Vladimir José Ferrari

REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM MANTA DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC) ADERIDO A SUBSTRATO DE TRANSIÇÃO CONSTITUÍDO POR COMPÓSITO CIMENTÍCIO DE ALTO DESEMPENHO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Titular João Bento de Hanai

São Carlos
2007

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

F375r

Ferrari, Vladimir José
Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho / Vladimir José Ferrari ; orientador João Bento de Hanai. -- São Carlos, 2007.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

1. Reforço de vigas. 2. Fibras de carbono (PRFC). 3. Concreto com fibras de aço. 4. Compósito cimentício. 5. Mecânica da fratura. 6. Reabilitação de estruturas. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **VLADIMIR JOSÉ FERRARI**

Tese defendida e julgada em 05/07/2007 perante a Comissão Julgadora:

APROVADO

Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Dr. **SYDNEY FURLAN JUNIOR**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovado

Prof. Dr. **IVO JOSÉ PADARATZ**
(Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC)

Aprovado

Prof. Dr. **GUILHERME SALES SOARES DE AZEVEDO MELO**
(Universidade de Brasília/UnB)

Aprovado

Dr. **LUIZ EDUARDO TEIXEIRA FERREIRA**
(Pesquisador/FAPESP)

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

“Porque nele se descobre a justiça de Deus de fé em fé, como está escrito: Mas o justo viverá da fé”.

(Rm 1:17)

“Bendito o homem que confia no Senhor, e cuja esperança é o Senhor. Ele será como a árvore plantada junto às águas, que estende as suas raízes para o ribeiro. Não receia quando vem o calor, suas folhas são sempre verdes. No ano da sequidão não se perturba, nem deixa de dar fruto”.

(Jr 17: 7-8)

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus, que pela tua imensa misericórdia concedeu-me saúde e disposição para cumprir mais esta jornada científica de três anos;

À Claudia, fiel esposa, que se abdicou de suas atividades em Maringá, nossa cidade natal, para me acompanhar nesta trajetória;

Ao Professor João Bento de Hanai, pelas estratégias, entusiasmo e orientação que permitiram dar um caráter científico ao trabalho;

À CAPES e a FAPESP pela concessão da bolsa de doutorado;

Gostaria de destacar a participação dos seguintes colegas:

Luiz E. T. Ferreira, pelo incentivo e grande auxílio no desenvolvimento e na análise do compósito fibroso;

Ao Eng. Civil Bruno, da Maccaferri América Latina, pela doação das macrofibras de aço e atenção na fabricação das microfibras de aço;

Ao Eng. Civil Edson Matar, da Escale Engenharia, pelo auxílio na compra da manta de fibra de carbono e do adesivo epóxi;

A Rodrigo Paccola e Claudius de S. Barbosa, pelo grande auxílio na análise computacional utilizando-se o programa Diana;

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas, em especial o Amauri e o Luiz Vareda, pela atenção e disposição na realização dos diversos ensaios;

Ao técnico Benedito O. de Souza, o "Dito", do Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotécnica, pelo auxílio na realização dos ensaios de flexão nos compósitos;

A agradável companhia dos irmãos da Igreja Presbiteriana Renovada de São Carlos, em especial ao Pr. Nelson e família, que tornaram este período em São Carlos mais alegre;

A todos os demais amigos, funcionários e professores do Departamento de Engenharia de Estruturas, que contribuíram direta ou indiretamente na realização de mais este trabalho.

Resumo

FERRARI, V. J. *Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

A técnica caracterizada pela colagem de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) em elementos estruturais de concreto vem sendo aplicada com sucesso no reforço de estruturas em todo o mundo. Resistência à corrosão, elevada resistência à tração, baixo peso, facilidade e rapidez de aplicação, são algumas das características interessantes que têm contribuído para a sua disseminação. Nesta pesquisa propõe-se uma inovação construtiva fundamentada no desenvolvimento de um compósito de alto desempenho à base de cimento Portland e fibras de aço (macro + microfibras), destinado a constituir o que está sendo preliminarmente chamado de *"substrato de transição"*. A finalidade desse substrato é a de controlar melhor a fissuração do concreto da viga e retardar ou até evitar o desprendimento prematuro do reforço polimérico. Devido à carência de pesquisas semelhantes a aqui proposta, foi realizado um estudo preliminar em vigotas moldadas com fibras de aço e reforçadas externamente com manta de PRFC, onde se verificou que a concepção do substrato de transição é válida. Partiu-se então para a realização de ensaios visando à obtenção de um compósito cimentício com características apropriadas para constituir o substrato de transição. Os resultados e as análises efetuadas mostram que foi possível desenvolver um material de elevado desempenho, traduzido por um comportamento de pseudo-encruamento, com elevados ganhos de resistência e tenacidade ao fraturamento. A aplicação do reforço com manta sobre a superfície do substrato de transição, formado a partir da reconstituição do banzo tracionado da viga com o compósito cimentício, mostrou melhorar significativamente os níveis de desempenho da peça reforçada. Do estudo realizado foi possível comprovar a eficiência da técnica de reforço proposta, além de reunir uma série de informações que podem ser exploradas para se tornarem úteis como critérios de projeto de estruturas recuperadas e reforçadas.

Palavras-chave: *reforço de vigas; fibras de carbono (PRFC); concreto com fibras de aço; compósito cimentício; Mecânica da Fratura; reabilitação de estruturas.*

Abstract

FERRARI, V. J. *Flexural strengthening of reinforced concrete beams with carbon fibers reinforced polymer (CFRP) sheet bonded to a transition layer of high performance cement-based composite*. Ph.D. Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

The technique characterized by bond of the carbon fibers reinforced polymer (CFRP) in structural elements of concrete comes being applied successfully in the strengthening of structures in the whole world. Resistance to the corrosion, high tensile strength, low weight, easiness and rapidity of application, is some of interesting characteristics that have contributed for its dissemination. The objective of this research is to develop an innovate strengthening method for RC beams, based on a high performance cement-based composite of steel fibers (macro + microfibers) to be applied in a transition layer. The purpose of this transition layer is to better control the cracking of concrete and to be late or until avoid the premature detachment of strengthening. Due to lack of similar research here the proposal, was carried through a preliminary study in short beams molded with steel fibers and strengthened with CFRP sheet, where if it verified that the conception of the transition layer is valid. Tests were developed to get a cement-based composite with characteristics to constitute the layer transition. The results shown that were possible to develop a material of high performance with a pseudo strain-hardening behavior, high strength and fracture toughness. The application of the strengthened about the layer transition surface showed significantly to improve the levels of performance of the strengthening beam. Of the carried through study it was possible to prove the efficiency of the new strengthened technique and describe various information that can be explored to become useful as criteria of project of repaired and strengthened structures.

Keywords: strengthened of beams; carbon fibers (CFRP); steel fibers concrete; Fracture Mechanic; rehabilitation of structures.

Lista de Abreviaturas e Siglas

DNIT	Departamento Nacional em Infra-Estrutura em Transportes
PRFC	Polímeros reforçados com fibras de carbono
CRFA	Concreto reforçado com fibras de aço
CMOD	Deslocamento de abertura da entrada do entalhe
END	Ensaios não-destrutivos
CCAD	Compósito cimentício de alto desempenho

Lista de Símbolos

Letras Romanas Minúsculas

a	extensão da fissura
a/c	relação água/cimento
a_0	extensão inicial da fissura
a_v	vão de cisalhamento – distância do apoio a carga concentrada
a_c	profundidade do entalhe central
a_e	profundidade do entalhe de extremidade
b	largura do elemento (viga ou corpo-de-prova)
b_w	largura da alma de uma viga "T"
b_f	largura da mesa de uma viga "T"
b_r	largura do reforço
c	altura do bloco de tensões retangular do concreto
d	altura útil da viga
d_f	diâmetro da fibra
d_r	distância do ponto de aplicação de R_r até a borda mais comprimida
d_s	distância do ponto de aplicação de R_{s1} até a borda mais comprimida
d_{s2}	distância do ponto de aplicação de R_{s2} até a borda mais comprimida
d_i	distância do ponto de aplicação da resultante das armaduras ou do reforço à borda mais comprimida
$d_{máx}$	diâmetro máximo do agregado graúdo
e	distância da face superior da seção ao bloco de tensões de tração do compósito cimentício com fibras
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto
$f_{ct,f}$	resistência à tração do concreto na flexão
f_{ct}	resistência à tração direta do concreto
$f_{ctm,sp}$	resistência média à tração indireta do concreto
$f_{eq,2;}$ $f_{eq,3}$	resistências flexionais equivalentes
$f_{fct,L}$	tensão correspondente à força F_L
$f_{ct,sp}$	resistência à tração indireta do concreto
$f_{R,1;}$ $f_{R,4}$	resistências flexionais residuais
f_y	tensão de escoamento do aço
f_{st}	resistência à tração do aço
g	aceleração da gravidade
h	altura do elemento (viga ou corpo-de-prova)
h_f	altura da mesa de uma viga "T"
h_1	distância do centro da armadura até a face tracionada da viga
h_2	distância da face externa da armadura até a face tracionada da viga

h_{sp}	distância do topo do entalhe até a face superior do corpo-de-prova
k_m	coeficiente de limitação da deformação no reforço
l_f	comprimento da fibra
m	massa do corpo-de-prova
n	número de camadas de reforço
r	posição de um ponto à frente da fissura
s	distância do apoio ao entalhe de extremidade
s_i	posição relativa do extensômetro
t_r	espessura do reforço
u_s	resistência média da aderência entre a armadura e o concreto
x	posição da linha neutra
y_t	distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada

Letras Romanas Maiúsculas

A_r	área de reforço na seção transversal
A_{s1}	área de aço da armadura inferior na seção transversal
A_{s2}	área de aço da armadura superior na seção transversal
A_{lig}	área do ligamento
D^b_{BZ}	parcela de absorção de energia pela matriz cimentícia
$D^f_{BZ,2}$	parcela de absorção de energia pelas fibras
$D^f_{BZ,3}$	parcela de absorção de energia pelas fibras
E_{cs}	módulo secante de deformação do concreto
E_r	módulo de elasticidade do reforço
E_s	módulo de elasticidade do aço
F_L	força máxima de *offset*
F_M	força máxima suportada pelo CCAD
$F_{R,1}$	força correspondente ao deslocamento vertical δ_{R1}
$F_{R,4}$	força correspondente ao deslocamento vertical δ_{R4}
G	taxa de liberação de energia de deformação devido ao avanço da fissura
G_c	taxa de liberação de energia crítica
G_F	energia de fratura
I_c	momento de inércia da seção bruta de concreto
K	fator de intensidade de tensões
K_I	fator de intensidade de tensões para o modo I
K_{IC}	fator de intensidade de tensões crítico do concreto
K_{II}	fator de intensidade de tensões para o modo II
K_R	resistência ao fraturamento
L	comprimento do elemento (viga ou corpo-de-prova)
L_v	comprimento do vão livre do elemento (viga ou corpo-de-prova)
L_e	comprimento de ancoragem efetivo do reforço

