. v.1.
- LORIGGIO, D. D. e BANKI, A. (1999). *Estudo sobre o estado limite último de instabilidade de estruturas de concreto armado*. In: Resumo do 41 Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON), p. 69. [Artigo no item 1-1- 28 do CD-ROM, 16 P-]
- MACGREGOR, J. G. (1992). *Reinforced Concrete: Mechanics e Design*. New Jersey: A Simon e Schuster Company.
- _____ . *Reinforced Concrete, Mechanics e Design*. New Jersey: Prentice Hall.

- MACHIDA, A. e KAKUTA, Y. (1995). *Initiatives in developing the specifications for design and construction of concrete structures using FRP in Japan*. In: TAERWE, L. (ed.) *Nonmetallic (FRP) reinforcement for concrete structures*. London: E & FN Spon. v. 74, p. 627-645.
- MAJUMDAR, A. J., RYDER, J. F. (1970). *Reinforced of Cements and Gypsum Plaster by Glass Fibres*. Watford: BRE. 26 p.
- McCORMICK, F. C. (1985). *Field Study of a Pedestrian Bridge of Reinforced Plastics*. Virginia Highway and Transportation Research Council, Final Report, May 1976, Sept. 1985. VHTRC86-R21, TRIS 453676.
- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J.M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: PINI.
- MEIER, U. (1982). *Multiplication of the Critical Span of Suspension Bridges Through the Use of High Performance Composites*. In: Coloquio Internacional de Madrid sobre la factibilidad de una comunicacion fija a través del Estrecho de Gibraltar, Tomo I, ISBN 84-500-8985-7. p. 481-484.
- _____. (1987a). *Proposal for a carbon fibre reinforced composite bridge across the Strait of Gibraltar at its narrowest site*. Proc. Instn. Mech, v. 201, n°. B2, p. 73-78.
- _____. (1987b). *Réparation des ponts avec des matériaux composites hautes performances*. Material + Technik, 15. Jahrgang, p. 125-128.
- _____. (1992). *Carbon Fiber-Reinforced Polymers'. Moder Materials in Bridge Engineering - Structural Engineering International. Science and Technology*, v. 1.
- MEIER, U., DEURING, M.; MEIER, H. e SCHWEGLER, G. (1993). *Strengthening of structures with advanced composites - Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete*. London: Edited by J.L. Clarke.
- MODESTO, L. dos S. (1983). *Cálculo de Concreto Armado (segundo a nova NB-1 e o CEB)*. São Paulo: LMS Ltda.
- MORAES, M. C. (1997). *Reforço de vigas de concreto*. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: COPPE.
- NANNI, L. F. (1986). *Análise Estatística de Dados com Uso de Técnicas Computacionais*. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul.
- NEVILLE, A. M. (1997). *Propriedades do Concreto*. 2.ed. Tradução do Eng. Salvador Giammusso. São Paulo: PINI Ltda.
- NINCE, A. A. e CLÍMACO, J. C. T. S. (1996). *Levantamento de dados sobre deterioração de estruturas na região Centro-Oeste do Brasil*. In: International Congress on High-Performance Concrete and Performance and Quality of Concrete Structures. p. 414-424.
- NUNES, N.L., TANESI, J. e FIGUEIREDO, A. D. (1997). *Aplicação do concreto reforçado com fibras de aço na recuperação de estruturas e pavimentos*. In: IV Congresso Ibero-americano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle de Qualidade. Porto Alegre, RS, Brasil, out. 1997. p. 21-24.

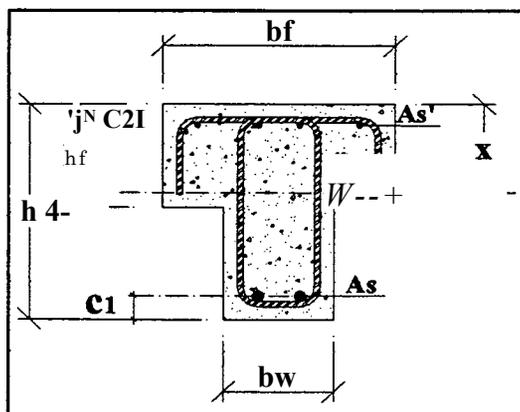
- PIANCASTELLI, E. M., CALIXTO, J. M. F. (1997). *Dimensionamento de reforço à flexão, executado sob carga, de vigas de concreto armado: aplicabilidade dos critérios da NBR-6118*. In. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Paulo, SP, Brasil, set. 1997. p. 01-05.
- REIS, A. P. A. (1998). *Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.
- RÜSCH, H. (1981). *Concreto Armado e Protendido, Propriedade dos Materiais e Dimensionamento*. Rio de Janeiro: Campus Ltda.
- SHEHATA, E. (1998). *Strengthening of Concrete Roof Using FRP Strips*, Concrete International, june 1998. p.44-46.
- SHU, Y. (1983). *Chinese Crossing First for Plastic Pioneers*. New Civil Engineer 14, April 1983.
- SOUDKI, K. A. (1998). *FRP reinforcement for prestressed concrete structural*. University of Waterloo, Canada - Progress en Structural Engineering and Materials, v. I (2), p. 135-142.
- SOUZA, M. T. (1991). *Clínica Geral: erros de projeto, execução, materiais, uso. Vale tudo. - Construção*. São Paulo, n°. 2277, v. 30, set., 1991. p. 4-6.
- SOUZA, R. H. F. (1990). *Análise do Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão e ao Esforço Transverso*. Tese (Doutorado), Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.
- SOUZA, V. C. de e RIPPER, T. (1998). *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI Ltda.
- SÜSSEKIND, J. C. (1987). *Curso de Concreto*. 5.ed. Rio de Janeiro: Globo. v. I.
- TIMOSHENKO, S. P. e GERE, J. E. (1984). *Mecânica dos sólidos*, 1.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., v.1.
- VERÇOSA, E. J. (1991). *Patologia das Edificações*. Porto Alegre: Sagra.
- WOLF, R. e MIESSLER, H. J. (1989). *HVL - Spannglieder in der Praxis, Erfahrungen mit Glasfaserverbundstäben*. Beton 2/89. p. 47-51.

**APÊNDICE I - PLANILHAS DE RESULTADOS DA ANÁLISE
NUMÉRICA**

Tabela 1.1 - Momento fletor-curvatura (referência)

DADOS DE ENTRADA (MPa e m) :

	$Y_{CG} = x = 0,106368$	
$hf = 0,12$	$h = 0,25$	
$bw = 0,12$	$bf = 0,25$	
	$c2 = 0,02445$	
$Cob. = 1,5 \text{ cm}$	$cl = 0,02755$	
$\langle j \rangle \text{ Est.} = 6,3 \text{ mm}$	$4 = 21,50$	
$\langle j \rangle A_s = 12,5 \text{ mm}^2$	$A_s = 2,454 \text{ cm}^2$	
$\langle j \rangle A' = 6,3 \text{ mm}^2$	$A_s' = 1,248 \text{ cm}^2$	
	$N_k = 0,00$	



Caso a) $8c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

e	& cc	X	Rcc	$8s$	R_s	$8s \gg$	R_{s^*}
0,25	0,054	0,0540	7,766	0,168	8,681	0,030	0,774
0,5	0,109	0,0545	15,675	0,336	17,310	0,060	1,575
1	0,220	0,0550	31,326	0,670	34,517	0,122	3,203
1,5	0,333	0,0555	46,912	1,002	51,622	0,186	4,883
2	0,447	0,0559	62,123	1,333	68,674	0,251	6,589
2,5	0,563	0,0563	77,192	1,662	85,624	0,319	8,347
3	0,682	0,0568	92,328	1,987	102,419	0,389	10,184
3,5	0,802	0,0573	106,968	2,312	119,162	0,460	12,048
4	0,923	0,0577	121,084	2,636	134,970	0,532	13,937
4,5	0,983	0,0546	120,636	3,021	134,970	0,543	14,228
5	1,042	0,0521	120,562	3,407	134,970	0,553	14,493
5,5	1,098	0,0499	120,324	3,796	134,970	0,560	14,679
6	1,152	0,0480	120,075	4,187	134,970	0,565	14,813
6,5	1,206	0,0464	120,120	4,578	134,970	0,570	14,946
7	1,257	0,0449	119,884	4,972	134,970	0,572	15,001
7,5	1,308	0,0436	119,853	5,366	134,970	0,575	15,056
8	1,358	0,0424	119,826	5,760	134,970	0,576	15,085
8,5	1,408	0,0414	119,929	6,155	134,970	0,577	15,114

Caso a) $8c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$ (continuação)

unidades: kN e m

e	& cc	X	Rcc	$8s$	R_s	$8s'$	R_{s^*}
9	1,456	0,0404	119,855	6,552	134,970	0,576	15,091
9,5	1,504	0,0396	119,877	6,949	134,970	0,575	15,067
10	1,552	0,0388	119,974	7,346	134,970	0,574	15,043
10,5	1,599	0,0381	120,004	7,744	134,970	0,572	14,994
11	1,646	0,0374	120,086	8,142	134,970	0,570	14,944
11,5	1,692	0,0368	120,092	8,541	134,970	0,567	14,868
12	1,738	0,0362	120,135	8,940	134,970	0,564	14,792
12,5	1,784	0,0357	120,204	9,339	134,970	0,562	14,716
13	1,830	0,0352	120,291	9,737	134,970	0,559	14,640
13,33	1,861	0,0349	120,419	10,000	134,970	0,557	14,606

Caso b) $8c > 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: KN e m

\hat{O}	8 cc	X	Rcc	8 s	R s	8 s'	R s'
15	2,013	0,0336	120,609	11,334	134,970	0,546	14,310
15,5	2,059	0,0332	120,706	11,733	134,970	0,543	14,234
16	2,105	0,0329	120,798	12,132	134,970	0,540	14,158
16,5	2,151	0,0326	120,883	12,531	134,970	0,537	14,082
17	2,197	0,0323	120,964	12,930	134,970	0,534	14,006
17,5	2,243	0,0320	121,040	13,329	134,970	0,532	13,930
18	2,289	0,0318	121,112	13,727	134,970	0,529	13,854
18,5	2,335	0,0316	121,180	14,126	134,970	0,526	13,778
19	2,381	0,0313	121,244	14,525	134,970	0,523	13,702
19,5	2,427	0,0311	121,305	14,924	134,970	0,520	13,626

Tabela 1.2 - Momento e carregamento de ruína (referência)Caso a) $8c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

e	8 cc	X	Rcc	Z_G	R s	R s'	M	F
0,25	0,054	0,0540	7,766	0,018	8,681	0,077	1,70	3,95
0,5	0,109	0,0545	15,675	0,018	17,310	1,575	3,52	8,19
1	0,220	0,0550	31,326	0,019	34,518	3,203	7,02	16,33
1,5	0,333	0,0555	46,912	0,019	51,622	4,883	10,50	24,42
2	0,447	0,0559	62,123	0,019	68,674	6,589	13,94	32,42
2,5	0,563	0,0563	77,192	0,019	85,624	8,347	17,35	40,34
3	0,682	0,0568	92,328	0,020	102,419	10,184	20,74	48,23
3,5	0,802	0,0573	106,968	0,020	119,162	12,048	24,08	55,99
4	0,923	0,0577	121,084	0,020	134,970	13,937	27,25	63,38
4,5	0,983	0,0546	120,636	0,019	134,970	14,228	27,36	63,63
5	1,042	0,0521	120,562	0,018	134,970	14,493	27,47	63,90
5,5	1,098	0,0499	120,324	0,018	134,970	14,679	27,55	64,08
6	1,152	0,0480	120,075	0,017	134,970	14,813	27,62	64,23
6,5	1,206	0,0464	120,120	0,016	134,970	14,946	27,69	64,41
7	1,257	0,0449	119,884	0,016	134,970	15,002	27,74	64,50
7,5	1,308	0,0436	119,853	0,016	134,970	15,057	27,79	64,62
8	1,358	0,0424	119,826	0,015	134,970	15,085	27,83	64,72
8,5	1,408	0,0414	119,929	0,015	134,970	15,114	27,88	64,84
9	1,456	0,0404	119,855	0,015	134,970	15,091	27,91	64,90
9,5	1,504	0,0396	119,877	0,014	134,970	15,067	27,94	64,97
10	1,552	0,0388	119,974	0,014	134,970	15,043	27,97	65,06
10,5	1,599	0,0381	120,004	0,014	134,970	14,994	28,00	65,11
11	1,646	0,0374	120,086	0,014	134,970	14,944	28,03	65,18
11,5	1,692	0,0368	120,092	0,013	134,970	14,868	28,04	65,22
12	1,738	0,0362	120,135	0,013	134,970	14,792	28,06	65,26
12,5	1,784	0,0357	120,204	0,013	134,970	14,716	28,08	65,30
13	1,830	0,0352	120,291	0,013	134,970	14,716	28,10	65,35
13,33	1,860	0,0349	120,319	0,013	134,970	14,716	28,11	65,38

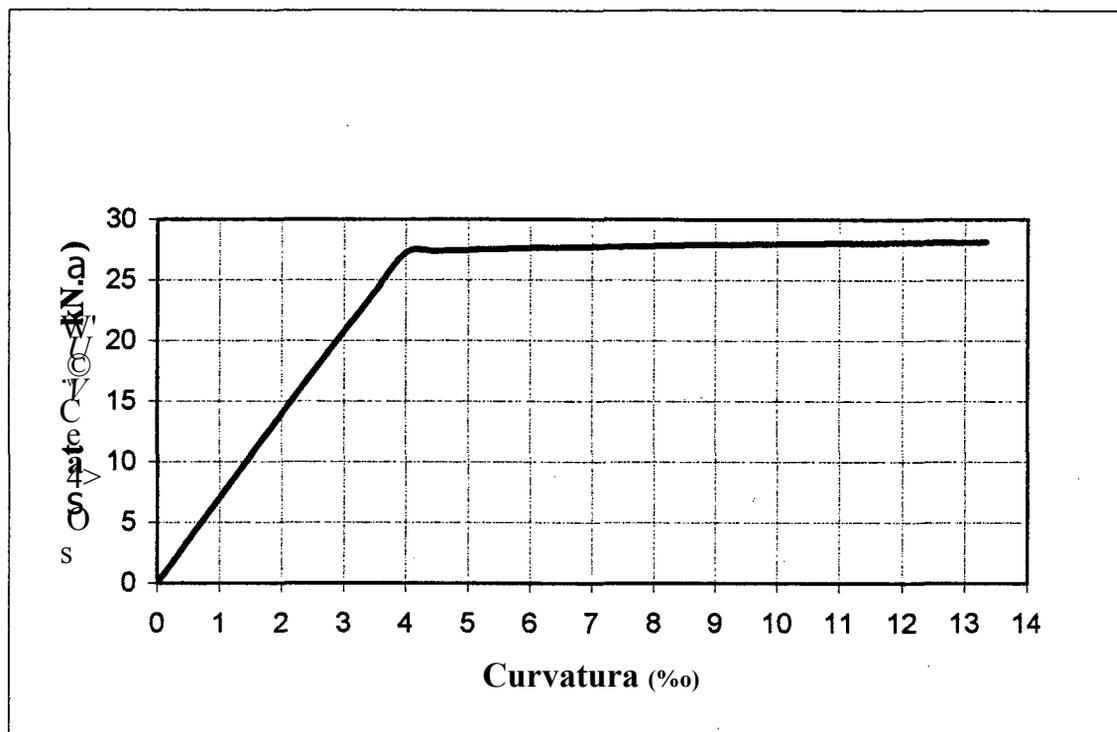


Figura LI - Diagrama de momento fletor-curvatura da viga de referência

Tabela 1.4 - Momento e carregamento de ruína (fita de PRFC inserida)Caso a) $\epsilon_c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	ϵ_{cc}	X	R _{cc}	Z _G	R _s	R _{s'}	R _r	M	P
0,25	0,058	0,0580	8,953	0,019	8,475	0,879	1,257	1,93	4,50
0,5	0,116	0,0580	17,732	0,019	16,950	1,759	2,515	3,85	8,96
1	0,235	0,0588	35,651	0,020	33,796	3,570	5,009	7,70	17,90
1,5	0,353	0,0588	52,531	0,020	50,591	5,407	7,494	11,45	26,62
2	0,475	0,0594	69,795	0,020	67,231	7,323	9,950	15,20	35,35
2,5	0,599	0,0599	86,801	0,021	83,769	9,291	12,385	18,91	43,98
3	0,726	0,0605	103,760	0,021	100,151	11,338	14,791	22,59	52,53
3,5	0,855	0,0611	120,334	0,021	116,431	13,437	17,177	26,22	60,97
4	0,986	0,0616	136,463	0,022	132,607	15,589	19,543	29,47	68,54
4,074	1,006	0,0617	138,919	0,022	134,970	15,923	19,887	30,31	70,49
4,5	1,071	0,0595	140,690	0,021	134,970	16,535	22,364	30,80	71,64
5	1,147	0,0574	142,990	0,020	134,970	17,245	25,275	31,38	72,98
5,5	1,222	0,0555	145,266	0,020	134,970	17,929	28,195	31,94	74,29
6	1,296	0,0540	147,456	0,019	134,970	18,587	31,126	32,49	75,55
6,5	1,370	0,0527	149,708	0,019	134,970	19,245	34,056	33,02	76,80
7	1,444	0,0516	151,970	0,019	134,970	19,902	36,986	33,55	78,03
7,5	1,519	0,0506	154,371	0,018	134,970	20,586	39,907	34,09	79,27
8	1,593	0,0498	156,539	0,018	134,970	21,244	42,837	34,59	80,45
8,5	1,668	0,0491	158,781	0,018	134,970	21,928	45,758	35,10	81,64
9	1,744	0,0484	161,061	0,018	134,970	22,638	48,668	35,61	82,82
9,5	1,820	0,0479	163,205	0,018	134,970	23,349	51,579	36,11	83,97
10	1,897	0,0474	165,338	0,018	134,970	24,085	54,480	36,60	85,11
10,5	1,975	0,0470	167,436	0,018	134,970	24,848	57,371	37,08	86,23

Caso b) $\epsilon_c > 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	ϵ_{cc}	X	R _{cc}	Z _G	R _s	R _{s'}	R _r	M	P
ii	2,055	0,0467	169,598	0,0176	134,970	25,663	60,242	37,56	87,35
11,5	2,135	0,0464	171,572	0,0176	134,970	26,478	63,113	38,03	88,44
12	2,217	0,0462	173,605	0,0176	134,970	27,345	65,964	38,50	89,53
12,5	2,300	0,0460	175,583	0,0177	134,970	28,239	68,805	38,96	90,61
13	2,384	0,0458	177,513	0,0178	134,970	29,159	71,636	39,42	91,67
13,5	2,468	0,0457	179,299	0,0178	134,970	30,079	74,468	39,86	92,71
14	2,554	0,0456	181,150	0,0179	134,970	31,051	77,279	40,31	93,75
14,136	2,578	0,0456	181,689	0,0179	134,970	31,333	78,034	40,44	94,04

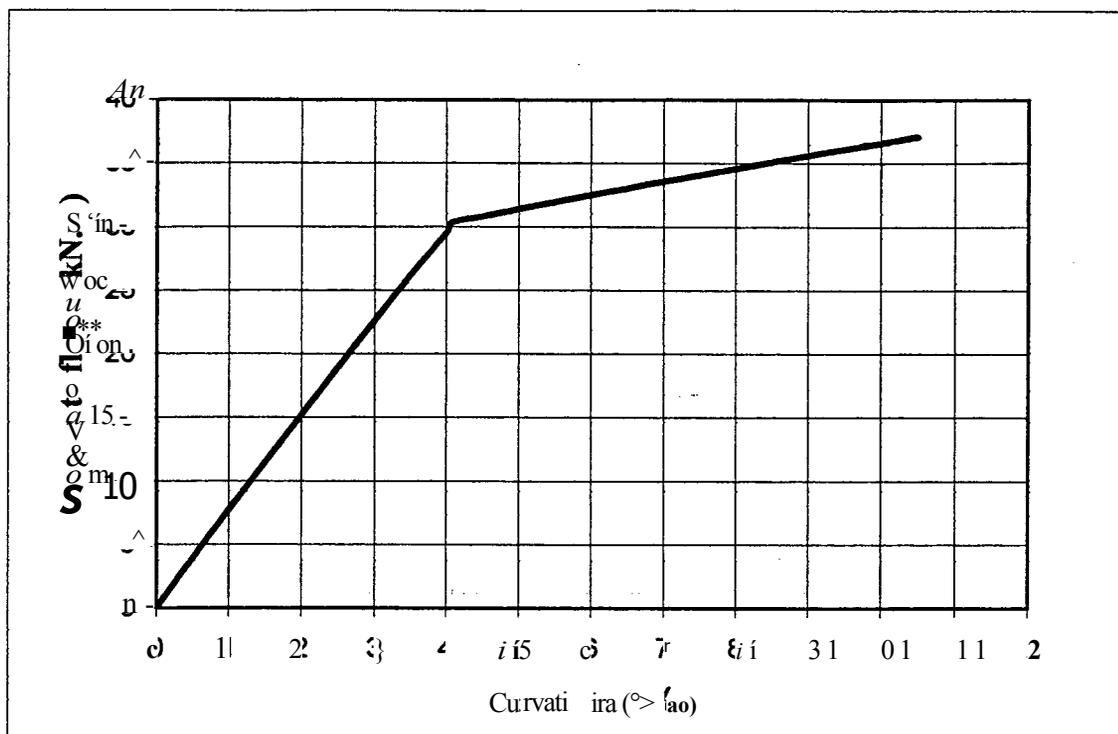
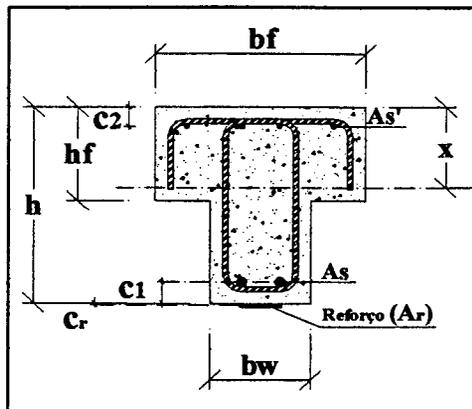


Figura L2 - Diagrama de momento fletor-curvatura da viga com PRFC inserido (FCI3)

Tabela 1.5 - Momento fletor-curvatura (1 fita de PRFC colada)

DADOS DE ENTRADA (MPa e m):

	$Y_{co=x} = 0,108412$	
hf= 0,12	h = 0,25	
bw= 0,12	bf= 0,25	
	c2= 0,02445	
Cob.=1,5 cm	cl = 0,02755	
(j) Est.=6,3 mm	$\xi = 21,50$	
(j) $A_s=12,5 \text{ mm}$	$A_s = 2,454 \text{ cm}^2$	
(j) $A_s'=6,3 \text{ mm}$	$A_s' = 1,248 \text{ cm}^2$	
	$N_k = 0,00$	



Reforço:

$$c_r = 0,0006$$

$$A_r = 0,60$$

Caso a $\xi \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	8 cc	X	Rcc	8 s	Rs	8 s'	Rs'	8 r	R r
0,25	0,059	0,0590	9,263	0,163	8,423	0,035	0,905	0,191	1,892
0,5	0,119	0,0595	18,651	0,326	16,795	0,070	1,837	0,381	3,775
1	0,240	0,0600	37,152	0,650	33,487	0,142	3,727	0,761	7,530
1,5	0,364	0,0607	55,747	0,971	50,024	0,217	5,695	1,137	11,255
2	0,489	0,0611	73,783	1,291	66,510	0,293	7,689	1,512	14,970
2,5	0,617	0,0617	91,789	1,608	82,841	0,373	9,762	1,884	18,656
3	0,747	0,0623	109,412	1,922	99,069	0,454	11,888	2,255	22,322
3,5	0,880	0,0629	126,854	2,234	115,142	0,538	14,092	2,622	25,959
4	1,017	0,0636	144,281	2,542	131,010	0,626	16,401	2,985	29,556
4,5	1,114	0,0619	150,886	2,890	134,970	0,674	17,662	3,389	33,548
5	1,197	0,0599	154,123	3,252	134,970	0,708	18,555	3,806	37,678
5,5	1,279	0,0581	157,235	3,615	134,970	0,741	19,423	4,224	41,818
6	1,362	0,0568	160,572	3,977	134,970	0,775	20,316	4,641	45,948
6,5	1,445	0,0556	163,851	4,339	134,970	0,809	21,210	5,058	50,079
7	1,528	0,0546	167,027	4,701	134,970	0,843	22,104	5,476	54,209
7,5	1,612	0,0537	170,244	5,062	134,970	0,879	23,024	5,892	58,329
8	1,697	0,0530	173,453	5,421	134,970	0,915	23,970	6,307	62,440
8,5	1,783	0,0524	176,614	5,780	134,970	0,952	24,942	6,721	66,541
9	1,870	0,0519	179,692	6,138	134,970	0,990	25,941	7,134	70,631
9,5	1,958	0,0515	182,657	6,495	134,970	1,029	26,965	7,547	74,712

Caso b $\xi > 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	8 cc	X	Rcc	8 s	Rs	8 s'	Rs'	8 r	R r
10	2,048	0,0512	185,617	6,850	134,970	1,070	28,043	7,957	78,773
10,5	2,140	0,0510	188,552	7,203	134,970	1,113	29,172	8,365	82,815
11	2,234	0,0508	191,464	7,554	134,970	1,158	30,354	8,771	86,836
11,5	2,329	0,0506	194,240	7,904	134,970	1,204	31,562	9,177	90,848
12	2,426	0,0505	197,009	8,252	134,970	1,252	32,823	9,580	94,840
12,5	2,524	0,0505	199,663	8,599	134,970	1,302	34,110	9,982	98,822
13	2,624	0,0505	202,321	8,943	134,970	1,353	35,449	10,382	102,785
13,5	2,725	0,0505	204,880	9,287	134,970	1,405	36,814	10,782	106,737
14	2,828	0,0505	207,449	9,629	134,970	1,459	38,232	11,179	110,670
14,5	2,932	0,0506	209,934	9,970	134,970	1,514	39,676	11,575	114,593
14,54	2,940	0,0505	210,052	10,000	134,970	1,518	39,776	11,610	114,939
15	3,037	0,0506	212,342	10,310	134,970	1,570	41,147	11,970	118,506

Caso b $8c > 0,2\%$ e $X \leq h$ (continuação)

unidades: kN e m

e	8 cc	X	Rcc	8 s	R s	8 s'	Rs'	8 r	R r
15,5	3,143	0,0507	214,682	10,649	134,970	1,627	42,643	12,365	122,409
16	3,251	0,0508	217,044	10,986	134,970	1,686	44,192	12,757	126,292
16,5	3,360	0,0509	219,343	11,322	134,970	1,746	45,767	13,148	130,166
17	3,470	0,0510	221,587	11,657	134,970	1,807	47,368	13,538	134,029
17,13	3,500	0,0511	222,207	11,746	134,970	1,824	47,811	13,642	135,060