L_r	comprimento de ancoragem do reforço
M	momento fletor
M_m	momento fletor correspondente à força máxima
M_{re}	momento fletor resistente da seção transversal
M_r	momento fletor de fissuração
P	força aplicada
P_f	força de fissuração da viga
P_{ft}	força de fissuração teórica
P_y	força correspondente ao escoamento da armadura inferior da viga
P_{yt}	força teórica correspondente ao escoamento da armadura inferior
P_u	força última correspondente à ruína da viga
$P_{u\text{-}ref}$	força última equivalente à ruína da viga de referência, sem reforço
P_{ut}	força última teórica da viga
P_m	força máxima suportada pela viga
P_{serv}	força de serviço da viga
R_f	resultante de tração no compósito cimentício com fibras
R_c	resultante das tensões no concreto comprimido
R_r	resultante das tensões no reforço
R_{s1}	resultante das tensões na armadura inferior
R_{s2}	resultante das tensões na armadura superior
T_g	temperatura de transição vítrea
V_a	parcela de esforço cortante absorvida por forças de atrito entre as faces da fissura
V_c	parcela de esforço cortante absorvida pelo concreto comprimido
V_f	volume de fibras
V_{fib}	parcela de esforço cortante absorvida pelas fibras
V_p	parcela de esforço cortante absorvida pelo efeito de pino da armadura
W	altura do corpo-de-prova prismático
W_0	área contida sob a curva força-deslocamento vertical
Z	distância do ponto de aplicação de R_c até a borda mais comprimida
$\sum O_{barra}$	perímetro total das barras da armadura inferior

Letras Gregas Minúsculas

α	extensão normalizada da fissura
α_1	fator que relaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
θ	curvatura da viga numa dada seção transversal
β_1	fator que relaciona L_r com L_e
ε_c	deformação do concreto
ε_f	deformação da fibra de aço
ε_{cu}	deformação última de compressão do concreto
τ_{fu}	resistência da aderência fibra-matriz

δ	deslocamento vertical
δ_L	deslocamento vertical correspondente à força F_L
δ_0	flecha registrada quando P=0
β_p	coeficiente de largura do reforço
ε_r	deformação do reforço
ε_{ru}	deformação de ruptura de projeto do reforço
ε_{ru}^*	deformação de ruptura do reforço
δ_{R1}	deslocamento vertical do corpo-de-prova igual a 0,46mm
δ_{R4}	deslocamento vertical do corpo-de-prova igual a 3,0mm
ε_{si}	deformações específicas das armaduras ou do reforço
ε_y	deformação de escoamento do aço
ε_y^*	deformação de escoamento do aço referente ao diagrama bilinear
σ_c	tensão normal no concreto comprimido
σ_t	tensão de tração no compósito cimentício com fibras
σ_r	tensão normal no reforço
σ_{ru}	tensão máxima admissível no reforço
$\sigma_{r(mín)}$	tensão mínima no reforço correspondente à ruína prematura
σ_{s1}	tensão de tração na armadura inferior
σ_{s2}	tensão na armadura superior
σ_f	tensão correspondente à 30% da tensão de ruptura do corpo-de-prova
σ_a	tensão igual a 0,5MPa
ε_{fa}	deformação correspondente a σ_f
ε_a	deformação correspondente a σ_a
η_σ	eficiência da aderência da fibra de aço
τ_r	tensão tangencial no reforço

Sumário

Resumo ..... **i**

Abstract ..... **ii**

Lista de Abreviaturas e Siglas ..... **iii**

Lista de Símbolos ..... **iv**

1. Introdução **01**

1.1. Considerações iniciais 01

1.2. Objetivos 05

1.3. Justificativas 05

1.4. Apresentação da tese 08

1.5. Bibliografia do capítulo 10

2. Fundamentos teóricos **11**

2.1. Reparo de elementos de concreto 11

2.1.1 Correção de deficiências em elementos de concreto 12

2.1.2 Requisitos de desempenho 18

2.2 Materiais cimentícios reforçados com fibras de aço 21

2.2.1 Tipos e propriedades das fibras de aço 22

2.2.2 Características do comportamento de um CRFA 24

2.2.2.1 Comportamento na flexão de vigas de CRFA 27

2.2.2.2 Comportamento ao cisalhamento de vigas de CRFA 30

2.3 CRFA sob o enfoque da Mecânica do Fraturamento 33

2.3.1 Conceitos iniciais 33

2.3.2 Curvas de Resistência 35

2.4 Bibliografia do Capítulo 38

3. Reforço de vigas de concreto com PRFC **43**

3.1 Considerações gerais 43

3.2 O sistema de reforço com PRFC 48

3.3 Processo de aplicação da técnica de reforço com PRFC 53

3.3.1 Recuperação do substrato de concreto 54

3.3.2 Preparação da superfície e aplicação do reforço – procedimentos e cuidados 55

3.4 Ligação entre concreto e reforço 64

3.5 Estudos realizados por outros autores 70

3.6 Modelos analíticos 78

3.6.1 Modelo de ruína clássico 78

3.6.2 Modelos de ruína prematuros 81

3.6.2.1 Modelo de Chen & Teng (2001) 82

3.6.2.2 ACI 440.2R (2002) 82

3.7 Bibliografia do Capítulo 83

4 Estudo preliminar: vigotas moldadas com fibras de aço e reforçadas externamente com manta de PRFC..... 89
4.1 Introdução..... 89
4.2 Programa experimental..... 90
4.2.1 Características das vigotas..... 90
4.2.2 Moldagem das vigotas e colagem do reforço..... 91
4.2.3 Configuração do ensaio..... 94
4.3 Caracterização dos materiais..... 96
4.3.1 Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos..... 96
4.3.2 Ensaios de tração em barras de aço..... 97
4.3.3 Ensaios de flexão em corpos-de-prova entalhados..... 98
4.4 Apresentação e análise dos resultados..... 101
4.4.1 Modos de ruína..... 101
4.4.2 Forças..... 104
4.4.3 Deslocamentos verticais..... 109
4.4.4 Deformações específicas..... 110
4.5 Modelo numérico..... 116
4.6 Bibliografia do Capítulo..... 126
5 Compósitos cimentícios de alto desempenho..... 129
5.1 Introdução..... 129
5.2 Configuração do ensaio e instrumentação..... 130
5.3 Programa de ensaios..... 133
5.4 Preparação dos compósitos..... 136
5.5 Resultados..... 139
5.5.1 Ensaios de compressão e tração em corpos-de-prova cilíndricos..... 139
5.5.2 Ensaios de flexão..... 141
5.5.2.1 Forças e resistências..... 141
5.5.2.2 Curvas P-CMOD..... 148
5.5.2.3 Curvas de Resistência ao Fraturamento..... 155
5.5.3 Considerações quanto à definição do melhor compósito cimentício..... 160
5.6 Bibliografia do Capítulo..... 161
6 Desempenho do CCAD em vigas não armadas entalhadas e reforçadas à flexão com manta de PRFC..... 163
6.1 Introdução..... 163
6.2 Configuração do ensaio..... 164
6.2.1 Características das vigas..... 164
6.2.2 Moldagem das vigas..... 165
6.2.3 Aplicação do reforço..... 167
6.2.4 Ensaio das vigas..... 169
6.3 Apresentação e análise dos resultados..... 171
6.3.1 Caracterização do microconcreto e do compósito cimentício..... 171
6.3.1.1 Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos..... 171

6.3.1.2 Ensaios de tenacidade e de Energia de fraturamento..... 172
6.3.1.3 Ensaios de tração uniaxial da manta de fibra de carbono..... 177
6.3.2 Vigas sem reforço..... 178
6.3.2.1 Forças e momentos fletores..... 178
6.3.2.2 Vigas com relação $a_v/h = 2,0$..... 181
6.3.2.3 Vigas com relação $a_v/h = 3,0$..... 182
6.3.2.4 Vigas com relação $a_v/h = 4,2$..... 183
6.3.2.5 Concentração de tensões e propagação de fissura nos entalhes..... 184
6.3.3 Vigas reforçadas..... 190
6.3.3.1 Forças e momentos fletores..... 190
6.3.3.2 Deformações no reforço..... 195
6.3.3.3 Comportamento das vigas com relação $a_v/h = 2,0$..... 197
6.3.3.4 Comportamento das vigas com relação $a_v/h = 3,0$..... 199
6.3.3.5 Comportamento das vigas com relação $a_v/h = 4,2$..... 201
6.3.3.6 Concentração de tensões e propagação de fissura nos entalhes..... 204
6.4 Bibliografia do Capítulo..... 210
7 Vigas principais: reconstituição e reforço do banzo tracionado..... 211
7.1 Considerações iniciais..... 211
7.2 Características das vigas..... 211
7.3 Moldagem das vigas e do substrato de transição..... 215
7.4 Aplicação do reforço externo..... 221
7.5 Configuração do ensaio..... 226
7.6 Bibliografia do Capítulo..... 231
8 Vigas principais reforçadas com manta de PRFC: apresentação e análise dos resultados..... 233
8.1 Considerações iniciais..... 233
8.2 Caracterização dos materiais..... 233
8.2.1 Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos..... 233
8.2.2 Ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos..... 235
8.2.3 Ensaio de tração em amostras de barras de aço da armadura..... 236
8.2.4 Ensaio de tração uniaxial da manta de fibra de carbono..... 237
8.3 Comportamento das vigas principais..... 242
8.3.1 Modos de ruína..... 242
8.3.2 Forças..... 246
8.3.3 Deslocamentos verticais..... 247
8.3.4 Deformações..... 250
8.3.4.1 Deformações na armadura..... 250
8.3.4.2 Deformações no concreto comprimido..... 253
8.3.4.3 Tensões e deformações no reforço..... 254

8.3.4.4 *Comparativo da evolução das deformações na armadura e no reforço*..... 260
8.3.4.5 *Deformações máximas experimentais e teóricas do reforço*..... 262
8.4 Deslocamentos horizontais..... 264
8.5 Comparação com outras vigas reforçadas..... 266
8.6 Análise numérica das vigas principais..... 273
8.6.1 Modelo numérico bidimensional não-linear..... 273
8.6.2 Resultados da análise numérica..... 279
8.7 Bibliografia do capítulo..... 292
9 Conclusões e sugestões para trabalhos futuros..... 295
Apêndice A – *Curvas P-CMOD dos ensaios de flexão nos compósitos*..... 301

CAPÍTULO 1
INTRODUÇÃO

1.1.Considerações iniciais

Nos últimos anos, aspectos relacionados à durabilidade, manutenção, recuperação e reforço de estruturas têm-se destacado com mais importância no quadro nacional. Construções que se apresentam com vida útil aquém da desejável, o envelhecimento de grandes estruturas que já operam no limite de sua estabilidade e segurança (algumas de nossas pontes e viadutos, por exemplo), a ausência de inspeções periódicas e manutenções preventivas são alguns dos fatores que concorrem para a relevância dos conceitos relacionados ao reforço e à recuperação estrutural.