Tabela 1.6 - Momento e carregamento de ruína (1 fita de PRFC colada)Caso a $8c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	8 cc	X	Rcc	Z _G	R s	Rs*	R r	M	P
0,25	0,059	0,0590	9,2632	0,0197	8,423	0,905	1,892	2,13	4,95
0,5	0,119	0,0595	18,6514	0,0199	16,795	1,837	3,775	4,26	9,90
1	0,240	0,0600	37,1520	0,0202	33,487	3,727	7,530	8,48	19,72
1,5	0,364	0,0607	55,7468	0,0205	50,024	5,695	11,255	12,68	29,49
2	0,489	0,0611	73,7828	0,0208	66,510	7,689	14,970	16,82	39,12
2,5	0,617	0,0617	91,7893	0,0212	82,841	9,762	18,656	20,93	48,67
3	0,747	0,0623	109,4119	0,0215	99,069	11,888	22,322	24,98	58,09
3,5	0,88	0,0629	126,8541	0,0219	115,142	14,092	25,959	28,99	67,41
4	1,017	0,0636	144,2813	0,0223	131,010	16,401	29,556	32,95	76,62
4,5	1,114	0,0619	150,8859	0,0218	134,970	17,662	33,548	34,71	80,73
5	1,197	0,0599	154,1232	0,0212	134,970	18,555	37,678	35,75	83,14
5,5	1,279	0,0581	157,2351	0,0207	134,970	19,423	41,818	36,76	85,49
6	1,362	0,0568	160,5724	0,0203	134,970	20,316	45,948	37,78	87,86
6,5	1,445	0,0556	163,8506	0,0200	134,970	21,210	50,079	38,78	90,19
7	1,528	0,0546	167,0274	0,0197	134,970	22,104	54,209	39,77	92,48
7,5	1,612	0,0537	170,2443	0,0196	134,970	23,024	58,329	40,75	94,76
8	1,697	0,0530	173,4532	0,0194	134,970	23,970	62,440	41,72	97,02
8,5	1,783	0,0524	176,6138	0,0193	134,970	24,942	66,541	42,68	99,26
9	1,870	0,0519	179,6917	0,0193	134,970	25,941	70,631	43,63	101,46
9,5	1,958	0,0515	182,6566	0,0193	134,970	26,965	74,712	44,56	103,64

Caso b $8c > 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	8 cc	X	Rcc	Z _G	R s	Rs'	R r	M	P
10	2,048	0,0512	185,617	0,0193	134,970	28,043	78,773	45,49	105,79
10,5	2,140	0,0510	188,552	0,0193	134,970	29,172	82,815	46,41	107,93
11	2,234	0,0508	191,464	0,0194	134,970	30,354	86,836	47,33	110,06
11,5	2,329	0,0506	194,240	0,0195	134,970	31,562	90,848	48,23	112,15
12	2,426	0,0505	197,009	0,0196	134,970	32,823	94,840	49,12	114,24
12,5	2,524	0,0505	199,663	0,0198	134,970	34,110	98,822	50,01	116,29
13	2,624	0,0505	202,321	0,0199	134,970	35,449	102,275	50,82	118,18
13,5	2,725	0,0505	204,880	0,0201	134,970	36,814	106,737	51,76	120,38
14	2,828	0,0505	207,449	0,0202	134,970	38,232	110,670	52,63	122,40
14,5	2,932	0,0506	209,934	0,0204	134,970	39,676	114,593	53,50	124,42
14,54	2,940	0,0505	210,052	0,0204	134,970	39,776	114,939	53,57	124,57
15	3,037	0,0506	212,342	0,0205	134,970	41,147	118,506	54,36	126,41
15,5	3,143	0,0507	214,682	0,0207	134,970	42,643	122,409	55,21	128,39
16	3,251	0,0508	217,044	0,0209	134,970	44,192	126,292	56,06	130,38
16,5	3,360	0,0509	219,343	0,0210	134,970	45,767	130,166	56,91	132,35
17	3,470	0,0510	221,587	0,0212	134,970	47,368	134,029	57,75	134,31
17,13	3,500	0,0511	222,207	0,0212	134,970	47,811	135,060	57,98	134,84

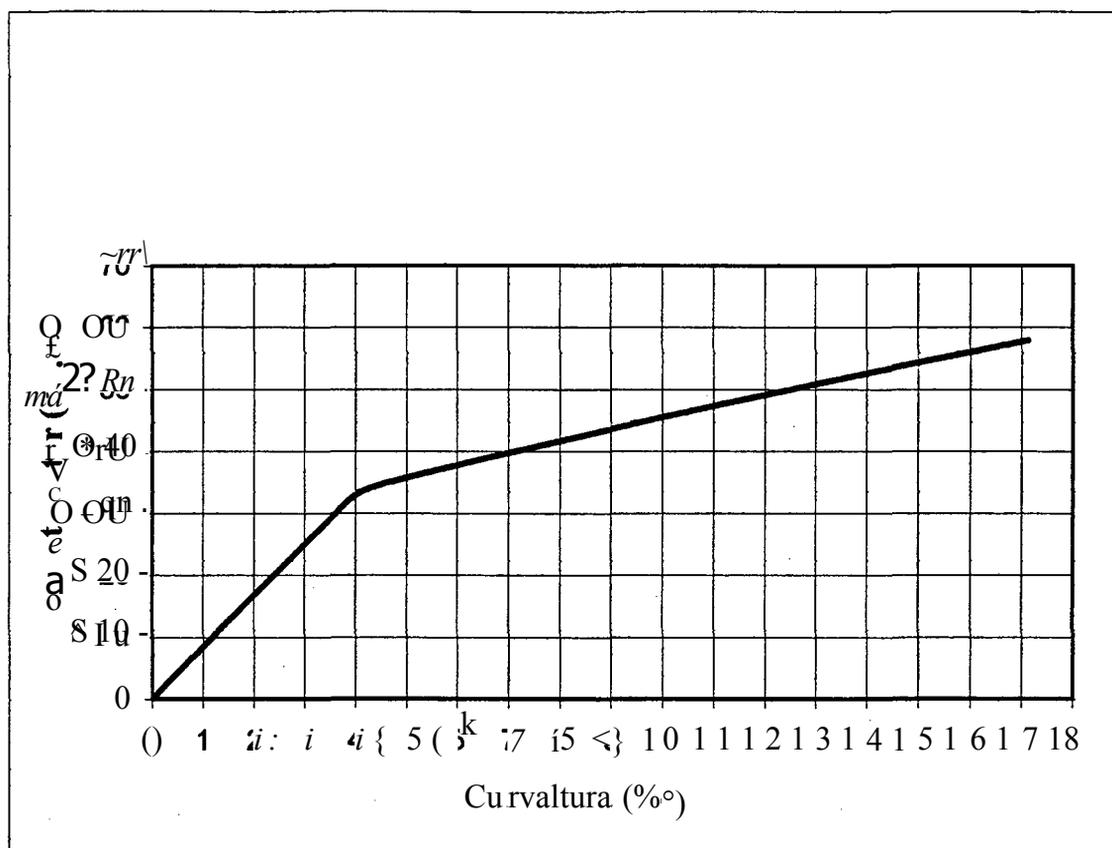
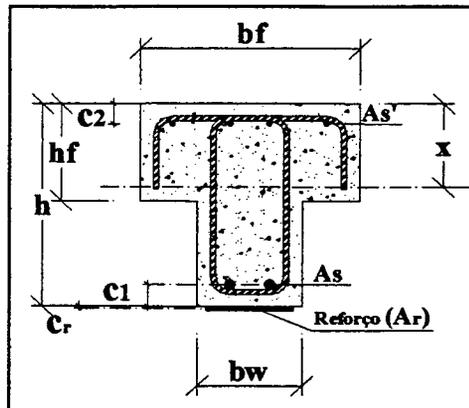


Figura 13 - Diagrama de momento fletor-curvatura das vigas reforçadas com uma fita de PRFC colada

Tabela 1.7 - Momento fletor-curvatura (2 fitas de PRFC coladas)

DADOS DE ENTRADA (MPa e m) :

	$Y_{co} = x = 0,108827$
hf= 0,12	h = 0,25
bw= 0,12	bf= 0,25
	c2 = 0,02445
Cob.=1,5ctn	cl = 0,02755
<I> Est.=6,3 mm	4= 21,50
<J> A _s =12,5 mm	A _s = 2,454
<K> A _s '=6,3 mm	A _s ' = 1,248
	N _k = 0,00



Reforço:

$$c_r = 0,0006$$

$$A_r = 1,20$$

Caso a $8c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	8 cc	X	Rcc	8 s	Rs	8 s'	R s'	8 r	Rr
0,25	0,057	0,0680	10,318	0,154	7,959	0,044	1,141	0,182	3,607
0,5	0,128	0,0640	21,546	0,317	16,331	0,079	2,073	0,372	7,372
1	0,259	0,0648	43,125	0,631	32,508	0,161	4,225	0,742	14,684
1,5	0,391	0,0652	64,015	0,944	48,633	0,244	6,403	1,110	21,977
2	0,527	0,0659	85,105	1,253	64,551	0,331	8,685	1,474	29,190
2,5	0,665	0,0665	105,676	1,560	80,367	0,421	11,020	1,837	36,365
3	0,806	0,0672	125,947	1,863	96,028	0,513	13,434	2,196	43,479
3,5	0,951	0,0679	146,095	2,163	111,484	0,609	15,953	2,551	50,515
4	1,099	0,0687	165,713	2,460	126,784	0,708	18,550	2,904	57,492
4,5	1,228	0,0682	179,070	2,776	134,970	0,788	20,649	3,275	64,844
5	1,332	0,0666	185,484	3,117	134,970	0,843	22,093	3,671	72,690
5,5	1,437	0,0653	191,840	3,457	134,970	0,899	23,564	4,066	80,516
6	1,544	0,0643	198,256	3,795	134,970	0,957	25,086	4,460	88,302
6,5	1,652	0,0635	204,425	4,132	134,970	1,016	26,635	4,852	96,069
7	1,762	0,0629	210,481	4,467	134,970	1,077	28,236	5,242	103,796
7,5	1,875	0,0625	216,522	4,799	134,970	1,142	29,916	5,629	111,464
8	1,991	0,0622	222,447	5,127	134,970	1,209	31,675	6,014	119,073

Caso b $8c > 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

0	8 cc	X	Rcc	8 s	Rs	8 s'	R s'	8 r	Rr
8,5	2,110	0,0621	228,174	5,453	134,970	1,279	33,512	6,395	126,622
9	2,232	0,0620	233,713	5,776	134,970	1,352	35,428	6,773	134,112
9,5	2,357	0,0620	239,093	6,096	134,970	1,428	37,422	7,149	141,543
10	2,485	0,0621	244,339	6,413	134,970	1,507	39,495	7,521	148,915
10,5	2,616	0,0623	249,468	6,727	134,970	1,589	41,647	7,890	156,227
11	2,750	0,0625	254,498	7,038	134,970	1,674	43,877	8,257	163,480
11,5	2,887	0,0628	259,441	7,346	134,970	1,762	46,186	8,620	170,674
12	3,026	0,0630	264,196	7,652	134,970	1,852	48,548	8,981	177,829
12,5	3,168	0,0634	268,893	7,955	134,970	1,946	50,988	9,340	184,924
13	3,312	0,0637	273,436	8,255	134,970	2,041	53,480	9,696	191,979
13,5	3,459	0,0641	277,941	8,553	134,970	2,139	56,051	10,049	198,976
13,64	3,500	0,0641	279,127	8,637	134,970	2,166	56,767	10,148	200,938

Tabela 1.8 - Momento e carregamento de ruína (2 fitas de PRFC coladas)Caso a $8c \leq 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

θ	$8c$	X	Rcc	Z_G	R_s	R_{s^*}	Rr	M	P
0,25	0,057	0,0570	8,6487	0,0190	7,959	1,141	3,607	2,29	5,32
0,5	0,128	0,0640	21,5463	0,0214	16,331	2,073	7,372	4,96	11,53
1	0,259	0,0648	43,1245	0,0218	32,508	4,225	14,684	9,88	22,99
1,5	0,391	0,0652	64,0155	0,0221	48,633	6,403	21,977	14,73	34,26
2	0,527	0,0659	85,1048	0,0225	64,551	8,685	29,190	19,55	45,47
2,5	0,665	0,0665	105,6757	0,0229	80,367	11,020	36,365	24,30	56,52
3	0,806	0,0672	125,9471	0,0233	96,028	13,434	43,479	28,99	67,41
3,5	0,951	0,0679	146,0951	0,0237	111,484	15,953	50,515	33,61	78,16
4	1,099	0,0687	165,7133	0,0242	126,784	18,550	57,492	38,15	88,72
4,5	1,228	0,0682	179,0696	0,0242	134,970	20,649	64,844	41,42	96,34
5	1,332	0,0666	185,4840	0,0238	134,970	22,093	72,690	43,28	100,65
5,5	1,437	0,0653	191,8397	0,0235	134,970	23,564	80,516	45,11	104,91
6	1,544	0,0643	198,2557	0,0233	134,970	25,086	88,302	46,93	109,13
6,5	1,652	0,0635	204,4248	0,0232	134,970	26,635	96,069	48,71	113,28
7	1,762	0,0629	210,4805	0,0232	134,970	28,236	103,796	50,47	117,36
7,5	1,875	0,0625	216,5222	0,0232	134,970	29,916	111,464	52,20	121,40
8	1,991	0,0622	222,4466	0,0233	134,970	31,675	119,073	53,91	125,38