Em 25 de janeiro de 2005, a rodovia Régis Bittencourt (BR-116), principal ligação entre São Paulo e o Sul do País, ficou interrompida por vários dias devido ao desabamento (Figura 1.1) de uma das suas duas pontes que passam sobre a represa do Capivari, em Campina Grande do Sul no Paraná.

a) Detalhe das ruínas da ponte b) Ilustração do processo de colapso

Figura 1.1 – Ruína da ponte localizada na BR-116 em janeiro de 2005[1]

[1]Imagens capturadas de http://www.quatrorodas.abril.com.br/ em maio de 2005

Para a reconstrução da ponte, o DNIT[2] (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes) informou que a obra seria executada num prazo de seis meses, dividido em duas etapas. A primeira seria a de reconstruir a ponte e a segunda de reforçar a estrutura da ponte que estava sendo usada no momento para desviar o tráfego.

Na reconstrução e no reforço seriam investidos treze milhões de reais. Entretanto, incluindo serviços para conter a erosão, o deslizamento de terra, além da demolição do restante da ponte que caiu, entre outros, os custos finais aos cofres públicos poderiam chegar a cerca de trinta milhões de reais.

Não se pode esquecer que dois caminhões foram arrastados juntamente com a ponte que desabou. Um deles caiu na represa, causando a morte do seu motorista, o outro caminhão ficou pendurado e três pessoas ficaram feridas.

O objetivo aqui não é o de dramatizar a catástrofe e nem o de investigar as suas causas, mas sim alertar para o fato de que a engenharia civil brasileira não pode mais conviver com a possibilidade da ocorrência de episódios semelhantes.

As informações apresentadas por Nakamura (2005) em reportagem para a revista TÉCHNE, atribuem ao excesso de chuvas o acidente ocorrido. Segundo Mauro Lacerda, professor da Universidade Federal do Paraná, o sistema de drenagem que tinha cerca de quarenta anos, estava no limite de sua vida útil e, por isso, deveria ter recebido atenção especial.

A breve abordagem sobre o acidente na ponte sobre a represa do Capivari, deixa claro o papel relevante e fundamental da manutenção, da recuperação e do reforço das estruturas que se encontram em serviço. Nossas estruturas precisam passar por inspeções rotineiras, por exemplo, a cada dois anos, como recomendam as normas internacionais. No entanto, no Brasil, teoricamente essas inspeções são realizadas somente a cada dez anos.

O DNIT[2] relatou recentemente que das 7,5 mil pontes existentes em rodovias federais do Brasil, 5 mil estão sob a responsabilidade do órgão federal. As normas internacionais consideram que a vida útil de obras de arte deve ser algo em torno de 50 anos, entretanto, segundo Nakamura (2005), nossas pontes estão entrando nesse limite. Um outro problema é o fato de muitas dessas obras terem sido construídas para suportar 30, 40 tf de carga e estarem recebendo até 70 tf hoje em dia.

[2]Informação obtida em http://www.dnit.gov.br em maio de 2005

A Prefeitura da Cidade de São Paulo[3] divulgou recentemente que sob a sua responsabilidade existem 137 viadutos e 47 pontes, sendo que a maioria dessas obras foi construída há décadas e que agora começam a apresentar problemas estruturais.

Da mesma maneira, a demanda por serviços de reparo e reforço estrutural é também sentida por países do velho continente. Em Portugal, o Ministro de Obras Públicas, Transportes e Comunicações anunciou que até 2006, seriam investidos 117 milhões de euros em intervenções em obras de arte existentes, das quais 63 pontes já foram consideradas em estado de emergência. Em 1995, o Reino Unido investiu cerca de US$ 79 bilhões na Indústria da Construção, dos quais 48% foram direcionados para o reparo, manutenção e melhoria das estruturas (BEEBY & ETMAN, 1999).

Como a demanda por serviços, tanto de recuperação quanto de reforço estrutural, vem ganhando importância dentro da área de conhecimento da Engenharia de Estruturas, a aplicação de recursos em serviços nessa área, deve ser feita de maneira a garantir o restabelecimento da segurança estrutural e o aumento da vida útil da estrutura.

A estrutura recuperada e/ou reforçada deve apresentar desempenho superior ao que ela apresentava antes da realização da intervenção. Nesse sentido, o desenvolvimento de novas tecnologias e técnicas que sejam mais seguras e eficientes, desperta a atenção de pesquisadores em vários centros.

A aplicação de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) tem-se apresentado como uma alternativa técnica promissora para o reforço de estruturas de concreto armado. Esse material que surgiu como evolução à técnica de reforço com chapas de aço, é resultado da combinação de fibras de alta resistência embebidas numa matriz de epóxi.

Como técnica de reforço de estruturas de concreto armado, a aplicação de PRFC, vem despertando interesse e ganhando aceitação pelas diversas vantagens oferecidas, notadamente aquelas relacionadas à elevada relação resistência/peso, imunidade à corrosão, facilidade e rapidez de aplicação.

Já se sabe de aplicações bem sucedidas nos EUA, no Japão e em países da Europa e da América Latina. No Brasil, grandes estruturas já foram reforçadas com PRFC. Entretanto, há ainda questões a serem respondidas e conhecimentos já existentes que podem melhor ser concebidos com vistas à potencialização dessa tecnologia.

Neste contexto, com os objetivos que se pretendia alcançar com esta pesquisa, o volume de trabalho e os desafios a enfrentar assumiam uma dimensão nem sempre fácil de avaliar *a priori*. Portanto, adotou-se um conjunto de referências, composto por

[3]Informação obtida em http://www.saopaulo.sp.gov.br/ em agosto de 2005

algumas premissas iniciais, cuja finalidade foi de propiciar uma orientação que servisse como ponto de partida para a elaboração deste trabalho:

- Na prática da Engenharia, uma estrutura que necessita ser reforçada frequentemente não apresenta boa aparência e condições técnicas adequadas, devido à fissuração do concreto, à corrosão das armaduras, à espessura do cobrimento de concreto insuficiente, entre outras manifestações patológicas. Assim, a aplicação de qualquer método para o reforço da estrutura, deve ser necessariamente precedida por serviços de reparo ou recuperação estrutural;
- Apesar do considerável número de investigações experimentais já concluídas, poucos estudos foram destinados à avaliação do comportamento de vigas de concreto armado que tivessem sido previamente reparadas ou adequadamente preparadas para posterior reforço com PRFC;
- Adotou-se, como premissa desta pesquisa, a idéia de que a reconstituição do banzo tracionado da viga com um compósito cimentício de alto desempenho poderia formar um substrato de transição, com características mais apropriadas para a colagem do reforço com mantas de PRFC;
- O desprendimento prematuro é uma das principais limitações da técnica de reforço externo com PRFC. Com a premissa básica adotada, supôs-se que o substrato de transição pudesse controlar a fissuração do concreto de maneira a melhor explorar as propriedades resistentes do reforço e da viga reforçada como um todo;
- Conceitos da Mecânica do Fraturamento do Concreto têm-se mostrado valiosos na análise de processos de propagação de fissuras. Esses conceitos poderiam ser aplicados no desenvolvimento do compósito cimentício de alto desempenho e na avaliação do comportamento estrutural da viga reforçada.

A presente pesquisa teve o início com o estabelecimento dessas premissas, focalizando-se a investigação no estudo do reforço à flexão de vigas de concreto armado utilizando-se mantas de PRFC e no desenvolvimento de uma técnica de reconstituição prévia do banzo tracionado.

Pela maior acessibilidade em encontrar mantas de PRFC no mercado nacional, pela facilidade de seu manuseio e de aplicação, assim como pela limitação do prazo desta pesquisa, o estudo concentrou-se apenas no sistema de reforço com esse produto,

deixando de analisar o emprego de laminados de PRFC. Todavia, toda a metodologia experimental aqui trilhada, poderá ser aplicada em estudos futuros para o caso de reforço utilizando-se os laminados pré-fabricados.

1.2.OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral propor, como uma inovação construtiva, o desenvolvimento de uma técnica de reforço à flexão de vigas de concreto armado, a qual compreende um processo de prévia recuperação da estrutura, pela elaboração e aplicação de um compósito de alto desempenho à base de cimento Portland e fibras curtas de aço, destinado a constituir o que está sendo chamado de *"substrato de transição"*. Com esse substrato, espera-se reconstituir o banzo tracionado de vigas de concreto armado de maneira a melhor explorar as propriedades resistentes do reforço com mantas de PRFC e, possivelmente, melhorar o desempenho da viga como um todo.

Como objetivos específicos, perseguidos por meio de metodologias próprias, têm-se:

- Avaliar a eficiência da técnica de reforço com mantas de PRFC em vigas de concreto armado, com o banzo tracionado previamente reconstituído com um compósito cimentício de alto desempenho;
- Desenvolver um compósito de alto desempenho à base de cimento Portland e fibras e microfibras de aço, capaz de promover a transferência de esforços entre o reforço de PRFC e a viga, de modo a melhorar as condições de adesão do PRFC e favorecer o controle e a configuração de fissuras críticas que possam culminar no desprendimento prematuro do reforço;
- Aplicar métodos teóricos para avaliação do desempenho da viga reforçada, com base na aplicação de conceitos da Mecânica do Fraturamento e do Método dos Elementos Finitos.

1.3.JUSTIFICATIVAS

No Brasil várias obras já foram reforçadas com sucesso pela aplicação do PRFC, dentre as quais, cita-se o caso do Viaduto de Santa Tereza, localizado em Belo Horizonte - MG, onde se deu uma das primeiras aplicações dessa técnica no país.

A técnica tem também despertado o interesse de órgãos estatais ligados à infra-estrutura de transportes, assim como o de concessionárias privadas de rodovias brasileiras. Propriedades como alta resistência à tração, ausência de corrosão e facilidade de aplicação sem a interrupção do tráfego, são alguns dos pontos positivos para a aplicação do PRFC no reforço de pontes e viadutos.

Segundo o presidente de exportação de uma importante fabricante internacional de fibras de carbono, a elevada demanda atual, deve-se, predominantemente, à indústria aeroespacial, o que tem conduzido a uma falta do material no mercado. Uma rápida expansão da capacidade de produção não seria possível e, antes do final de 2006, não se deveria esperar uma mudança dessa situação. No entanto, ainda segundo o presidente, apesar do consumo de PRFC ser bem maior na indústria aeronáutica em comparação com o da construção civil, o foco nessa última, mais especificamente no campo de reforço estrutural, permaneceria inalterado.

Por se tratar de um material de propriedades mecânicas e durabilidade superior aos materiais tradicionalmente usados para o reforço de estruturas (chapas de aço e concreto), a técnica de reforço usando-se os PRFC tem campo de aplicação cativo na Engenharia de Estruturas.

No caso de vigas de concreto armado, o reforço com manta de PRFC aumenta a rigidez e a capacidade resistente das peças. Entretanto, é susceptível ao surgimento de uma ruína do tipo frágil e extremamente indesejável, pois impossibilita o total aproveitamento das propriedades resistentes à tração do polímero. Diversos trabalhos, como os de Juvandes (1999), Silva (2001), Ferrari (2002), Beber (2003), entre outros, alertam sobre a existência de modos de ruína frágeis relacionados à região da ligação reforço-adesivo-concreto.

Tais modos de ruína antecipam o colapso da viga reforçada por falha dos mecanismos de transferência de esforços. Um desses mecanismos refere-se ao destacamento localizado do reforço (efeito designado na literatura por *peeling off)*, a partir de sua zona de ancoragem ou de zonas com excessiva concentração de fissuras de flexão e/ou cisalhamento. Incrementos mais significativos de resistência somente podem ser alcançados se os modos de ruína prematuros forem evitados (FIB, 2000).