Caso b $8c > 0,2\%$ e $X \leq h$

unidades: kN e m

θ	$8c$	X	Rcc	Z_G	R_s	$R_{s'}$	Rr	M	P
8,5	2,110	0,0621	228,174	0,0235	134,970	33,512	126,622	55,59	129,27
9	2,232	0,0620	233,713	0,0237	134,970	35,428	134,112	57,23	133,09
9,5	2,357	0,0620	239,093	0,0240	134,970	37,422	141,543	58,85	136,86
10	2,485	0,0621	244,339	0,0243	134,970	39,495	148,915	60,44	140,57
10,5	2,616	0,0623	249,468	0,0246	134,970	41,647	156,227	62,02	144,23
11	2,750	0,0625	254,498	0,0249	134,970	43,877	163,480	63,58	147,86
11,5	2,887	0,0628	259,441	0,0252	134,970	46,186	170,674	65,12	151,44
12	3,026	0,0630	264,196	0,0256	134,970	48,548	177,829	66,64	154,98
12,5	3,168	0,0634	268,893	0,0259	134,970	50,988	184,924	68,15	158,50
13	3,312	0,0637	273,436	0,0262	134,970	53,480	191,979	69,65	161,97
13,5	3,459	0,0641	277,941	0,0266	134,970	56,051	198,976	71,13	165,42
13,64	3,500	0,0641	279,127	0,0267	134,970	56,767	200,938	71,54	166,38

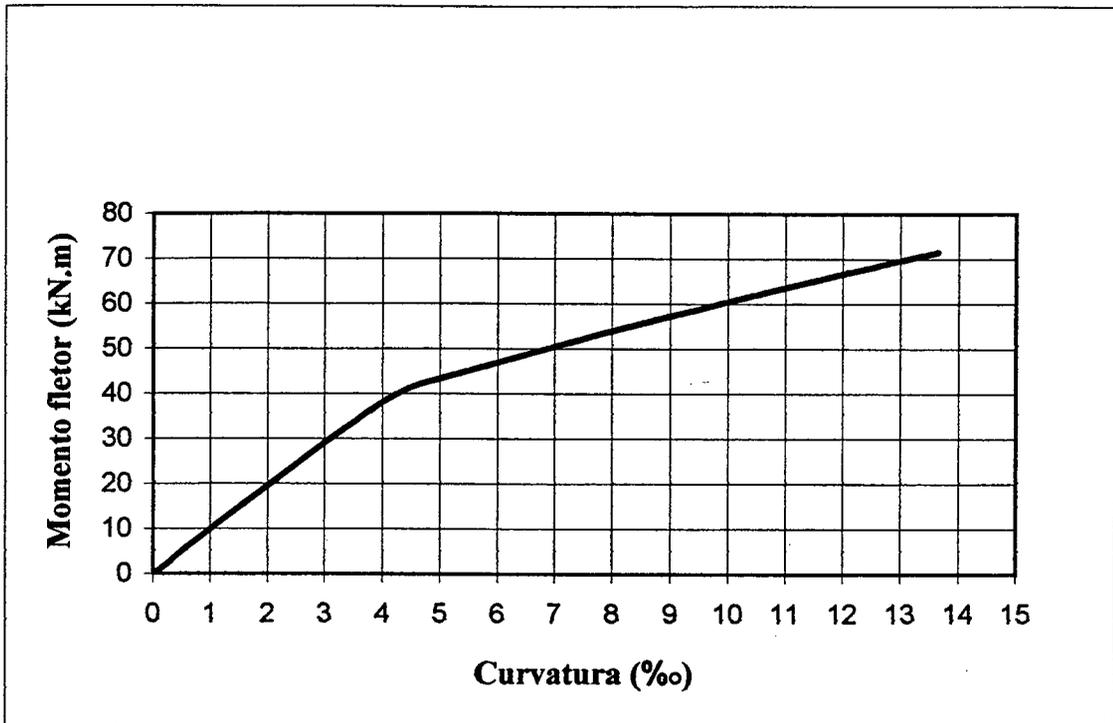


Figura L4 - Diagrama de momento fletor-curvatura da viga reforçada com duas fitas de PRFC coladas (MFC4)

Tabela 1.9 - Deslocamentos no meio do tramo (referência)

x (estádio I) =	10,64	cm
x (estádio D) =	5,47	cm
I (estádio I) =	25622,27	cm ⁴
I (estádio II) =	8399,30	cm ⁴
Ecm =	240000,00	Kgf/cm ²
Ecm(sec) =	218000,00	Kgffcm ²
Es =	2100000,00	Kgffcm ²
Mr =	5,91	kN.m

	FORÇA (kN)	Xeq (cm)	III(cm4)	leg (cm4)	DESLOCAMENTO (mm)
1		10,64		25622,27	0,050
2		10,64		25622,27	0,100
3		10,64		25622,27	0,150
4		10,64		25622,27	0,200
5		10,64		25622,27	0,250
6		10,64		25622,27	0,300
7		10,64		25622,27	0,350
8		10,64		25622,27	0,400
9		10,64		25622,27	0,450
10		10,64		25622,27	0,500
11		10,64		25622,27	0,550
12		10,64		25622,27	0,600
13		10,64		25622,27	0,650
14		10,64		25622,27	0,700
15		9,62	11976,98	21648,55	0,978
16		9,00	10921,53	19316,35	1,169
17		8,51	10219,69	17500,91	1,370
18		8,10	9739,93	16066,69	1,581
19		7,77	9403,99	14918,65	1,797
20		7,49	9163,73	13988,83	2,017
21		7,26	8988,66	13227,75	2,240
22		7,06	8858,94	12598,80	2,464
23		6,90	8761,38	12074,51	2,687
24		6,75	8687,00	11633,98	2,910
25		6,63	8629,61	11261,14	3,132
26		6,52	8584,82	10943,47	3,352
27		6,42	8549,51	10671,12	3,570
28		6,34	8521,41	10436,30	3,785
29		6,27	8498,85	10232,76	3,998
30		6,20	8480,60	10055,46	4,209
31		6,15	8465,72	9900,30	4,418
32		6,09	8453,51	9763,93	4,624
33		6,05	8443,42	9643,60	4,828
34		6,01	8435,03	9537,00	5,030
35		5,97	8428,02	9442,25	5,229
36		5,93	8422,13	9357,73	5,427
37		5,90	8417,16	9282,10	5,624
38		5,88	8412,94	9214,22	5,818

FORÇA (kN)	X _{eq} (cm)	III (cm ⁴)	leg (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
39	5,85	8409,34	9153,13	6,011
40	5,83	8406,27	9097,99	6,203
41	5,81	8403,62	9048,11	6,393
42	5,79	8401,34	9002,86	6,582
43	5,77	8399,36	8961,72	6,769
44	5,75	8397,65	8924,24	6,956
45	5,74	8396,15	8890,02	7,141
46	5,72	8394,85	8858,70	7,326
47	5,71	8393,70	8830,00	7,509
48	5,70	8392,69	8803,64	7,692
49	5,68	8391,80	8779,38	7,874
50	5,67	8391,02	8757,03	8,055
51	5,66	8390,32	8736,40	8,236
52	5,65	8389,70	8717,32	8,416
53	5,65	8389,15	8699,66	8,595
54	5,64	8388,66	8683,28	8,774
55	5,63	8388,22	8668,07	8,952
56	5,62	8387,83	8653,93	9,129
57	5,62	8387,47	8640,76	9,307
58	5,61	8387,15	8628,48	9,483
59	5,60	8386,87	8617,03	9,660
60	5,60	8386,61	8606,32	9,836
61	5,59	8386,37	8596,31	10,011
62	5,59	8386,16	8586,93	10,186
63	5,58	8385,97	8578,13	10,361
64	5,58	8385,80	8569,88	10,536
65	5,58	8385,64	8562,13	10,710

**Tabela 1.10 - Deslocamentos no meio do tramo
(Fita de PRFC inserida)**

x (estádio I) =	10,70	cm
x (estádio II) =	5,68	cm
I (estádio I) =	25877,56	cm ⁴
I (estádio II) =	8453,13	cm ⁴
Ecm =	240000,00	Kgf7cm ²
Ecm(sec) =	218000,00	Kgfi'cm ²
Es =	2100000,00	Kgf7cm ²
Mr =	6,00	kN.m

FORÇA (kN)	Xeq (cm)	I _n (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
1	10,70		25877,56
2	10,70		25877,56
3	10,70		25877,56
4	10,70		25877,56
5	10,70		25877,56
6	10,70		25877,56
7	10,70		25877,56
8	10,70		25877,56
9	10,70		25877,56
10	10,70		25877,56
11	10,70		25877,56
12	10,70		25877,56
13	10,70		25877,56
14	10,70		25877,56
15	9,87	12476,11	23263,75
16	9,25	11340,10	20982,31
17	8,75	10583,56	19040,68
18	8,34	10065,75	17431,42
19	8,00	9702,77	16109,35
20	7,72	9442,93	15024,01
21	7,49	9253,43	14130,17
22	7,29	9112,93	13390,28
23	7,12	9007,20	12774,14
24	6,98	8926,55	12257,82
25	6,85	8864,28	11822,40
26	6,74	8815,67	11452,95
27	6,65	8777,34	11137,59
28	6,56	8746,82	10866,89
29	6,49	8722,32	10633,27
30	6,42	8702,49	10430,64
31	6,37	8686,32	10254,04
32	6,31	8673,04	10099,44
33	6,27	8662,07	9963,52
34	6,23	8652,95	9843,54
35	6,19	8645,33	9737,24
36	6,15	8638,93	9642,72
37	6,12	8633,52	9558,39
38	6,09	8628,93	9482,92

FORÇA (kN)	$I_{Xe}q$ (cm)	I_n (cm ⁴)	leg (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
39	6,07	8625,02	9415,16	5,844
40	6,04	8621,67	9354,16	6,033
41	6,02	8618,79	9299,10	6,220
42	6,00	8616,31	9249,26	6,406
43	5,99	8614,16	9204,04	6,591
44	5,97	8612,29	9162,92	6,775
45	5,95	8610,66	9125,45	6,957
46	5,94	8609,24	9091,22	7,138
47	5,93	8607,99	9059,89	7,319
48	5,91	8606,90	9031,16	7,498
49	5,90	8605,93	9004,76	7,677
50	5,89	8605,07	8980,47	7,855
51	5,88	8604,32	8958,08	8,032
52	5,87	8603,64	8937,40	8,208
53	5,86	8603,05	8918,27	8,384
54	5,85	8602,51	8900,56	8,559
55	5,85	8602,03	8884,12	8,734
56	5,84	8601,60	8868,86	8,908
57	5,83	8601,22	8854,66	9,082
58	5,83	8600,87	8841,43	9,255
59	5,82	8600,56	8829,10	9,428
60	5,81	8600,28	8817,58	9,600
61	5,81	8600,02	8806,82	9,772
62	5,80	8599,79	8796,75	9,943
63	5,80	8599,58	8787,31	10,115
64	5,80	8599,39	8778,46	10,286
65	5,79	8599,22	8770,15	10,456
66	5,79	8599,06	8762,34	10,627
67	5,78	8598,92	8754,99	10,797
68	5,78	8598,79	8748,08	10,966
69	5,78	8598,67	8741,56	11,136
70	5,77	8598,56	8735,41	11,305

Tabela 1.11 - Deslocamentos no meio do tramo
(1 fita de PRFC colada)

x (estádio I) =	10,77	cm
x (estádio II) =	5,97	cm
I (estádio I) =	26584,47	cm ⁴
I (estádio II) =	10118,05	cm ⁴
Ecm =	240000,00	Kgf7cm ²
Ecm(sec) =	218000,00	Kgfi'cm ²
Es =	2100000,00	Kgf7cm ²
Mr =	6,19	kN.m

FORÇA (kN)	Xeq (cm)	I _o (cm ⁴)	I _{leg} (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
1	10,77		26584,47	0,048
2	10,77		26584,47	0,096
3	10,77		26584,47	0,145
4	10,77		26584,47	0,193
5	10,77		26584,47	0,241
6	10,77		26584,47	0,289
7	10,77		26584,47	0,337
8	10,77		26584,47	0,386
9	10,77		26584,47	0,434
10	10,77		26584,47	0,482
11	10,77		26584,47	0,530
12	10,77		26584,47	0,578
13	10,77		26584,47	0,627
14	10,77		26584,47	0,675
15	10,30	14415,04	25171,34	0,841
16	9,66	13164,65	22938,22	0,984
17	9,14	12332,10	20985,90	1,143
18	8,72	11762,36	19343,93	1,313
19	8,37	11363,03	17983,08	1,491
20	8,08	11077,20	16859,65	1,674
21	7,84	10868,77	15931,01	1,860
22	7,63	10714,25	15160,37	2,047
23	7,46	10597,96	14517,52	2,235
24	7,31	10509,27	13978,15	2,422
25	7,18	10440,80	13522,92	2,608
26	7,07	10387,35	13136,41	2,792
27	6,97	10345,20	12806,37	2,974
28	6,88	10311,64	12522,98	3,154
29	6,80	10284,70	12278,37	3,332
30	6,74	10262,89	12066,18	3,508
31	6,68	10245,12	11881,24	3,681
32	6,62	10230,52	11719,33	3,852
33	6,57	10218,46	11576,98	4,021
34	6,53	10208,43	11451,34	4,189
35	6,49	10200,05	11340,02	4,354
36	6,46	10193,01	11241,05	4,518
37	6,42	10187,06	11152,75	4,680
38	6,39	10182,01	11073,72	4,841