Portanto, neste trabalho, é proposto o desenvolvimento de um compósito de alto desempenho à base de cimento Portland com fibras e microfibras de aço, destinado a constituir um substrato de transição (ver Figura 1.2). Imagina-se retirar uma parte do banzo tracionado das vigas a serem reforçadas – frequentemente danificado por ações

mecânicas ou de corrosão, como ilustra a Figura 1.3 - para reconstituí-lo com o compósito cimentício de alto desempenho.

Para tanto, supõe-se que a parte reconstituída do banzo venha a formar um substrato de transição, cujas características seriam mais apropriadas para aplicação do reforço à flexão com manta de PRFC.

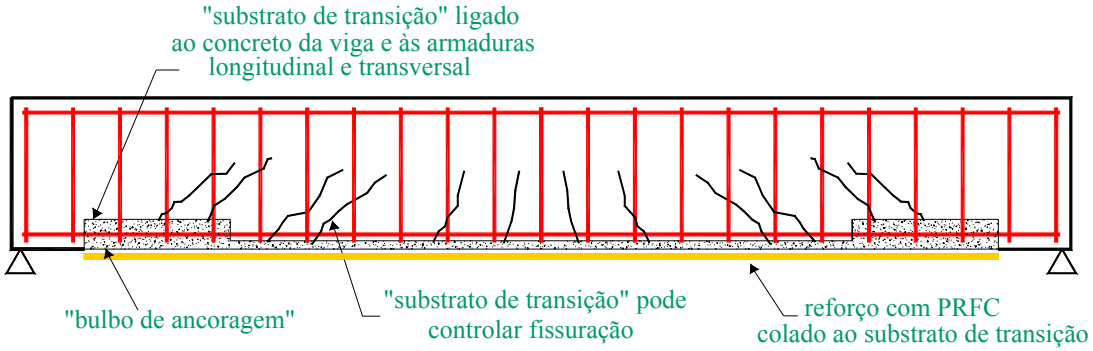


Figura 1.2 – Esquema de reforço com manta de PRFC e substrato de transição

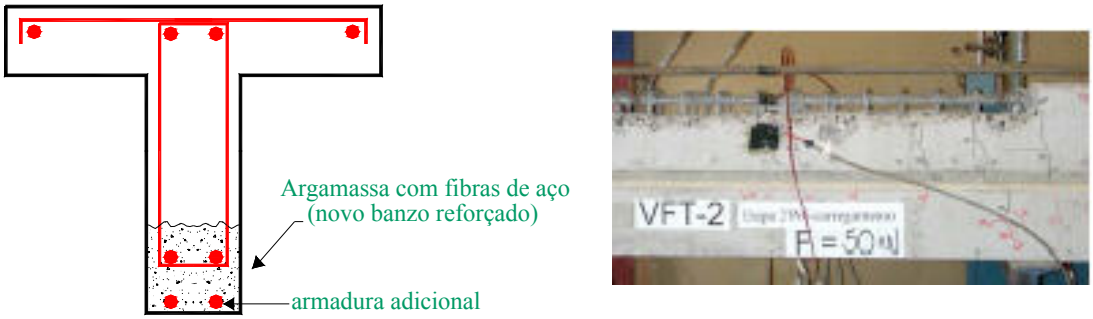
a) viga de edifício residencial

b) viga de passarela

c) vigas de viaduto

Figura 1.3 – Casos de vigas de concreto armado danificadas

Reis (2003) estudou o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas pela adição de armadura longitudinal ao banzo tracionado, o qual foi reconstituído com argamassa reforçada com fibras curtas de aço como esquematizado na Figura 1.4. Nesse trabalho, foi verificado que a argamassa com fibras de aço agiu eficientemente na transferência de esforços entre o substrato e a armadura de reforço, possibilitando a eliminação de estribos adicionais, normalmente utilizados na prática corrente como armadura de costura.



a) esquema proposto b) detalhe da reconstituição do banzo

Figura 1.4 – Técnica de reforço analisada por Reis (2003)

Dos ensaios realizados por Reis (2003), pôde-se observar que o uso de um compósito cimentício apropriado na reconstituição do banzo tracionado faz sentido e mostra-se eficiente. O mesmo conceito – com as devidas alterações – pode ser aplicado ao caso de reforço com manta de PRFC. Obviamente, os materiais utilizados e os mecanismos de transferência têm as suas diferenças, mas a idéia básica da técnica ora proposta consiste no desenvolvimento de um *substrato de transição* que se mostre mais habilitado a resistir ao desprendimento do compósito de PRFC e a controlar a fissuração do concreto.

1.4 APRESENTAÇÃO DA TESE

O desejo é que este trabalho possa contribuir para uma melhor compreensão do comportamento do reforço externo à flexão de vigas por meio da técnica de colagem de manta de PRFC. Espera-se que as dificuldades e limitações aqui encontradas, possam funcionar como alavanca para o desenvolvimento de futuros trabalhos.

O conteúdo dos capítulos consiste basicamente de:

Capítulo 1 – *Introdução*: apresenta-se a importância do tema, justificativa para a realização da pesquisa e os objetivos da tese.

Para alcançar as metas deste trabalho, foi necessário ter certo conhecimento sobre assuntos distintos. A reunião desses assuntos foi feita pela revisão bibliográfica, a qual, por sua vez foi desmembrada em dois capítulos.

No ***Capítulo 2*** – *Fundamentos teóricos,* abordam-se conceitos relacionados à recuperação de estruturas de concreto e as formas de aplicação do material de reparo para reconstituição do banzo tracionado de vigas de concreto armado. São apresentados ainda, nesse capítulo, conceitos teóricos sobre as propriedades de concreto com fibras de aço e os métodos de avaliação da resistência desse material sob o enfoque da Mecânica da Fratura.

No **Capítulo 3** – *Reforço de vigas de concreto com PRFC*, expõe-se conceitos sobre o reforço de vigas com PRFC, seus modos de ruína, formas de aplicação e controle de qualidade. Alguns estudos realizados por outros pesquisadores, e que de certa forma, contribuem com o presente trabalho são apresentados.

No **Capítulo 4 –** *Vigotas moldadas com fibras de aço e reforçadas externamente com manta de PRFC,* expõe-se a nível de estudo preliminar, toda a metodologia desenvolvida e os resultados experimentais e numéricos obtidos a partir da análise do comportamento de vigotas reforçadas.

No **Capítulo 5** – *Compósitos cimentícios de alto desempenho,* demonstra-se o desenvolvimento de um compósito cimentício com características adequadas para ser aplicado na reconstituição do banzo tracionado de vigas de concreto armado. Toda a metodologia, análises efetuadas e resultados obtidos a partir dos ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova-prismáticos são apresentados.

No **Capítulo 6** – *Desempenho do CCAD em vigas não armadas entalhadas e reforçadas à flexão com manta de PRFC,* apresentam-se os resultados obtidos juntamente com a descrição da metodologia utilizada para investigar experimentalmente, numericamente e analiticamente o comportamento de viga não armadas entalhadas sem reforço e reforçadas à flexão com mantas flexíveis de PRFC.

No **Capítulo 7** – *Vigas principais: reconstituição e reforço do banzo tracionado,* apresenta-se o programa experimental desenvolvido para confecção das vigas principais, para a reconstituição e reforço do banzo tracionado e para a intrumentação e realização dos ensaios.

No **Capítulo 8** – *Vigas principais reforçadas com manta de PRFC: apresentação e análise dos resultados,* apresentam-se os resultados obtidos com a caracterização dos

materiais utilizados na confecção das vigas principais e os resultados alcançados por meio dos ensaios.

No **Capítulo 9** – *Conclusões e sugestões para trabalhos futuros,* faz-se uma síntese das principais conclusões construídas ao longo da tese e apresentam-se sugestões para pesquisas futuras.

1.5.Bibliografia do Capítulo

BEBER, A. J. (2003). *Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono*. 317p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

BEEBY, A. W.; ETMAN, E. (1999). Repair of reinforced concrete beams with corroded reinforcement using CFRP plates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 8., 1999, London. Proceedings... Edinburgh: Engineering Technics Press. CD-ROM.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2000). *FIB 2000*: Bond of reinforcement in concrete–state-of-the-art report. Lauseanne. Bulletin 10.

FERRARI, V.J. (2002). *Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2002.

JUVANDES, L. (1999). *Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP"*. 400p. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil, Porto. 1999.

NAKAMURA, J. (2005). Acidentes Anunciados. *Revista Téchne*, ed.98, p. 48-51, maio.

REIS, A. P. A. (2003). *Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço*. 283p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2003.

SILVA, A. O. B. da (2001). *Reforço à flexão em vigas de concreto de alta resistência à compressão através da colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC)*. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Campinas. 2001.

CAPÍTULO 2
FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1.Reparo de elementos de concreto

Os custos envolvidos na intervenção e no reparo de estruturas de concreto armado são relativamente elevados. Segundo Landman (2001), só para as pontes de concreto brasileiras, estima-se que o custo atual em manutenção possa chegar a valores da ordem de 10 bilhões em planos de recuperação para cinco anos.

A Engenharia Civil e a cadeia produtiva envolvidas nesse ramo devem, portanto, atentar pela execução de planos de manutenção bem sucedidos que busquem aumentar a vida útil residual das estruturas. Todavia, não há normas brasileiras no campo da recuperação estrutural. Isto afeta tanto a indústria, que tem dificuldades em padronizar propriedades e níveis de desempenho a serem atingidos pelos seus produtos, quanto a profissionais, que podem fazer escolhas e especificações impróprias devido à variedade de técnicas e produtos existentes.

O mercado de materiais de reparo e reforço tem experimentado franca expansão nesta década. O número de materiais disponíveis é grande e permanentemente são desenvolvidos e lançados novos produtos nesse mercado. Diversos trabalhos em instituições nacionais e estrangeiras vêm se dedicando ao estudo de materiais e técnicas de recuperação de estruturas. Isso porque não é raro encontrar concreto de baixa qualidade nas edificações, caracterizada principalmente por sua elevada porosidade, segregação, nichos de concretagem entre outros, como ilustra a Figura 2.1.

a) aspecto de uma junta de concretagem defeituosa

b) nicho de concretagem

Figura 2.1 – Defeitos na superfície de estruturas de concreto armado

O processo de deterioração de uma estrutura de concreto é potencializado por deficiências nos projetos estruturais e no processo construtivo da obra e, em particular, pela baixa qualidade do concreto empregado. Assim, o número de casos de recuperação de estruturas de concreto aumenta com o avanço da idade das obras brasileiras.

Para a execução de serviços de recuperação, os profissionais envolvidos devem necessariamente ser especialistas, para que possam identificar corretamente as causas dos problemas existentes e especificar adequadamente os materiais e técnicas a serem empregados.

2.1.1.Correção de defeitos em elementos de concreto

As medidas para correção de defeitos das estruturas de concreto podem incluir pequenos reparos localizados, quanto uma recuperação generalizada ou um reforço de elementos da estrutura (Figura 2.2). Assim, para efeito de um melhor entendimento sobre o uso dos termos “reparo” e “reforço”, definem-se significados adotados neste trabalho:

- *Reparo*: consiste na substituição ou na correção localizada de materiais, componentes ou elementos de uma estrutura deteriorada, danificada ou defeituosa;
- *Reforço*: aumento em relação ao projeto original ou restabelecimento da capacidade resistente de uma estrutura ou de parte dela.

a) reparo localizado em bloco de concreto b) reforço de viga baldrame

Figura 2.2 - Reparo e reforço de estruturas de concreto armado

O reparo de uma estrutura, de acordo com as considerações do FIB (2001), pode ser entendido como a ação de correção de uma deficiência estrutural ou funcional. Essa ação, muitas vezes, destina-se a apenas reduzir o nível de deterioração do elemento sem melhorar significativamente a sua funcionalidade.

Os serviços de reparo só devem ser iniciados a partir de um diagnóstico do problema existente e do projeto de recuperação. O projeto define estratégias para realização da intervenção e pode ser considerado como de fundamental importância para o sucesso da recuperação estrutural. A título de exemplo, um bom projeto de recuperação deve contemplar pelo menos as etapas ilustradas na Figura 2.3.

Cada elemento estrutural a ser recuperado apresenta características peculiares, e assim uma padronização única de procedimentos e materiais torna-se difícil. Porém, os procedimentos gerais, comumente utilizados como guia, para o reparo de um elemento estrutural são:

- Definição da região de reparo;
- Preparo do substrato;
- Limpeza do substrato;
- Aplicação do material de reparo a fim de recompor a geometria original do elemento;
- Acabamento do reparo executado e implantação de um programa de manutenção periódica.

Figura 2.3 – Etapas de um projeto de recuperação (adaptado do Manual de reabilitação, 2003)

A região de reparo deve ser definida com razoável precisão. Ao contrário do que possa parecer, é um procedimento que deve ser cuidadosamente executado. Se a definição for mal feita, pode-se erroneamente considerar como boas regiões aquelas que realmente não o são, ou mesmo a atuar sobre regiões que não apresentam problemas, o que consequentemente aumentaria os custos da intervenção.

Para definir a região de reparo, o Manual de Reabilitação (2003) recomenda a utilização do diagrama de fluxo apresentado na Figura 2.4. Salienta-se que para definir a região de intervenção podem ser empregadas técnicas destrutivas e não-destrutivas e sempre, evidentemente, a inspeção visual.

É importante que a região de reparo (área sobre a qual os serviços serão realizados) não coincida exatamente com a região danificada. Esta última é sempre menor, pois há necessidade de buscar um substrato de concreto mecanicamente compatível com as características do novo material de reparo. Para ilustrar esta idéia, na Figura 2.5 mostra-se que a região de reparo de um elemento de concreto inclui no mínimo a área danificada.

Figura 2.4 – Fluxograma para definição da região de reparo (Manual de Reabilitação, 2003)

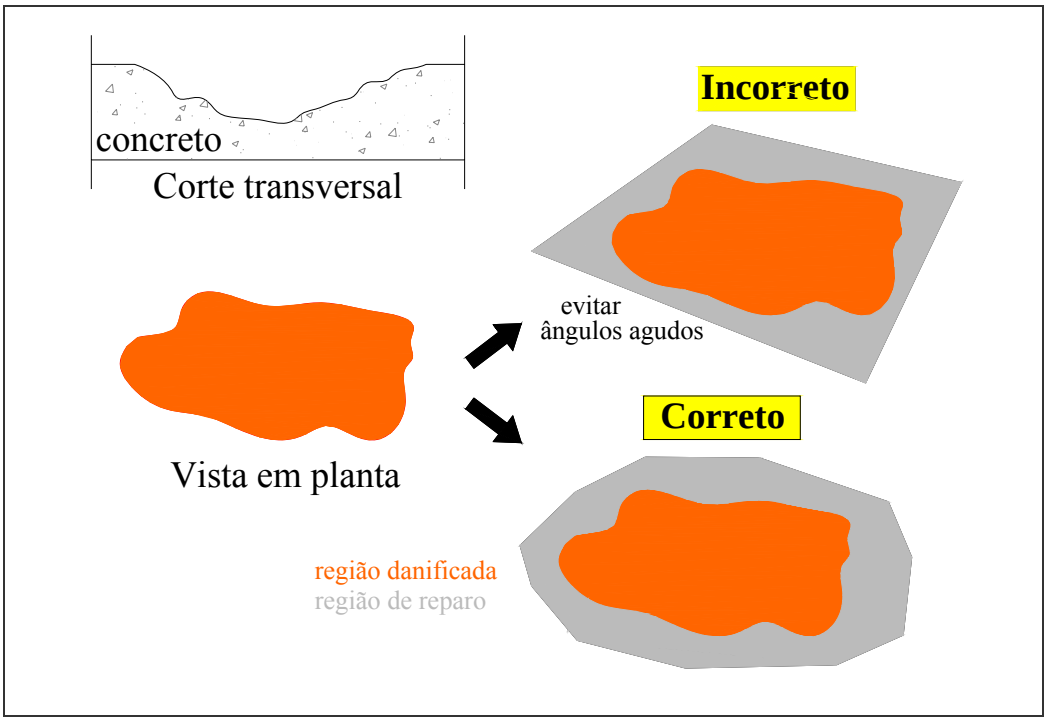


Figura 2.5 – Delimitação da região de reparo (Manual de Reabilitação, 2003)

Para delimitar a região de reparo, geralmente faz-se uso de disco de corte acoplado a uma serra elétrica circular. Já a remoção do concreto deteriorado pode ser feita manualmente com utilização de martelo e talhadeira ou mecanicamente por meio de martelete pneumático. A profundidade do corte deve-se dar em função do tipo de reparo a ser feito e com base nas características dos materiais a serem empregados. No caso de elementos de concreto armado, costuma-se aprofundar o tratamento até um plano

posterior ao das armaduras, a fim de deixar estas em condições de serem tratadas e também de melhorar as condições de ancoragem do novo material. Helene (1992) recomenda que se elimine em cerca de 1 a 2 cm o concreto atrás das armaduras corroídas para que em seguida ocorra preenchimento dos vazios ao redor das barras pelo material de reparo.

Na limpeza do substrato interessa eliminar partículas de concreto mal aderidas e elementos estranhos como lama, sujeira, graxa e detritos de pó que possam atrapalhar a aderência com o concreto antigo. Isso pode ser realizado empregando-se jato de ar comprimido. Para aplicação do material de reparo, as técnicas mais conhecidas para casos específicos de vigas de concreto armado são:

1) *Montagem de fôrmas e preenchimento convencional* (Figura 2.6)

É um método bem empregado e que consiste basicamente na montagem de fôrma para o preenchimento da cavidade com o novo material de reparo. Para tanto, o material deve ter fluidez suficiente para se adaptar no interior da fôrma. Já as fôrmas devem permitir o acesso do material na cavidade, para isso usam-se calhas ou também conhecido por cachimbos. Deve-se prever a eliminação de bolhas de ar mediante o uso de tubos ou respiradores.

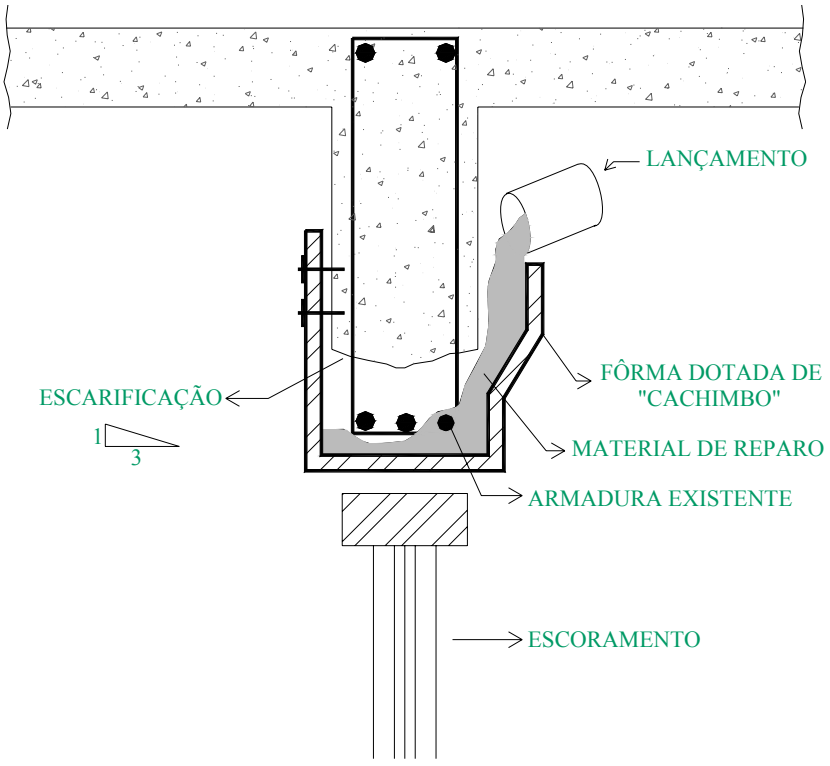


Figura 2.6 – Aplicação convencional de material de reparo em vigas (adaptado de Helene, 1992)

2) Montagem de fôrma e bombeamento (Figura 2.7)

É um método que consiste na montagem da fôrma e bombeamento do material de reparo para o interior da cavidade. O material de reparo deve atender ao requisito de ser bombeável. A fôrma deve confinar totalmente a cavidade a reparar e devem ser previstos tubos para entrada do material e para ventilação, assim como também válvulas ou dispositivos de fechamento.

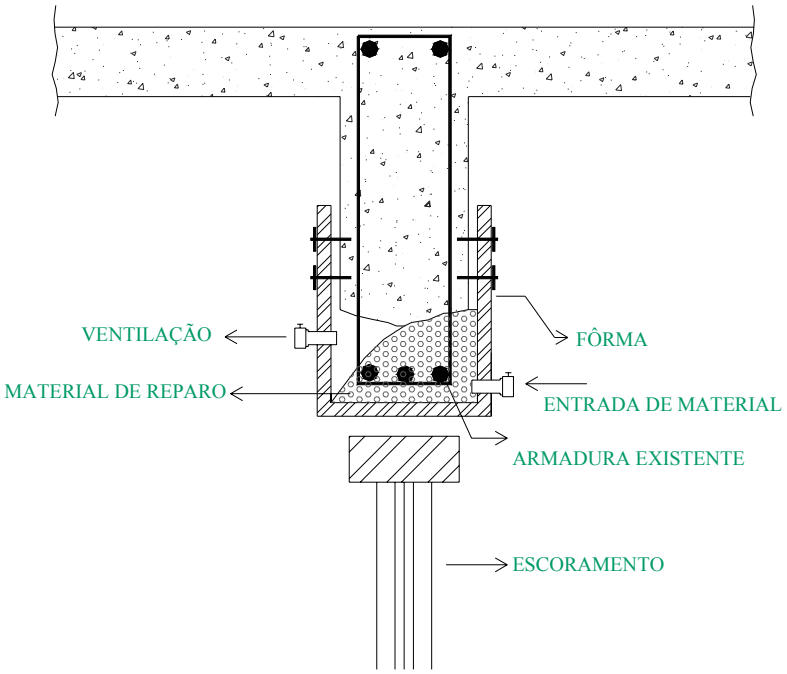


Figura 2.7 – Aplicação de material de reparo em viga por meio de bombeamento (adaptado de Helene, 1992)

3) Projeção do material de reparo (Figura 2.8)

É um método pelo qual o material de reparo é projetado pneumaticamente em alta velocidade sobre o substrato da estrutura existente. Pode ser empregado para reparos em superfícies verticais, horizontais e inclinadas.