FORÇA (kN)	Xeq (cm)	I n (cm ⁴)	leg (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
39	6,37	10177,71	11002,79	5,001
40	6,34	10174,03	10938,93	5,159
41	6,32	10170,86	10881,29	5,316
42	6,30	10168,13	10829,12	5,472
43	6,28	10165,77	10781,79	5,627
44	6,26	10163,71	10738,76	5,781
45	6,25	10161,92	10699,54	5,934
46	6,23	10160,36	10663,71	6,086
47	6,22	10158,99	10630,93	6,237
48	6,21	10157,78	10600,87	6,388
49	6,19	10156,72	10573,26	6,538
50	6,18	10155,78	10547,84	6,688
51	6,17	10154,94	10524,41	6,837
52	6,16	10154,20	10502,78	6,985
53	6,15	10153,54	10482,77	7,133
54	6,15	10152,95	10464,24	7,280
55	6,14	10152,43	10447,05	7,427
56	6,13	10151,96	10431,09	7,574
57	6,12	10151,53	10416,23	7,720
58	6,12	10151,15	10402,40	7,866
59	6,11	10150,81	10389,50	8,012
60	6,11	10150,50	10377,46	8,157
61	6,10	10150,22	10366,20	8,302
62	6,09	10149,96	10355,67	8,447
63	6,09	10149,73	10345,80	8,591
64	6,09	10149,52	10336,54	8,735
65	6,08	10149,33	10327,86	8,879
66	6,08	10149,16	10319,69	9,023
67	6,07	10149,00	10312,01	9,166
68	6,07	10148,85	10304,78	9,310
69	6,07	10148,72	10297,97	9,453
70	6,06	10148,60	10291,54	9,596
71	6,06	10148,49	10285,48	9,739
72	6,06	10148,38	10279,74	9,881
73	6,05	10148,29	10274,33	10,024
74	6,05	10148,20	10269,20	10,166
75	6,05	10148,12	10264,34	10,309
76	6,04	10148,05	10259,74	10,451
77	6,04	10147,98	10255,38	10,593
78	6,04	10147,92	10251,24	10,735
79	6,04	10147,86	10247,31	10,876
80	6,04	10147,80	10243,57	11,018
81	6,03	10147,75	10240,02	11,160
82	6,03	10147,71	10236,63	11,301
83	6,03	10147,66	10233,42	11,443
84	6,03	10147,62	10230,35	11,584
85	6,03	10147,58	10227,43	11,725
86	6,02	10147,55	10224,64	11,866
87	6,02	10147,52	10221,98	12,007
88	6,02	10147,49	10219,44	12,149
89	6,02	10147,46	10217,01	12,289
90	6,02	10147,43	10214,69	12,430

FORÇA (kN)	Xeq (cm)	I n (cm ⁴)	leg (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
91	6,02	10147,41	10212,47	12,571
92	6,02	10147,38	10210,35	12,712
93	6,02	10147,36	10208,32	12,853
94	6,01	10147,34	10206,38	12,993
95	6,01	10147,32	10204,51	13,134
96	6,01	10147,30	10202,73	13,275
97	6,01	10147,29	10201,01	13,415
98	6,01	10147,27	10199,37	13,556
99	6,01	10147,26	10197,79	13,696
100	6,01	10147,24	10196,28	13,836
101	6,01	10147,23	10194,82	13,977
102	6,01	10147,22	10193,42	14,117
103	6,00	10147,20	10192,08	14,257
104	6,00	10147,19	10190,78	14,398
105	6,00	10147,18	10189,54	14,538
106	6,00	10147,17	10188,34	14,678
107	6,00	10147,16	10187,19	14,818
108	6,00	10147,15	10186,08	14,958

**Tabela 1.12 - Deslocamentos no meio do tramo
(2 Fitas de PRFC coladas)**

x (estádio I) =	10,91	cm
x (estádio II) =	6,42	cm
I (estádio I) =	27506,60	cm ⁴
I (estádio II) =	11671,24	cm ⁴
Ecm =	240000,00	Kgf/cm ²
Ecm(sec) =	218000,00	Kgffcm ²
Es =	2100000,00	KgCcm ²
Mr =	6,47	kN.m

FORÇA (kN)	Xeq (cm)	I _{II} (cm ⁴)	Ieq (cm ⁴)	DESLOCAMENTO (mm)
1	10,91		27506,60	0,047
2	10,91		27506,60	0,093
3	10,91		27506,60	0,140
4	10,91		27506,60	0,186
5	10,91		27506,60	0,233
6	10,91		27506,60	0,280
7	10,91		27506,60	0,326
8	10,91		27506,60	0,373
9	10,91		27506,60	0,419
10	10,91		27506,60	0,466
11	10,91		27506,60	0,512
12	10,91		27506,60	0,559
13	10,91		27506,60	0,606
14	10,91		27506,60	0,652
15	10,91		27506,60	0,699
16	10,27	15366,82	25463,03	0,886
17	9,73	14389,33	23484,36	1,021
18	9,29	13719,89	21772,76	1,166
19	8,92	13250,39	20330,68	1,318
20	8,62	12914,15	19127,78	1,475
21	8,37	12668,84	18126,65	1,634
22	8,15	12486,90	17291,98	1,795
23	7,97	12349,93	16593,47	1,956
24	7,81	12245,44	16006,08	2,115
25	7,68	12164,75	15509,51	2,274
26	7,56	12101,74	15087,43	2,431
27	7,46	12052,04	14726,73	2,587
28	7,37	12012,47	14416,83	2,740
29	7,29	11980,69	14149,25	2,892
30	7,22	11954,97	13917,06	3,041
31	7,15	11933,99	13714,67	3,189
32	7,10	11916,77	13537,46	3,335
33	7,05	11902,54	13381,66	3,479
34	7,00	11890,71	13244,14	3,622
35	6,96	11880,82	13122,31	3,763
36	6,92	11872,50	13014,00	3,903
37	6,89	11865,48	12917,37	4,041
38	6,86	11859,52	12830,91	4,178

FORÇA (kN)	Xeq (cm)	IH (cm4)	leg (cm4)	DESLOCAMENTO (mm)
39	6,83	11854,44	12753,30	4,314
40	6,81	11850,10	12683,44	4,449
41	6,78	11846,36	12620,38	4,583
42	6,76	11843,14	12563,33	4,716
43	6,74	11840,35	12511,57	4,849
44	6,72	11837,92	12464,51	4,980
45	6,71	11835,81	12421,62	5,111
46	6,69	11833,96	12382,46	5,241
47	6,68	11832,34	12346,62	5,371
48	6,66	11830,92	12313,76	5,499
49	6,65	11829,66	12283,58	5,628
50	6,64	11828,55	12255,81	5,756
51	6,63	11827,56	12230,20	5,883
52	6,62	11826,69	12206,57	6,010
53	6,61	11825,91	12184,71	6,137
54	6,60	11825,22	12164,46	6,263
55	6,59	11824,59	12145,68	6,389
56	6,58	11824,04	12128,24	6,514
57	6,58	11823,54	12112,02	6,639
58	6,57	11823,09	12096,91	6,764
59	6,56	11822,68	12082,82	6,889
60	6,56	11822,32	12069,67	7,013
61	6,55	11821,98	12057,38	7,137
62	6,55	11821,68	12045,87	7,261
63	6,54	11821,41	12035,10	7,385
64	6,54	11821,16	12024,99	7,509
65	6,53	11820,94	12015,51	7,632
66	6,53	11820,73	12006,59	7,755
67	6,52	11820,55	11998,21	7,878
68	6,52	11820,37	11990,32	8,001
69	6,52	11820,22	11982,88	8,124
70	6,51	11820,07	11975,86	8,246
71	6,51	11819,94	11969,24	8,369
72	6,51	11819,82	11962,99	8,491
73	6,50	11819,71	11957,07	8,613
74	6,50	11819,61	11951,48	8,735
75	6,50	11819,51	11946,18	8,857
76	6,49	11819,42	11941,16	8,979
77	6,49	11819,34	11936,40	9,101
78	6,49	11819,27	11931,88	9,223
79	6,49	11819,20	11927,59	9,344
80	6,48	11819,14	11923,51	9,466
81	6,48	11819,08	11919,63	9,587
82	6,48	11819,02	11915,94	9,709
83	6,48	11818,97	11912,43	9,830
84	6,48	11818,92	11909,09	9,951
85	6,47	11818,88	11905,90	10,072
86	6,47	11818,84	11902,85	10,193
87	6,47	11818,80	11899,95	10,314
88	6,47	11818,76	11897,18	10,435
89	6,47	11818,73	11894,53	10,556
90	6,47	11818,70	11892,00	10,677

FORÇA (kN) Xeq (cm) III (cm4) leg (cm4) DESLOCAMENTO (mm)				
91	6,47	11818,67	11889,58	10,798
92	6,46	11818,64	11887,27	10,919
93	6,46	11818,61	11885,05	11,039
94	6,46	11818,59	11882,93	11,160
95	6,46	11818,57	11880,90	11,281
96	6,46	11818,55	11878,95	11,401
97	6,46	11818,53	11877,08	11,522
98	6,46	11818,51	11875,29	11,643
99	6,46	11818,49	11873,57	11,763
100	6,45	11818,47	11871,91	11,884
101	6,45	11818,46	11870,33	12,004
102	6,45	11818,44	11868,80	12,124
103	6,45	11818,43	11867,34	12,245
104	6,45	11818,42	11865,93	12,365
105	6,45	11818,40	11864,57	12,485
106	6,45	11818,39	11863,26	12,606
107	6,45	11818,38	11862,00	12,726
108	6,45	11818,37	11860,79	12,846

**APÊNDICE H - PLANILHAS COM DADOS COLETADOS
DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS**

Resultados do ensaio da viga MRF1

Tabela II. 1 • Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MRF1

Flecha residual: 8,45

7,754 8,102

VIGA - MRF1					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/EpJmm	Média (mm)
0	37,36	0,00	25,95	0,00	0,00
10	38,62	1,26	27,13	1,18	1,22
11	38,66	1,30	27,17	1,22	1,26
12	38,80	1,44	28,33	2,38	1,91
13	38,94	1,58	28,50	2,55	2,07
14	39,13	1,77	28,67	2,72	2,25
15	39,30	1,94	28,84	2,89	2,42
16	39,40	2,04	29,00	3,05	2,55
17	39,64	2,28	29,17	3,22	2,75
18	39,82	2,46	29,33	3,38	2,92
19	39,98	2,62	29,51	3,56	3,09
20	40,14	2,78	29,70	3,75	3,27
21	40,36	3,00	29,88	3,93	3,47
22	40,52	3,16	30,05	4,10	3,63
23	40,68	3,32	30,23	4,28	3,80
24	40,85	3,49	30,42	4,47	3,98
25	41,02	3,66	30,58	4,63	4,15
26	41,20	3,84	30,76	4,81	4,33
27	41,41	4,05	30,94	4,99	4,52
28	41,56	4,20	31,11	5,16	4,68
29	41,74	4,38	31,26	5,31	4,85
30	41,90	4,54	31,46	5,51	5,03

VIGA - MRF1					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
31	42,07	4,71	31,65	5,70	5,21
32	42,27	4,91	31,82	5,87	5,39
33	42,44	5,08	32,00	6,05	5,57
34	42,61	5,25	32,18	6,23	5,74
35	42,79	5,43	32,34	6,39	5,91
36	42,97	5,61	32,50	6,55	6,08
37	43,15	5,79	32,73	6,78	6,29
38	43,34	5,98	32,91	6,96	6,47
39	43,52	6,16	33,08	7,13	6,65
40	43,68	6,32	33,25	7,30	6,81
41	43,84	6,48	33,43	7,48	6,98
42	44,04	6,68	33,61	7,66	7,17
43	44,23	6,87	33,78	7,83	7,35
44	44,42	7,06	33,99	8,04	7,55
45	44,59	7,23	34,16	8,21	7,72
46	44,76	7,40	34,32	8,37	7,89
47	44,92	7,56	34,49	8,54	8,05
48	45,10	7,74	34,67	8,72	8,23
49	45,32	7,96	34,87	8,92	8,44
50	45,50	8,14	35,04	9,09	8,62
51	45,66	8,30	35,23	9,28	8,79
52	45,83	8,47	35,41	9,46	8,97

Resultados do ensaio da viga MRF1

Tabela IL1 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MRF1

VIGA - MRF1					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
53	46,01	8,65	35,57	9,62	9,14
54	46,19	8,83	35,76	9,81	9,32
55	46,39	9,03	35,95	10,00	9,52
56	46,52	9,16	36,12	10,17	9,67
57	46,72	9,36	36,29	10,34	9,85
58	46,92	9,56	36,49	10,54	10,05
59	47,10	9,74	36,67	10,72	10,23
60	47,31	9,95	36,88	10,93	10,44
61	47,49	10,13	37,06	11,11	10,62
62	47,67	10,31	37,24	11,29	10,80
63	47,84	10,48	37,41	11,46	10,97

flecha total = 19,07

Resultados Experimentais da Viga MRF2

Tabela n.2 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MRF2

VIGA - MRF2					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	5,88	0,00	40,73	0,00	0,00
1	5,90	0,02	40,74	0,01	0,02
2	5,99	0,11	40,80	0,07	0,09
3	6,00	0,12	40,84	0,11	0,12
4	6,08	0,20	40,90	0,17	0,18
5	6,13	0,25	40,98	0,25	0,25
6	6,18	0,30	41,05	0,32	0,31
7	6,27	0,39	41,12	0,39	0,39
8	6,39	0,51	41,22	0,49	0,50
9	6,51	0,63	41,34	0,61	0,62
10	6,64	0,76	41,48	0,75	0,75
11	6,78	0,90	41,66	0,93	0,92
12	6,96	1,08	41,82	1,09	1,09
13	7,20	1,32	42,04	1,31	1,32
14	7,40	1,52	42,25	1,52	1,52
15	7,86	1,98	42,73	2,00	1,99
16	8,06	2,18	42,93	2,20	2,19
17	8,21	2,33	43,05	2,32	2,33
18	8,42	2,54	43,26	2,53	2,54
19	8,57	2,69	43,41	2,68	2,69
20	8,76	2,88	43,62	2,89	2,89
21	8,99	3,11	43,83	3,10	3,11
22	9,24	3,36	44,07	3,34	3,35
23	9,49	3,61	44,32	3,59	3,60
24	9,75	3,87	44,58	3,85	3,86