Figura 2.8 – Concreto projetado com fibra de aço

2.1.2.Requisitos de desempenho

A escolha do material de reparo e de sua técnica de aplicação está vinculada ao diagnóstico do problema, das características da região danificada e das exigências de funcionamento do elemento estrutural a ser reparado. Em casos de elementos estruturais que precisam ser recolocados em serviço logo após algumas poucas horas da execução do reparo, pode ser uma saída a utilização de sistemas a base de epóxi e poliéster, apesar do elevado custo. Agora em casos, onde se tem prazos um pouco mais dilatados é conveniente utilizar materiais à base de cimento Portland, como argamassas, grautes ou microconcretos.

A compatibilidade entre o substrato de concreto e o material de reparo deve ser avaliada. Para tanto, Bertolo & Selmo (2005) salientam que o comportamento do elemento estrutural deve ser previamente conhecido a fim de se definir o tipo de reparo mais adequado. Cusson & Mailvaganam (1996) consideram que a falta de informação sobre o desempenho de produtos de reparo é uma das causas de insucesso na recuperação de estruturas nos Estados Unidos.

Medeiros & Selmo (2001), apresentam na Figura 2.9 os requisitos a serem considerados para se obter a compatibilidade de deformações entre o reparo e o elemento estrutural. Pela interpretação do conceito de compatibilidade, os reparos devem resistir por certo período de tempo às tensões induzidas por cargas, mudanças de volume, reações químicas ou eletroquímicas na interface com as armaduras e com o ambiente.

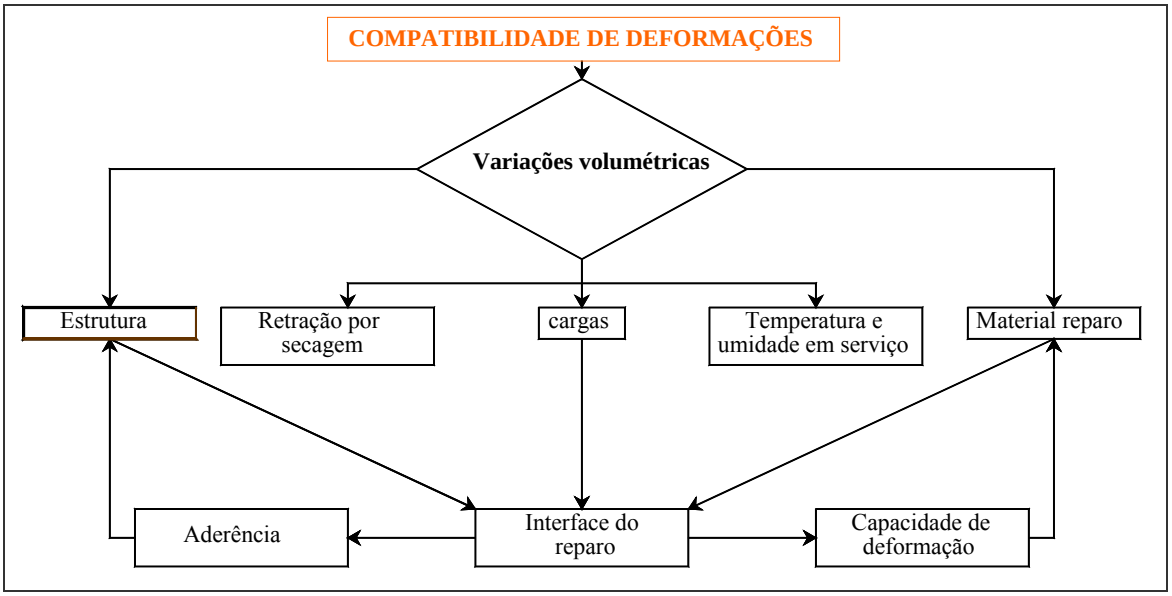


Figura 2.9 – Compatibilidade de deformações entre reparo e estrutura (MEDEIROS & SELMO, 2001)

> A aderência entre o substrato de concreto e o material de reparo deve ser garantida para que assim possa absorver tensões provocadas por mudança de volume dos materiais envolvidos, nas variações de umidade, temperatura e cargas de serviço. A retração por secagem do material de reparo de base cimentícia deve ser evitada, pois o mecanismo de secagem provoca tensões que podem gerar fissuras na interface com o concreto. Assim, o objetivo é de que a aderência entre o substrato e o material de reparo permita transferência de tensões na interface, de maneira que o reparo e a estrutura apresentem deformações homogêneas e compatíveis (BERTOLO & SELMO, 2005).

Com relação à compatibilidade eletroquímica, quando se realiza um reparo a armadura fica embutida parte no concreto antigo e parte no material de reparo. Isso pode provocar o surgimento da macropilha de corrosão, principalmente em locais aparentemente íntegros antes da intervenção e na interface com o reparo. A parte da armadura em contato com o concreto antigo, passa a atuar como ânodo, enquanto a parte recuperada passa a funcionar como cátodo. Conforme Bertolo & Selmo (2005), para as argamassas de reparo, são apresentadas na Tabela 2.1, algumas de suas propriedades que podem afetar a compatibilidade eletroquímica.

Tabela 2.1 – Propriedades básicas do sistema e das argamassas de reparo

Estado	Requisitos	Argamassas de reparo	Sistema de reparo
Fresco	Trabalhabilidade	Manutenção da consistência até após 1 ou 2 horas; densidade de massa aparente	Facilidade de aplicação e acabamento superficial
Endurecido	Compatibilidade de deformações	Resistência à tração, compressão, módulo de elasticidade, retração linear potencial por secagem livre	Aderência inicial à tração direta, por cisalhamento ou esforços mistos; aderência final após envelhecimento acelerado ou natural
	Compatibilidade eletroquímica	Composição química (aditivos e adições), resistência à carbonatação, resistência à penetração de íons agressivos (Cl, SO_4), resistividade elétrica	Susceptibilidade à formação de macrocélulas em armaduras, controle de permeabilidade do reparo e da interface

Fonte: Bertolo & Selmo (2005)

Ainda segundo os autores, a manutenção da trabalhabilidade do material no estado fresco é uma propriedade indispensável ao material de reparo, pois ela garante a aderência do material. A densidade de massa aparente é outra característica importante, pois controla o rendimento e a constância do teor de ar incorporado.

As propriedades do material de reparo no estado endurecido suscitam muito mais a atenção dos pesquisadores. Retração, aderência, resistência à tração na flexão,

resistência à compressão, permeabilidade por porosidade e resistência à carbonatação, são algumas das propriedades mais discutidas.

Vaysburd & Emmons (2000) defendem que o material de reparo precisa ter baixo módulo de elasticidade e retração e altos valores de resistência à tração, o que deve garantir resistência ao surgimento de fissuras na interface. Mailvaganam (1992) também entende que o baixo módulo de elasticidade pode contribuir para amenizar tensões na interface do reparo, decorrentes da retração por secagem ou efeito térmico.

Uma classificação mais quantitativa das propriedades do material de reparo no estado endurecido é apresentada na Tabela 2.2. Essa proposta de classificação foi elaborada pelo estudo de Medeiros & Selmo (2001) realizado em treze argamassas de reparo, sendo seis de preparo em obra e sete industrializadas do mercado de São Paulo, em 2001.

Tabela 2.2 – Requisitos e critérios sugeridos para controle e especificação de argamassa de reparo

Método	**Limites e faixas propostas de classificação**
Consistência inicial	Para aplicação manual: 200 $\pm$ 10 mm
Resistência à tração na flexão, 28 dias	Alta: $\geq$ 11 MPa / Média: 9 a 11 MPa / Baixa: < 9 MPa
Resistência à compressão, 28 dias	Alta: $\geq$ 55 MPa / Média: 45 a 55 MPa / Baixa: < 45 MPa
Retração por secagem, 7 dias	Baixa: <0,07% / Média: 0,07 a 0,10% / Alta: >0,10%
Aderência por cisalhamento ou por tração direta a um substrato padrão	A ruptura deve preferencialmente ocorrer no concreto de substrato
Absorção de água por capilaridade (após 24 horas de ensaio)	Baixa: < 0,5 kg/m^2.h$^{-0,5}$ / Média: 0,5 a 1,0 kg/m^2.h$^{-0,5}$ / Alta: > 1,0 kg/m^2.h$^{-0,5}$

Fonte: Medeiros & Selmo (2001)

Na prática de Engenharia a maioria dos trabalhos de reforços estruturais é precedida por serviços de recuperação. Logo, deve-se procurar utilizar materiais de reparo de melhores características e propriedades que os já existentes na peça. Neste sentido, os materiais à base de cimento Portland reforçados com fibras de aço, tais como as argamassas e os microconcretos, aqui denominados simplesmente por compósitos cimentícios, mostram-se como uma alternativa viável. Propriedades como a resistência à propagação de fissuras e tenacidade, tanto em solicitações estáticas, quanto dinâmicas, pode conferir ao reparo uma maior durabilidade e eficiência.

2.2.Materiais cimentícios reforçados com fibras de aço

O concreto é o material mais largamente usado na construção. Estima-se que o seu consumo mundial anual seja de seis bilhões de toneladas, ou seja, é o segundo bem de consumo mais utilizado pelo homem, só perdendo para a água. É popularmente conhecido pela sua facilidade de produção e versatilidade.

Entretanto, a matriz cimentícia de concretos e argamassas tem baixa resistência à tração em relação à sua resistência à compressão, baixa capacidade de deformação e perde quase que imediatamente a sua resistência após o surgimento da primeira fissura, como ilustrado na Figura 2.10.

Neste sentido a incorporação de fibras curtas de aço, de elevada resistência à tração e ductilidade, na matriz cimentícia pode melhorar a sua capacidade de carga e de deformação. A presença dessas fibras não melhora a resistência à tração da matriz, porém, mantém uma capacidade portante pós-fissuração e suporta deformações bem maiores do que a matriz sozinha.