VIGA - MRF2					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	9,88	4,00	44,73	4,00	4,00
26	10,02	4,14	44,87	4,14	4,14
27	10,26	4,38	45,07	4,34	4,36
28	10,47	4,59	45,30	4,57	4,58
29	10,59	4,71	45,45	4,72	4,72
30	10,87	4,99	45,71	4,98	4,99
31	11,11	5,23	45,96	5,23	5,23
32	11,36	5,48	46,16	5,43	5,46
33	11,57	5,69	46,38	5,65	5,67
34	11,76	5,88	46,63	5,90	5,89
35	12,08	6,20	46,87	6,14	6,17
36	12,34	6,46	47,13	6,40	6,43
37	12,54	6,66	47,38	6,65	6,66
38	12,76	6,88	47,58	6,85	6,87
39	13,00	7,12	47,81	7,08	7,10
40	13,24	7,36	48,05	7,32	7,34
41	13,48	7,60	48,29	7,56	7,58
42	13,66	7,78	48,48	7,75	7,77
43	13,91	8,03	48,72	7,99	8,01
44	14,20	8,32	48,98	8,25	8,29
45	14,46	8,58	49,28	8,55	8,57
46	14,69	8,81	49,49	8,76	8,79
47	14,90	9,02	49,69	8,96	8,99
48	15,18	9,30	49,96	9,23	9,26
49	15,41	9,53	50,07	9,34	9,44

Resultados Experimentais da Viga MRF2

Tabela IL2 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MRF2

VIGA - MRF2					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50	15,59	9,71	50,61	9,88	9,80
51	15,83	9,95	51,64	10,91	10,43
52	15,92	10,04	51,75	11,02	10,53
53	16,10	10,22	51,90	11,17	10,69
54	16,40	10,52	52,17	11,44	10,98
55	16,50	10,62	52,41	11,68	11,15
56	16,83	10,95	52,65	11,92	11,43
57	17,07	11,19	52,87	12,14	11,66
58	17,34	11,46	53,11	12,38	11,92
59	17,82	11,94	53,63	12,90	12,42
60	18,25	12,37	54,06	13,33	12,85
61	18,44	12,56	54,24	13,51	13,04
62	18,85	12,97	54,67	13,94	13,46
63	20,81	14,93	56,64	15,91	15,42
64	21,12	15,24	56,95	16,22	15,73
65	22,05	16,17	57,88	17,15	16,66

Resultados Experimentais da viga FCI3

Tabela n.3 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FCI3

VIGA - FCI3					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	43,04	0,00	5,18	0,00	0,00
1	43,10	0,06	5,25	0,07	0,07
2	43,22	0,18	5,39	0,21	0,20
3	43,24	0,20	5,41	0,23	0,22
4	43,26	0,22	5,42	0,24	0,23
5	43,27	0,23	5,42	0,24	0,24
6	43,34	0,30	5,48	0,30	0,30
7	43,40	0,36	5,52	0,34	0,35
8	43,47	0,43	5,60	0,42	0,43
9	43,56	0,52	5,79	0,61	0,57
10	43,66	0,62	5,82	0,64	0,63
11	43,77	0,73	5,94	0,76	0,75
12	43,90	0,86	6,05	0,87	0,87
13	44,03	0,99	6,19	1,01	1,00
14	44,20	1,16	6,35	1,17	1,17
15	44,32	1,28	6,46	1,28	1,28
16	44,52	1,48	6,68	1,50	1,49
17	44,73	1,69	6,89	1,71	1,70
18	44,99	1,95	7,19	2,01	1,98
19	45,22	2,18	7,42	2,24	2,21
20	45,48	2,44	7,66	2,48	2,46
21	45,70	2,66	7,89	2,71	2,69
22	45,86	2,82	8,07	2,89	2,86
23	46,09	3,05	8,33	3,15	3,10
24	46,31	3,27	8,50	3,32	3,30

VIGA - FCI3					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	46,57	3,53	8,75	3,57	3,55
26	46,74	3,70	8,93	3,75	3,73
27	46,98	3,94	9,18	4,00	3,97
28	47,16	4,12	9,39	4,21	4,17
29	47,36	4,32	9,51	4,33	4,33
30	47,64	4,60	9,83	4,65	4,63
31	47,83	4,79	10,03	4,85	4,82
32	47,99	4,95	10,22	5,04	5,00
33	48,15	5,11	10,36	5,18	5,15
34	48,36	5,32	10,55	5,37	5,35
35	48,49	5,45	10,68	5,50	5,48
36	48,74	5,70	10,94	5,76	5,73
37	48,93	5,89	11,12	5,94	5,92
38	49,14	6,10	11,35	6,17	6,14
39	49,37	6,33	11,57	6,39	6,36
40	49,61	6,57	11,82	6,64	6,61
41	49,77	6,73	11,96	6,78	6,76
42	49,85	6,81	12,08	6,90	6,86
43	50,26	7,22	12,48	7,30	7,26
44	50,45	7,41	12,66	7,48	7,45
45	50,69	7,65	12,90	7,72	7,69
46	50,90	7,86	13,11	7,93	7,90
47	51,07	8,03	13,33	8,15	8,09
48	51,35	8,31	13,56	8,38	8,35
49	51,52	8,48	13,74	8,56	8,52

Resultados Experimentais da viga FCI3

Tabela IL3 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FCI3

VIGA - FCI3					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
51	51,99	8,95	14,26	9,08	9,02
52	52,12	9,08	14,41	9,23	9,16
53	52,42	9,38	14,66	9,48	9,43
54	52,72	9,68	14,95	9,77	9,73
55	52,97	9,93	15,25	10,07	10,00
56	53,06	10,02	15,35	10,17	10,10
57	53,16	10,12	15,43	10,25	10,19
58	53,38	10,34	15,64	10,46	10,40
59	53,76	10,72	16,02	10,84	10,78
60	53,92	10,88	16,21	11,03	10,96
61	54,23	11,19	16,51	11,33	11,26
62	54,49	11,45	16,77	11,59	11,52
63	54,65	11,61	17,04	11,86	11,74
64	54,95	11,91	17,27	12,09	12,00
65	55,18	12,14	17,50	12,32	12,23
66	55,51	12,47	17,82	12,64	12,56
67	55,66	12,62	17,97	12,79	12,71
68	55,91	12,87	18,27	13,09	12,98
69	56,24	13,20	18,56	13,38	13,29
70	57,40	14,36	19,70	14,52	14,44

Resultados do ensaio da viga MFC4

Tabela IL4 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC4

VIGA - MFC4					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	8,06	0,00	0,11	0,00	0,00
1	8,06	0,00	0,18	0,07	0,04
2	8,06	0,00	0,19	0,08	0,04
3	8,07	0,01	0,22	0,11	0,06
4	8,09	0,03	0,27	0,16	0,09
5	8,14	0,08	0,33	0,22	0,15
6	8,21	0,15	0,40	0,29	0,22
7	8,27	0,21	0,46	0,35	0,28
8	8,34	0,28	0,55	0,44	0,36
9	8,40	0,34	0,60	0,49	0,42
10	8,49	0,43	0,69	0,58	0,51
11	8,56	0,50	0,77	0,66	0,58
12	8,67	0,61	0,88	0,77	0,69
13	8,81	0,75	1,03	0,92	0,84
14	8,97	0,91	1,19	1,08	1,00
15	9,14	1,08	1,33	1,22	1,15
16	9,25	1,19	1,45	1,34	1,27
17	9,40	1,34	1,60	1,49	1,42
18	9,52	1,46	1,72	1,61	1,54
19	9,65	1,59	1,84	1,73	1,66
20	9,81	1,75	1,99	1,88	1,82
21	10,01	1,95	2,19	2,08	2,02
22	10,11	2,05	2,30	2,19	2,12
23	10,27	2,21	2,44	2,33	2,27
24	10,45	2,39	2,61	2,50	2,45

VIGA - MFC4					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	10,54	2,48	2,72	2,61	2,55
26	10,70	2,64	2,92	2,81	2,73
27	10,81	2,75	3,02	2,91	2,83
28	10,97	2,91	3,17	3,06	2,99
29	11,14	3,08	3,34	3,23	3,16
30	11,31	3,25	3,45	3,34	3,30
31	11,53	3,47	3,71	3,60	3,54
32	11,60	3,54	3,78	3,67	3,61
33	11,72	3,66	3,95	3,84	3,75
34	11,82	3,76	4,03	3,92	3,84
35	12,00	3,94	4,22	4,11	4,03
36	12,14	4,08	4,34	4,23	4,16
37	12,34	4,28	4,53	4,42	4,35
38	12,46	4,40	4,65	4,54	4,47
39	12,63	4,57	4,82	4,71	4,64
40	12,72	4,66	4,94	4,83	4,75
41	12,92	4,86	5,16	5,05	4,96
42	13,06	5,00	5,27	5,16	5,08
43	13,18	5,12	5,39	5,28	5,20
44	13,43	5,37	5,62	5,51	5,44
45	13,55	5,49	5,74	5,63	5,56
46	13,64	5,58	5,86	5,75	5,67
47	13,80	5,74	6,03	5,92	5,83
48	13,93	5,87	6,15	6,04	5,96
49	14,06	6,00	6,27	6,16	6,08

Resultados do ensaio da viga MFC4

Tabela IL4 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC4

VIGA - MFC4					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50	14,31	6,25	6,51	6,40	6,33
51	14,56	6,50	6,76	6,65	6,58
52	14,70	6,64	6,89	6,78	6,71
53	14,81	6,75	7,05	6,94	6,85
54	15,02	6,96	7,22	7,11	7,04
55	15,21	7,15	7,42	7,31	7,23
56	15,35	7,29	7,54	7,43	7,36
57	15,43	7,37	7,63	7,52	7,45
58	15,55	7,49	7,77	7,66	7,58
59	15,72	7,66	7,94	7,83	7,75
60	15,94	7,88	8,12	8,01	7,95
61	16,30	8,24	8,45	8,34	8,29
62	16,40	8,34	8,60	8,49	8,42
63	16,54	8,48	8,74	8,63	8,56
64	16,68	8,62	8,98	8,87	8,75
65	16,81	8,75	9,03	8,92	8,84
66	17,05	8,99	9,25	9,14	9,07
67	17,18	9,12	9,37	9,26	9,19
68	17,39	9,33	9,54	9,43	9,38
69	17,48	9,42	9,63	9,52	9,47
70	17,69	9,63	9,87	9,76	9,70
71	17,93	9,87	10,11	10,00	9,94
72	18,20	10,14	10,35	10,24	10,19
73	18,32	10,26	10,45	10,34	10,30
74	18,47	10,41	10,63	10,52	10,47

VIGA - MFC4					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
75	18,65	10,59	10,85	10,74	10,67
76	18,97	10,91	11,12	11,01	10,96
77	19,14	11,08	11,28	11,17	11,13
78	19,21	11,15	11,35	11,24	11,20
79	19,46	11,40	11,60	11,49	11,45
80	19,57	11,51	11,74	11,63	11,57
81	19,82	11,76	12,02	11,91	11,84
82	20,07	12,01	12,19	12,08	12,05
83	20,23	12,17	12,32	12,21	12,19
84	20,47	12,41	12,53	12,42	12,42
85	20,57	12,51	12,61	12,50	12,51
86	20,93	12,87	12,91	12,80	12,84
87	21,06	13,00	12,99	12,88	12,94
88	21,22	13,16	13,10	12,99	13,08
89	21,40	13,34	13,19	13,08	13,21
90	21,51	13,45	13,28	13,17	13,31
91	21,84	13,78	13,63	13,52	13,65
92	21,90	13,84	13,70	13,59	13,72
93	22,22	14,16	13,96	13,85	14,01
94	22,34	14,28	14,09	13,98	14,13
95	22,47	14,41	14,20	14,09	14,25
96	22,73	14,67	14,48	14,37	14,52
97	22,88	14,82	14,63	14,52	14,67
98	23,06	15,00	14,82	14,71	14,86
99	23,40	15,34	15,10	14,99	15,17

Resultados do ensaio da viga MFC4

Tabela IL4 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC4

VIGA - MFC4					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
100	23,55	15,49	15,30	15,19	15,34
101	23,92	15,86	15,67	15,56	15,71
102	24,13	16,07	15,85	15,74	15,91

Resultados do ensaio da viga MFC5

Tabela H.5 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC5

VIGA - MFC5					
Carga <i>m</i>	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	43,82	0,00	7,65	0,00	0,00
1	43,91	0,09	7,71	0,06	0,07
2	43,99	0,17	7,78	0,13	0,15
3	44,09	0,27	7,84	0,19	0,23
4	44,17	0,35	7,92	0,27	0,31
5	44,26	0,44	8,01	0,36	0,40
6	44,34	0,52	8,16	0,51	0,52
7	44,44	0,62	8,17	0,52	0,57
8	44,56	0,74	8,31	0,66	0,70
9	44,64	0,82	8,41	0,76	0,79
10	44,78	0,96	8,56	0,91	0,94
11	44,92	1,10	8,67	1,02	1,06
12	45,04	1,22	8,81	1,16	1,19
13	45,25	1,43	9,04	1,39	1,41
14	45,43	1,61	9,20	1,55	1,58
15	45,59	1,77	9,37	1,72	1,75
16	45,72	1,90	9,51	1,86	1,88
17	45,89	2,07	9,69	2,04	2,06
18	46,10	2,28	9,87	2,22	2,25
19	46,30	2,48	10,06	2,41	2,45
20	46,42	2,60	10,18	2,53	2,57
21	46,64	2,82	10,40	2,75	2,79
22	46,79	2,97	10,56	2,91	2,94
23	46,97	3,15	10,74	3,09	3,12
24	47,12	3,30	10,89	3,24	3,27

VIGA - MFC5					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	47,33	3,51	11,10	3,45	3,48
26	47,51	3,69	11,27	3,62	3,66
27	47,68	3,86	11,47	3,82	3,84
28	47,81	3,99	11,60	3,95	3,97
29	47,99	4,17	11,75	4,10	4,14
30	48,21	4,39	11,97	4,32	4,36
31	48,44	4,62	12,21	4,56	4,59
32	48,58	4,76	12,36	4,71	4,74
33	48,72	4,90	12,50	4,85	4,88
34	48,89	5,07	12,66	5,01	5,04
35	49,08	5,26	12,83	5,18	5,22
36	49,20	5,38	12,97	5,32	5,35
37	49,43	5,61	13,20	5,55	5,58
38	49,59	5,77	13,39	5,74	5,76
39	49,82	6,00	13,60	5,95	5,98
40	49,96	6,14	13,72	6,07	6,11
41	50,18	6,36	13,95	6,30	6,33
42	50,39	6,57	14,20	6,55	6,56
43	50,51	6,69	14,30	6,65	6,67
44	50,69	6,87	14,48	6,83	6,85
45	50,84	7,02	14,64	6,99	7,01
46	51,02	7,20	14,81	7,16	7,18
47	51,22	7,40	14,99	7,34	7,37
48	51,44	7,62	15,22	7,57	7,60
49	51,64	7,82	15,47	7,82	7,82

Resultados do ensaio da viga MFC5

Tabela IL5 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC5

VIGA - MFC5					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50	51,76	7,94	15,56	7,91	7,93
51	52,04	8,22	15,83	8,18	8,20
52	52,22	8,40	16,03	8,38	8,39
53	52,33	8,51	16,14	8,49	8,50
54	52,52	8,70	16,35	8,70	8,70
55	52,79	8,97	16,62	8,97	8,97
56	52,96	9,14	16,77	9,12	9,13
57	53,09	9,27	16,89	9,24	9,26
58	53,26	9,44	17,05	9,40	9,42
59	53,39	9,57	17,21	9,56	9,57
60	53,59	9,77	17,40	9,75	9,76
61	53,53	10,01	17,65	10,00	10,01
62	54,02	10,20	17,84	10,19	10,20
63	54,18	10,36	18,02	10,37	10,37
64	54,29	10,47	18,13	10,48	10,48
65	54,54	10,72	18,39	10,74	10,73
66	54,84	11,02	18,66	11,01	11,02
67	54,97	11,15	18,73	11,08	11,12
68	55,26	11,44	19,10	11,45	11,45
69	55,39	11,57	19,25	11,60	11,59
70	55,77	11,95	19,62	11,97	11,96
71	55,94	12,12	19,78	12,13	12,13
72	56,06	12,24	19,90	12,25	12,25
73	56,21	12,39	20,04	12,39	12,39
74	56,38	12,56	20,21	12,56	12,56
75	56,65	12,83	20,49	12,84	12,84

VIGA - MFC5					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
76	56,80	12,98	20,64	12,99	12,99
77	56,95	13,13	20,79	13,14	13,14
78	57,22	13,40	21,04	13,39	13,40
79	57,51	13,69	21,35	13,70	13,70
80	57,71	13,89	21,56	13,91	13,90
81	57,92	14,10	21,76	14,11	14,11
82	58,11	14,29	21,91	14,26	14,28
83	58,28	14,46	22,12	14,47	14,47
84	58,61	14,79	22,48	14,83	14,81
85	58,75	14,93	22,59	14,94	14,94
86	58,92	15,10	22,74	15,09	15,10
87	59,28	15,46	23,10	15,45	15,46
88	59,61	15,79	23,47	15,82	15,81
89	59,76	15,94	23,60	15,95	15,95
90	60,76	16,94	24,59	16,94	16,94
91	61,77	17,95	25,64	17,99	17,97
92	62,07	18,25	26,90	19,25	18,75
93	62,63	18,81	26,48	18,83	18,82
94	63,08	19,26	26,87	19,22	19,24
95	63,49	19,67	27,32	19,67	19,67
96	64,28	20,46	28,07	20,42	20,44
97	64,85	21,03	28,70	21,05	21,04
98	65,36	21,54	29,20	21,55	21,55
99	65,82	22,00	29,68	22,03	22,02
100	66,32	22,50	30,19	22,54	22,52

Resultados Experimentais da viga MFC6

Tabela IL6 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC6

VIGA - MFC6					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	49,13	0,00	4,39	0,00	0,00
1	49,14	0,01	4,40	0,01	0,01
2	49,18	0,05	4,44	0,05	0,05
3	49,29	0,16	4,53	0,14	0,15
4	49,38	0,25	4,61	0,22	0,24
5	49,49	0,36	4,70	0,31	0,34
6	49,62	0,49	4,84	0,45	0,47
7	49,74	0,61	4,93	0,54	0,58
8	49,85	0,72	5,06	0,67	0,69
9	49,96	0,83	5,17	0,78	0,80
10	50,08	0,95	5,29	0,90	0,92
11	50,21	1,08	5,43	1,04	1,06
12	50,33	1,20	5,52	1,13	1,17
13	50,46	1,33	5,65	1,26	1,30
14	50,57	1,44	5,73	1,34	1,39
15	50,67	1,54	5,84	1,45	1,50
16	50,78	1,65	5,96	1,57	1,61
17	50,88	1,75	6,06	1,67	1,71
18	51,01	1,88	6,16	1,77	1,83
19	51,12	1,99	6,29	1,90	1,95
20	51,26	2,13	6,44	2,05	2,09
21	51,37	2,24	6,53	2,14	2,19
22	51,49	2,36	6,64	2,25	2,31
23	51,59	2,46	6,75	2,36	2,41
24	51,73	2,60	6,83	2,44	2,52

VIGA - MFC6					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	51,92	2,79	7,09	2,70	2,75
26	52,01	2,88	7,18	2,79	2,84
27	52,20	3,07	7,37	2,98	3,03
28	52,34	3,21	7,46	3,07	3,14
29	52,46	3,33	7,60	3,21	3,27
30	52,59	3,46	7,71	3,32	3,39
31	52,77	3,64	7,90	3,51	3,58
32	52,91	3,78	8,04	3,65	3,72
33	53,10	3,97	8,21	3,82	3,90
34	53,25	4,12	8,37	3,98	4,05
35	53,47	4,34	8,59	4,20	4,27
36	53,70	4,57	8,79	4,40	4,49
37	53,86	4,73	8,95	4,56	4,65
38	53,94	4,81	9,05	4,66	4,74
39	54,15	5,02	9,25	4,86	4,94
40	54,42	5,29	9,50	5,11	5,20
41	54,54	5,41	9,63	5,24	5,33
42	54,71	5,58	9,79	5,40	5,49
43	54,90	5,77	9,98	5,59	5,68
44	55,08	5,95	10,14	5,75	5,85
45	55,25	6,12	10,34	5,95	6,04
46	55,45	6,32	10,52	6,13	6,23
47	55,54	6,41	10,60	6,21	6,31
48	55,74	6,61	10,79	6,40	6,51
49	55,92	6,79	10,98	6,59	6,69

Resultados Experimentais da viga MFC6

Tabela IL6 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga MFC6

VIGA - MFC6					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50	56,13	7,00	11,20	6,81	6,91
51	56,39	7,26	11,45	7,06	7,16
52	56,52	7,39	11,57	7,18	7,29
53	56,75	7,62	11,77	7,38	7,50
54	56,99	7,86	11,98	7,59	7,73
55	57,22	8,09	12,23	7,84	7,97
56	57,42	8,29	12,41	8,02	8,16
57	57,58	8,45	12,56	8,17	8,31
58	57,74	8,61	12,71	8,32	8,47
59	57,92	8,79	12,90	8,51	8,65
60	58,15	9,02	13,12	8,73	8,88
61	58,41	9,28	13,38	8,99	9,14
62	58,59	9,46	13,56	9,17	9,32
63	58,80	9,67	13,74	9,35	9,51
64	59,07	9,94	13,99	9,60	9,77
65	59,25	10,12	14,21	9,82	9,97
66	59,38	10,25	14,32	9,93	10,09
67	59,62	10,49	14,55	10,16	10,33
68	59,87	10,74	14,78	10,39	10,57
69	60,09	10,96	15,01	10,62	10,79
70	60,31	11,18	15,23	10,84	11,01
71	60,62	11,49	15,52	11,13	11,31
72	60,77	11,64	15,67	11,28	11,46
73	60,95	11,82	15,85	11,46	11,64
74	61,22	12,09	16,12	11,73	11,91

VIGA - MFC6					
Carga (kN)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
75	61,49	12,36	16,38	11,99	12,18
76	61,82	12,69	16,69	12,30	12,50
77	61,98	12,85	16,85	12,46	12,66
78	62,33	13,20	17,20	12,81	13,01
79	62,50	13,37	17,38	12,99	13,18
80	62,91	13,78	17,79	13,40	13,59
81	63,02	13,89	17,87	13,48	13,69
82	63,16	14,03	18,02	13,63	13,83
83	63,45	14,32	18,31	13,92	14,12
84	63,60	14,47	18,46	14,07	14,27
85	63,83	14,70	18,70	14,31	14,51
86	64,07	14,94	18,88	14,49	14,72
87	64,42	15,29	19,28	14,89	15,09
88	64,82	15,69	19,66	15,27	15,48
89	65,28	16,15	20,13	15,74	15,95
90	65,59	16,46	20,45	16,06	16,26
91	66,44	17,31	21,29	16,90	17,11
92	66,90	17,77	21,73	17,34	17,56
93	67,47	18,34	22,33	17,94	18,14
94	68,26	19,13	23,09	18,70	18,92
95	68,85	19,72	23,70	19,31	19,52
96	69,62	20,49	24,46	20,07	20,28
97	70,45	21,32	25,29	20,90	21,11

Resultados do ensaio da viga FFC7

Tabela IL7 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC7

VIGA - FFC7						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	0,00	42,77	0,00	17,55	0,00	0,00
1	0,01	42,82	0,05	17,58	0,03	0,04
2	0,07	42,91	0,14	17,67	0,12	0,13
3	0,14	43,03	0,26	17,79	0,24	0,25
4	0,18	43,14	0,37	17,91	0,36	0,36
5	0,20	43,23	0,46	17,99	0,44	0,45
6	0,29	43,35	0,58	18,12	0,57	0,57
7	0,35	43,46	0,69	18,22	0,67	0,68
8	0,45	43,57	0,80	18,33	0,78	0,79
9	0,52	43,68	0,91	18,43	0,88	0,89
10	0,64	43,77	1,00	18,52	0,97	0,98
11	0,78	43,86	1,09	18,61	1,06	1,08
12	0,93	43,97	1,20	18,72	1,17	1,19
13	1,07	44,13	1,36	18,83	1,28	1,32
14	1,33	44,20	1,43	18,93	1,38	1,41
15	1,69	44,34	1,57	19,07	1,52	1,55
16	1,92	44,45	1,68	19,21	1,66	1,67
17	2,24	44,53	1,76	19,32	1,77	1,77
18	2,53	44,66	1,89	19,42	1,87	1,88
19	2,63	44,80	2,03	19,54	1,99	2,01
20	2,90	44,92	2,15	19,67	2,12	2,14
21	3,31	45,03	2,26	19,76	2,21	2,24
22	3,56	45,11	2,34	19,84	2,29	2,32
23	3,66	45,23	2,46	19,98	2,43	2,45
24	3,83	45,41	2,64	20,15	2,60	2,62

VIGA - FFC7						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	4,15	45,50	2,73	20,25	2,70	2,72
26		45,63	2,86	20,38	2,83	2,85
27		45,75	2,98	20,50	2,95	2,97
28		45,85	3,08	20,59	3,04	3,06
29		45,97	3,20	20,73	3,18	3,19
30		46,14	3,37	20,90	3,35	3,36
31		46,31	3,54	21,08	3,53	3,54
32		46,40	3,63	21,16	3,61	3,62
33		46,53	3,76	21,33	3,78	3,77
34		46,70	3,93	21,48	3,93	3,93
35		46,89	4,12	21,67	4,12	4,12
36		47,03	4,26	21,81	4,26	4,26
37		47,20	4,43	21,95	4,40	4,42
38		47,36	4,59	22,14	4,59	4,59
39		47,54	4,77	22,35	4,80	4,79
40		47,69	4,92	22,48	4,93	4,93
41		47,82	5,05	22,62	5,07	5,06
42		47,95	5,18	22,74	5,19	5,19
43		48,10	5,33	22,89	5,34	5,34
44		48,28	5,51	23,08	5,53	5,52
45		48,45	5,68	23,24	5,69	5,69
46		48,57	5,80	23,39	5,84	5,82
47		48,79	6,02	23,59	6,04	6,03
48		48,94	6,17	23,75	6,20	6,19
49		49,10	6,33	23,91	6,36	6,35

Resultados do ensaio da viga FFC7

Tabela n.7 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC7

VIGA - FFC7						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50		49,26	6,49	24,08	6,53	6,51
51		49,48	6,71	24,31	6,76	6,74
52		49,64	6,87	24,47	6,92	6,90
53		49,85	7,08	24,68	7,13	7,11
54		50,03	7,26	24,85	7,30	7,28
55		50,25	7,48	25,08	7,53	7,51
56		50,39	7,62	25,24	7,69	7,66
57		50,57	7,80	25,42	7,87	7,84
58		50,74	7,97	25,60	8,05	8,01
59		50,97	8,20	25,83	8,28	8,24
60		51,17	8,40	26,04	8,49	8,45
61		51,40	8,63	26,27	8,72	8,68
62		51,57	8,80	26,44	8,89	8,85
63		51,71	8,94	26,58	9,03	8,99
64		51,97	9,20	26,85	9,30	9,25
65		52,11	9,34	27,00	9,45	9,40
66		52,34	9,57	27,24	9,69	9,63
67		52,44	9,67	27,34	9,79	9,73
68		52,60	9,83	27,49	9,94	9,89
69		52,75	9,98	27,64	10,09	10,04
70		52,94	10,17	27,83	10,28	10,23
71		53,17	10,40	28,06	10,51	10,46
72		53,46	10,69	28,39	10,84	10,77
73		53,60	10,83	28,53	10,98	10,91
74		53,76	10,99	28,67	11,12	11,06