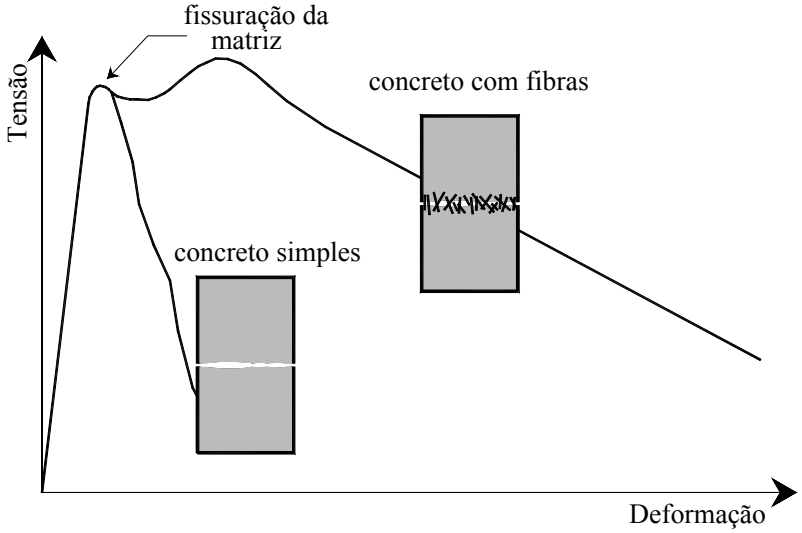


Figura 2.10 – Comportamento de matrizes cimentícias

O ACI 544.1R (1996) define o concreto com fibras de aço como um material feito de cimento hidráulico contendo agregados miúdos e graúdos e fibras discretas e descontínuas. O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) pode ser considerado um compósito, onde a matriz é o concreto de cimento Portland e o reforço é constituído pelas fibras de aço distribuídas aleatoriamente na matriz.

Bentur & Mindess (1990) comentam que as fibras de aço não são tão eficientes quanto as armaduras contínuas para suportar esforços de tração, entretanto, apresentam

papel fundamental no controle da propagação de fissuras no concreto. Elas alteram o comportamento mecânico do concreto após a ruptura da matriz e melhoram a sua tenacidade, ou seja, a sua capacidade de absorção de energia.

Como exemplifica a Figura 2.11, as fissuras existentes numa matriz de concreto podem ser interceptadas pelas fibras, que por sua vez, opõem-se a tendência de alargamento das fissuras devido à sua aderência com a matriz. Como resultado, há um aumento na tenacidade do material, pois mais energia é necessária para que ocorra abertura das fissuras. Dessa maneira, a ruína torna-se menos frágil, por conta de deformações plásticas e do escorregamento das fibras.

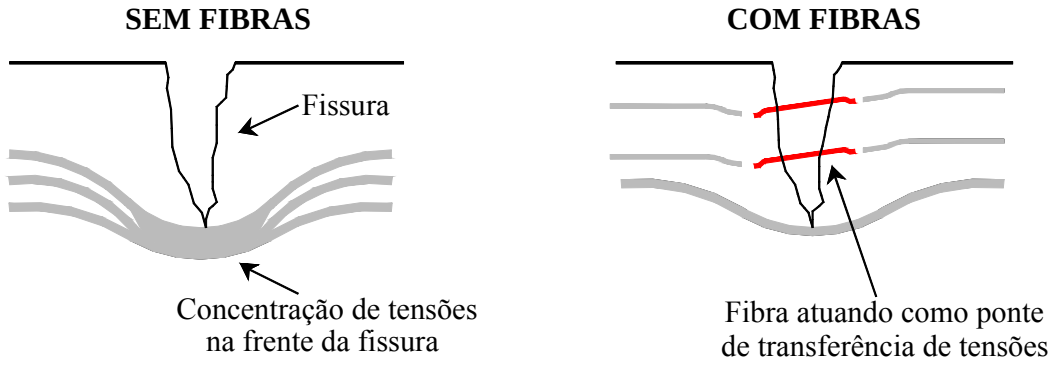


Figura 2.11 – Mecanismo de controle de propagação de fissuras (NUNES & AGOPYAN, 1998)

2.2.1.Tipos e propriedades das fibras de aço

Segundo Tamini (2001) existem três tipos principais de fibras que podem ser usadas como reforço da matriz cimentícia. São elas:

- *Fibras metálicas*: usualmente de aço;
- *Fibras minerais*: sendo o vidro, o mais comum;
- *Fibras poliméricas*: incluindo aí o carbono, nylon, polipropileno e poliéster.

A escolha entre um e outro tipo de fibra a ser usada depende das características que se deseja obter com o material. De acordo com Oliveira (2005) as fibras com módulo de elasticidade menor e alongamento maior do que as matrizes de cimento, como por exemplo, as fibras de polipropileno e polietileno, são capazes de absorver grandes quantidades de energia, proporcionando assim elevada tenacidade. Entretanto, não contribuem muito para o aumento da resistência do compósito.

Conforme o ACI 544.1R (1996) as fibras de aço são mais utilizadas em relação às demais, provavelmente por serem mais facilmente encontradas no mercado. As fibras de

aço fabricadas no Brasil para adição no concreto possuem comprimentos que variam da ordem de 25 a 62,5 mm. Possuem resistência à tração entre 345 a 2.100 MPa e módulo de elasticidade de 200 a 210 GPa. Para facilitar o seu manuseio, as fibras de aço podem ser agrupadas em feixes de 10 a 30 fibras coladas por meio de cola solúvel em água, que se dissolve durante o processo de mistura.

Com relação à sua geometria, várias formas surgiram ao longo dos anos devido à evolução do processo industrial de fabricação e/ou com objetivo de se obter melhor ancoragem à matriz de cimento. A Figura 2.12 mostra as características geométricas de alguns tipos de fibras de aço.

Normalmente, as fibras possuem perfil longitudinal variável que pode se estender ao longo de todo o seu comprimento (fibras onduladas) ou somente nas extremidades, no caso de ganchos. A finalidade é a de melhorar o desempenho da fibra na aderência e escorregamento, por meio de ancoragem mecânica que é mais eficiente que os mecanismos de atrito e cisalhamento que predominam em fibras retas e lisas (BENTUR & MINDESS, 1990).

De acordo com o ACI 544.1R (1996), uma característica muito importante das fibras é o seu fator de forma, definido como sendo a relação entre o seu comprimento e o seu diâmetro (l_f/d_f). No caso de fibras com seção transversal não circular usa-se o seu diâmetro equivalente.

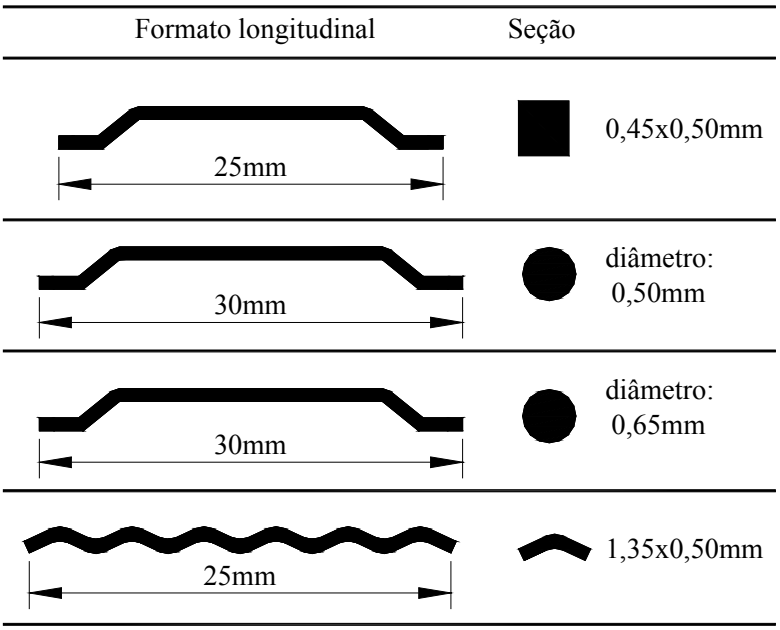


Figura 2.12 – Geometria de algumas fibras de aço (FIGUEIREDO, 2000)

2.2.2.Características do comportamento de um CRFA

A geometria, o volume de fibras e a dimensão máxima dos agregados são aspectos importantes que devem ser considerados quando da utilização de fibras de aço em matrizes de concreto. Segundo descrito em Nunes et al. (1997) o agregado graúdo não pode ter diâmetro máximo duas vezes maior que o comprimento da fibra, pois o efeito de ponte na transferência de tensões pela fibra pode ser diminuído. Isto ocorre porque a fissura propaga-se preferencialmente ao longo da interface agregado-matriz do que pela fibra, como exemplificado na Figura 2.13.

Deve então, existir compatibilidade dimensional entre agregados e fibras, de modo que as fibras interceptem com maior freqüência possível as fissuras que surgem no compósito. Segundo Figueiredo (2000) um concreto com compatibilidade dimensional entre agregado e fibra pode ser representado pela Figura 2.14.

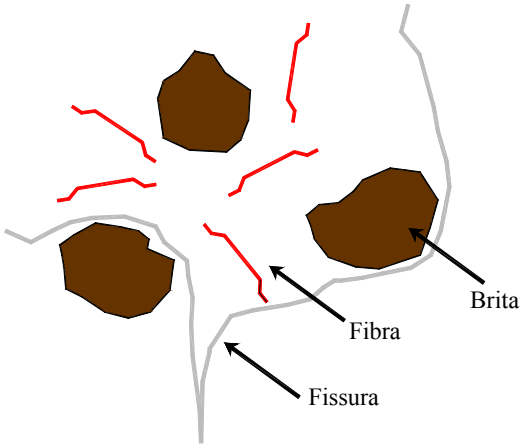


Figura 2.13 – Propagação preferencial de fissura na interface agregado-matriz (NUNES et al, 1997)

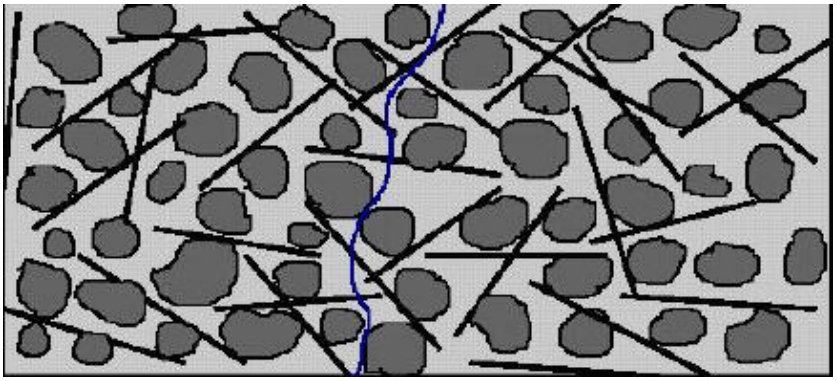


Figura 2.14 – Compatibilidade dimensional entre fibras e agregados (FIGUEIREDO, 2000)

Os benefícios da adição de fibras em um concreto podem ser os seguintes:

- Redução e atraso no crescimento das fissuras;

- Resistência às forças de tração após a fissuração da matriz por conta da oposição das fibras ao arrancamento;
- Aumento da resistência ao cisalhamento;
- Aumento da resistência à flexão;
- Melhoria da resistência ao impacto;
- Aumento da resistência à fadiga sob ações cíclicas.

Na matriz cimentícia de um concreto existem inúmeras falhas iniciais (Figura 2.15). Kim et al. (1999) verificaram que essas falhas são aproximadamente da ordem de 60 μm. De acordo com Nelson et al. (2002), quando o concreto é carregado, desenvolvem-se regiões de concentração de tensões na ponta dessas falhas, formando-se assim, as microfissuras. Consequentemente, as falhas iniciais propagam-se em direção à região completamente microfissurada à sua frente. Segundo Kamada et al. (1998) a microfissuração é um dano que antecede a formação da fissura em uma matriz cimentícia.