VIGA - FFC7						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
75		53,91	11,14	28,83	11,28	11,21
76		54,21	11,44	29,13	11,58	11,51
77		54,40	11,63	29,34	11,79	11,71
78		54,60	11,83	29,52	11,97	11,90
79		54,72	11,95	29,68	12,13	12,04
80		54,98	12,21	29,92	12,37	12,29
81		55,17	12,40	30,10	12,55	12,48
82		55,34	12,57	30,29	12,74	12,66
83		55,52	12,75	30,46	12,91	12,83
84		55,69	12,92	30,64	13,09	13,01
85		55,89	13,12	30,85	13,30	13,21
86		56,17	13,40	31,11	13,56	13,48
87		56,52	13,75	31,50	13,95	13,85
88		56,79	14,02	31,75	14,20	14,11
89		57,17	14,40	32,15	14,60	14,50
90		57,59	14,82	32,58	15,03	14,93
91		57,28	14,51	33,28	15,73	15,12
92		57,89	15,12	33,88	16,33	15,73
93		58,56	15,79	33,58	16,03	15,91
94		58,95	16,18	33,95	16,40	16,29
95		59,57	16,80	34,58	17,03	16,92
96		60,45	17,68	35,50	17,95	17,82
97		60,76	17,99	35,81	18,26	18,13
98		61,42	18,65	36,48	18,93	18,79
99		62,01	19,24	37,05	19,50	19,37

Resultados do ensaio da viga FFC7

Tabela n.7 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC7

VIGA - FFC7						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
100		62,51	19,74	37,60	20,05	19,90
101		63,18	20,41	38,20	20,65	20,53
102		63,52	20,75	38,60	21,05	20,90
103		64,60	21,83	39,80	22,25	22,04
104		65,85	23,08	40,90	23,35	23,22
105		66,09	23,32	41,20	23,65	23,49
106		67,03	24,26	42,08	24,53	24,40
107		67,91	25,14	43,01	25,46	25,30
108		69,11	26,34	44,20	26,65	26,50

Resultados do ensaio da viga FFC8

Tabela EL8 • Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC8

VIGA - FFC8						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	0,00	47,61	0,00	10,11	0,00	0,00
1	0,03	47,63	0,02	10,17	0,06	0,04
2	0,05	47,71	0,10	10,32	0,21	0,16
3	0,09	47,77	0,16	10,40	0,29	0,23
4	0,13	47,86	0,25	10,52	0,41	0,33
5	0,19	47,96	0,35	10,64	0,53	0,44
6	0,25	48,04	0,43	10,74	0,63	0,53
7	0,30	48,17	0,56	10,88	0,77	0,67
8	0,38	48,29	0,68	11,04	0,93	0,81
9	0,47	48,40	0,79	11,16	1,05	0,92
10	0,60	48,53	0,92	11,31	1,20	1,06
11	0,70	48,63	1,02	11,45	1,34	1,18
12	0,90	48,76	1,15	11,57	1,46	1,31
13	1,06	48,85	1,24	11,68	1,57	1,41
14	1,28	48,99	1,38	11,82	1,71	1,55
15	1,46	49,09	1,48	11,96	1,85	1,67
16	1,64	49,20	1,59	12,10	1,99	1,79
17	1,94	49,32	1,71	12,25	2,14	1,93
18	2,21	49,46	1,85	12,39	2,28	2,07
19	2,31	49,57	1,96	12,52	2,41	2,19
20	2,57	49,69	2,08	12,64	2,53	2,31
21	2,78	49,79	2,18	12,78	2,67	2,43
22	3,10	49,82	2,21	12,88	2,77	2,49
23	3,29	50,04	2,43	13,06	2,95	2,69
24	3,53	50,16	2,55	13,20	3,09	2,82

VIGA - FFC8						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	3,75	50,28	2,67	13,32	3,21	2,94
26	4,02	50,43	2,82	13,49	3,38	3,10
27	4,18	50,55	2,94	13,61	3,50	3,22
28	4,38	50,69	3,08	13,73	3,62	3,35
29	4,57	50,82	3,21	13,87	3,76	3,49
30	4,84	50,94	3,33	14,02	3,91	3,62
31	5,20	51,04	3,43	14,20	4,09	3,76
32	5,28	51,14	3,53	14,32	4,21	3,87
33	5,46	51,27	3,66	14,45	4,34	4,00
34	5,55	51,38	3,77	14,60	4,49	4,13
35	5,68	51,53	3,92	14,76	4,65	4,29
36		51,65	4,04	14,89	4,78	4,41
37		51,79	4,18	15,07	4,96	4,57
38		51,90	4,29	15,20	5,09	4,69
39		52,03	4,42	15,37	5,26	4,84
40		52,17	4,56	15,53	5,42	4,99
41		52,33	4,72	15,72	5,61	5,17
42		52,45	4,84	15,84	5,73	5,29
43		52,61	5,00	16,02	5,91	5,46
44		52,73	5,12	16,15	6,04	5,58
45		52,87	5,26	16,31	6,20	5,73
46		53,05	5,44	16,54	6,43	5,94
47		53,21	5,60	16,71	6,60	6,10
48		53,35	5,74	16,82	6,71	6,23
49		53,50	5,89	17,03	6,92	6,41

Resultados do ensaio da viga FFC8

Tabela IL8 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC8

VIGA - FFC8						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50		53,70	6,09	17,26	7,15	6,62
51		53,87	6,26	17,46	7,35	6,81
52		53,99	6,38	17,61	7,50	6,94
53		54,12	6,51	17,77	7,66	7,09
54		54,32	6,71	17,97	7,86	7,29
55		54,45	6,84	18,12	8,01	7,43
56		54,59	6,98	18,29	8,18	7,58
57		54,79	7,18	18,52	8,41	7,80
58		54,93	7,32	18,62	8,51	7,92
59		55,13	7,52	18,89	8,78	8,15
60		55,29	7,68	19,09	8,98	8,33
61		55,41	7,80	19,34	9,23	8,52
62		55,58	7,97	19,52	9,41	8,69
63		55,77	8,16	19,72	9,61	8,89
64		55,92	8,31	19,89	9,78	9,05
65		56,10	8,49	20,13	10,02	9,26
66		56,35	8,74	20,44	10,33	9,54
67		56,54	8,93	20,62	10,51	9,72
68		56,67	9,06	20,79	10,68	9,87
69		56,86	9,25	21,02	10,91	10,08
70		57,06	9,45	21,29	11,18	10,32
71		57,25	9,64	21,56	11,45	10,55
72		57,39	9,78	21,72	11,61	10,70
73		57,57	9,96	21,91	11,80	10,88
74		57,75	10,14	22,13	12,02	11,08

VIGA - FFC8						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
75		57,94	10,33	22,38	12,27	11,30
76		58,20	10,59	22,65	12,54	11,57
77		58,27	10,66	22,71	12,60	11,63
78		58,40	10,79	22,85	12,74	11,77
79		58,71	11,10	23,21	13,10	12,10
80		58,98	11,37	23,54	13,43	12,40
81		59,15	11,54	23,74	13,63	12,59
82		59,63	12,02	24,38	14,27	13,15
83		59,81	12,20	24,48	14,37	13,29
84		61,43	13,82	26,20	16,09	14,96
85		61,93	14,32	26,73	16,62	15,47
86		62,37	14,76	27,21	17,10	15,93
87		62,85	15,24	27,71	17,60	16,42
88		63,75	16,14	28,67	18,56	17,35
89		64,12	16,51	29,08	18,97	17,74
90		64,94	17,33	29,95	19,84	18,59
91		65,26	17,65	30,35	20,24	18,95
92		65,65	18,04	30,72	20,61	19,33
93		66,41	18,80	31,54	21,43	20,12
94		66,63	19,02	31,77	21,66	20,34
95		67,33	19,72	32,52	22,41	21,07
96		67,54	19,93	32,72	22,61	21,27

Resultados do ensaio da viga FFC9

Tabela IL9 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC9

VIGA - FFC9						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
0	0,00	41,68	0,00	17,92	0,00	0,00
1	0,03	41,79	0,11	17,94	0,02	0,06
2	0,05	41,86	0,18	17,98	0,06	0,12
3	0,09	41,96	0,28	18,10	0,18	0,23
4	0,11	42,08	0,40	18,22	0,30	0,35
5	0,13	42,21	0,53	18,33	0,41	0,47
6	0,15	42,38	0,70	18,47	0,55	0,63
7	0,17	42,53	0,85	18,62	0,70	0,78
8	0,20	42,64	0,96	18,73	0,81	0,89
9	0,27	42,80	1,12	18,89	0,97	1,05
10	0,35	42,96	1,28	19,06	1,14	1,21
11	0,45	43,10	1,42	19,20	1,28	1,35
12	0,60	43,24	1,56	19,33	1,41	1,49
13	0,70	43,38	1,70	19,48	1,56	1,63
14	0,90	43,54	1,86	19,62	1,70	1,78
15	1,15	43,69	2,01	19,77	1,85	1,93
16	1,32	43,84	2,16	19,91	1,99	2,08
17	1,55	43,97	2,29	20,08	2,16	2,23
18	1,72	44,14	2,46	20,24	2,32	2,39
19	1,99	44,27	2,59	20,33	2,41	2,50
20	2,15	44,45	2,77	20,50	2,58	2,68
21	2,48	44,56	2,88	20,64	2,72	2,80
22	2,62	44,77	3,09	20,82	2,90	3,00
23	2,87	44,91	3,23	20,98	3,06	3,15
24	3,17	45,00	3,32	21,06	3,14	3,23

VIGA - FFC9						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
25	3,39	45,17	3,49	21,25	3,33	3,41
26	3,69	45,32	3,64	21,38	3,46	3,55
27	3,87	45,41	3,73	21,46	3,54	3,64
28	4,06	45,59	3,91	21,64	3,72	3,82
29	4,18	45,74	4,06	21,80	3,88	3,97
30	4,43	45,89	4,21	21,97	4,05	4,13
31	4,62	46,01	4,33	22,10	4,18	4,26
32	4,85	46,09	4,41	22,16	4,24	4,33
33	5,07	46,32	4,64	22,37	4,45	4,55
34	5,37	46,44	4,76	22,48	4,56	4,66
35	5,53	46,55	4,87	22,62	4,70	4,79
36	5,62	46,72	5,04	22,78	4,86	4,95
37	5,82	46,83	5,15	22,88	4,96	5,06
38	6,08	47,05	5,37	23,10	5,18	5,28
39	6,25	47,14	5,46	23,25	5,33	5,40
40	6,48	47,28	5,60	23,32	5,40	5,50
41	6,74	47,39	5,71	23,43	5,51	5,61
42	6,97	47,56	5,88	23,59	5,67	5,78
43	7,08	47,70	6,02	23,73	5,81	5,92
44	7,24	47,86	6,18	23,91	5,99	6,09
45	7,44	48,05	6,37	24,10	6,18	6,28
46		48,22	6,54	24,27	6,35	6,45
47		48,43	6,75	24,48	6,56	6,66
48		48,55	6,87	24,46	6,54	6,71
49		48,71	7,03	24,73	6,81	6,92

Resultados do ensaio da viga FFC9

Tabela IL9 - Leitura dos deslocamentos verticais no meio da viga FFC9

VIGA - FFC9						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
50		48,88	7,20	24,90	6,98	7,09
51		48,96	7,28	25,00	7,08	7,18
52		49,16	7,48	25,22	7,30	7,39
53		49,34	7,66	25,37	7,45	7,56
54		49,50	7,82	25,50	7,58	7,70
55		49,72	8,04	25,75	7,83	7,94
56		49,88	8,20	25,90	7,98	8,09
57		50,09	8,41	26,13	8,21	8,31
58		50,24	8,56	26,30	8,38	8,47
59		50,38	8,70	26,39	8,47	8,59
60		50,67	8,99	26,65	8,73	8,86
61		50,80	9,12	26,81	8,89	9,01
62		51,10	9,42	27,12	9,20	9,31
63		51,25	9,57	27,26	9,34	9,46
64		51,46	9,78	27,46	9,54	9,66
65		51,64	9,96	27,66	9,74	9,85
66		51,84	10,16	27,83	9,91	10,04
67		51,99	10,31	28,03	10,11	10,21
68		51,92	10,24	28,30	10,38	10,31
69		52,17	10,49	28,56	10,64	10,57
70		52,44	10,76	28,82	10,90	10,83
71		52,58	10,90	28,98	11,06	10,98
72		52,88	11,20	29,27	11,35	11,28
73		53,13	11,45	29,50	11,58	11,52
74		53,35	11,67	29,73	11,81	11,74

VIGA - FFC9						
Carga (kN)	Flecha inicial s/pp (mm)	Leitura-1 (mm)	Leitura-1 s/pp (mm)	Leitura-2 (mm)	Leitura-2 s/pp (mm)	Média (mm)
75		53,58	11,90	29,92	12,00	11,95
76		53,71	12,03	30,10	12,18	12,11
77		54,13	12,45	30,45	12,53	12,49
78		54,54	12,86	30,90	12,98	12,92
79		54,97	13,29	31,33	13,41	13,35
80		55,49	13,81	31,82	13,90	13,86
81		55,91	14,23	32,27	14,35	14,29
82		56,97	15,29	33,31	15,39	15,34
83		57,46	15,78	33,76	15,84	15,81
84		57,79	16,11	34,06	16,14	16,13
85		58,30	16,62	34,57	16,65	16,64
86		59,14	17,46	35,45	17,53	17,50
87		59,78	18,10	36,05	18,13	18,12
88		60,79	19,11	37,05	19,13	19,12
89		61,13	19,45	37,38	19,46	19,46
90		61,57	19,89	37,80	19,88	19,89
91		62,36	20,68	38,55	20,63	20,66
92		62,55	20,87	38,75	20,83	20,85
93		64,13	22,45	40,32	22,40	22,43