Quando são introduzidas fibras curtas de aço na matriz de concreto, elas atuam como obstáculos ao desenvolvimento das microfissuras. Nelson et al. (2002) consideram que se o mecanismo de microfissuração, que antecede a formação da macrofissuração na matriz cimentícia, for corretamente compreendido, um compósito pode ser projetado de maneira a se obter uma elevada resistência à primeira fissura.

Nesse sentido, Betterman et al. (1995) *apud* Nelson et al. (2002) investigaram a eficiência de microfibras na retenção à propagação das microfissuras na matriz cimentícia. Os autores relataram que as microfibras foram capazes de conter o crescimento das microfissuras e atrasar o início da formação da fissura. Nelson et al. (2002) classifica como microfibras, fibras com diâmetro menor ou igual a 30 μm.

Segundo Bentur & Mindess (1990) a interação fibra-matriz, ou seja, a transferência de tensões entre a matriz e as fibras ocorre antes e após a fissuração da matriz. Antes da fissuração, a transferência de tensões é de natureza elástica, as deformações na interface são compatíveis para a fibra e a matriz e a transferência de tensões ocorre por aderência.

Após a fissuração, ocorre ruptura da adesão da matriz com as fibras, e o processo de transferência de tensões na interface entre os dois componentes passa a ser controlado por tensões de atrito. Sendo assim, surgem deslocamentos relativos entre as fibras e a matriz.

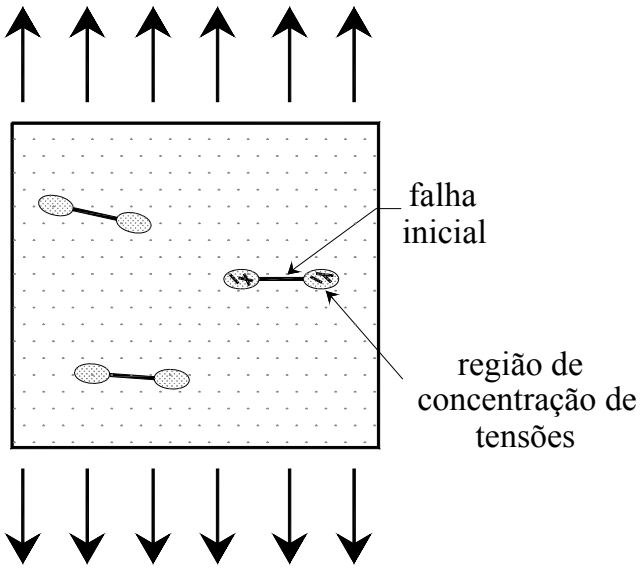


Figura 2.15 – Ilustração do início do dano em uma matriz cimentícia

A transição da transferência de tensões elásticas para tensões por atrito ocorre quando a tensão tangencial na interface excede a resistência de aderência por adesão entre a fibra e a matriz. Inicia-se a ruptura da adesão e as tensões tangenciais de atrito começam a atuar na interface.

Se a resistência à tração da matriz é elevada, a ruptura da adesão ocorre antes da fissuração da matriz. Por outro lado, se a resistência da matriz é baixa, a fissuração acontece antes da ruptura da adesão entre a fibra e a matriz. Pela Figura 2.16, pode-se verificar o processo de arrancamento de uma fibra da matriz. A presença do gancho mobiliza um maior volume da matriz para resistir à extração da fibra.

Li (2002) afirma que o comportamento de um compósito é dependente de uma adequada aderência da interface fibra-matriz. Se a aderência é muita baixa, a fibra desliza facilmente e o efeito de ponte é prejudicado. Isto resulta numa baixa tenacidade e ductilidade do compósito. Por outro lado, se a aderência é elevada, a fibra rompe na matriz e, o compósito, numa situação extrema, pode até assemelhar-se a um material sem fibras. Logo, o comportamento mais apropriado depende do comprimento, diâmetro e resistência das fibras.

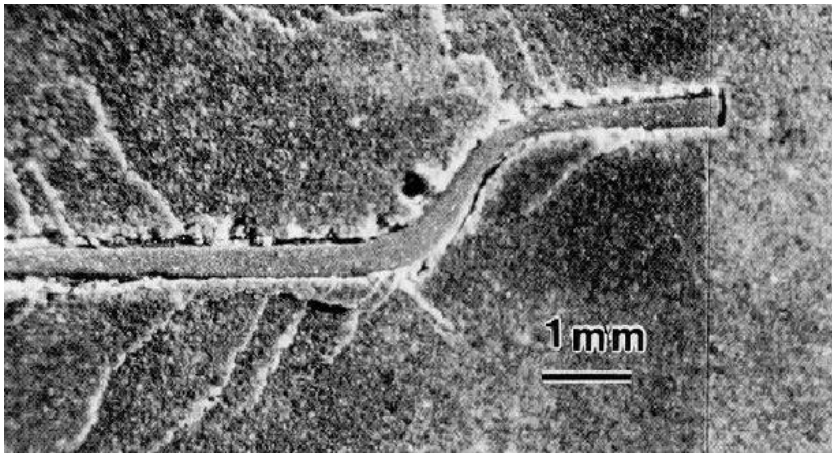


Figura 2.16 – Arrancamento de fibra de aço com gancho na extremidade (BENTUR & MINDESS, 1990)

2.2.2.1.Comportamento na flexão de vigas de CRFA

A resistência à tração na flexão de um concreto é uma propriedade influenciada pela adição de fibras. As fibras de aço por restringir a abertura e a propagação de fissuras tornam o compósito mais tenaz ao aumentar a sua capacidade de absorção e dissipação de energia durante o processo de fissuração e de fraturamento.

A Figura 2.17 ilustra a influência do teor de fibras de aço (fator de forma igual a 80) no comportamento à flexão em três pontos de vigas de concreto de alta resistência. Segundo Shah et al. (1995) a melhoria de desempenho do CRFA caracteriza-se pelas mudanças significativas que ocorrem no regime de ruptura desse material. Sendo o concreto simples um material de ruptura quase-frágil, as modificações decorrentes da adição de fibras de aço à matriz podem ser traduzidas pelo aumento dos níveis de ductilidade conferido ao elemento estrutural, especialmente na fase de pós-pico do histórico de carregamento.

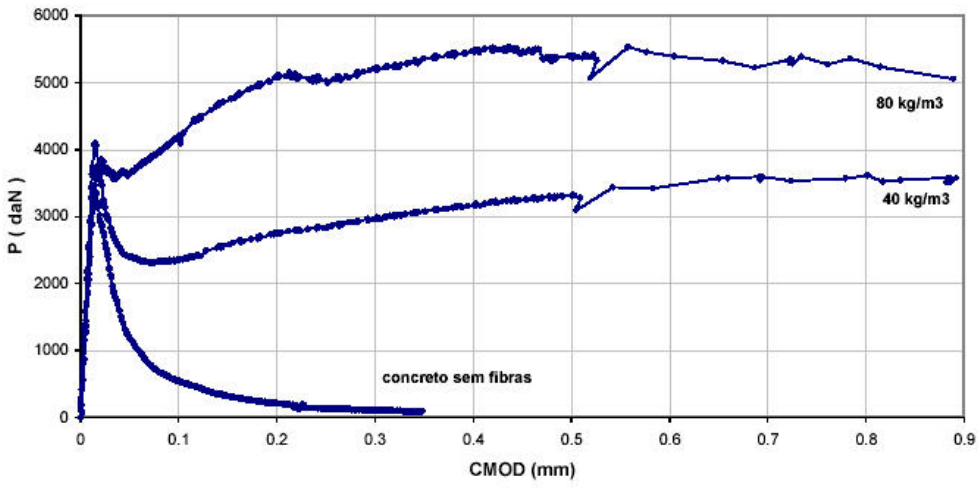


Figura 2.17 – Influência do teor de fibras adicionadas ao concreto simples (FERREIRA, 2002)

A contribuição principal das fibras ocorre então, após a fissuração da matriz. Assim, as fibras podem aumentar a resistência do compósito pela transferência de forças entre as fissuras e, aumentar a tenacidade por meio do alongamento e do escorregamento das fibras. O comportamento de uma viga de CRFA, de acordo com Nunes (1998), pode ser fragmentado em quatro estágios representados na Figura 2.18.

- *Estágio elástico*: até o ponto da primeira fissura, corresponde ao primeiro estágio de comportamento em que a viga não se encontra fissurada. Nesse estágio, as fibras não influenciam no comportamento do compósito;
- *Estágio de microfissuração da matriz*: a resistência da matriz é alcançada e são desenvolvidas microfissuras sucessivas. Numa viga de concreto simples, a microfissuração propaga-se rapidamente. Porém, numa viga de CRFA a microfissuração é restringida até que o carregamento máximo é alcançado e apareça uma primeira macrofissura;
- *Estágio de macrofissuras*: corresponde ao terceiro estágio de comportamento da viga de CRFA, onde ocorre propagação das fissuras e arrancamento de fibras;
- *Estágio final*: as fibras são alongadas ou arrancadas da matriz fissurada, o que resulta numa zona livre de tração. Esse estágio é exemplificado na Figura 2.19.

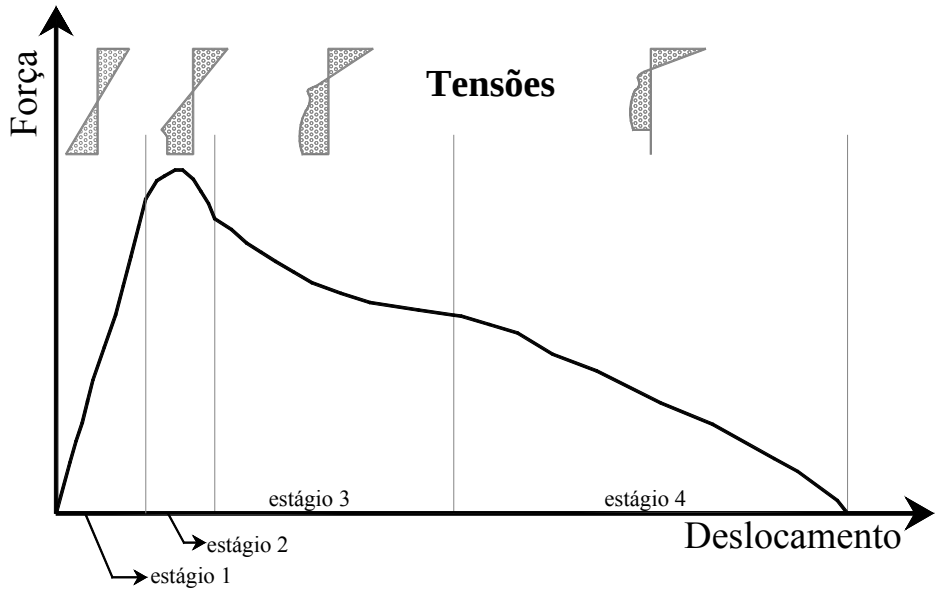


Figura 2.18 – Curva esquemática de uma viga de CRFA (Nunes, 1998)

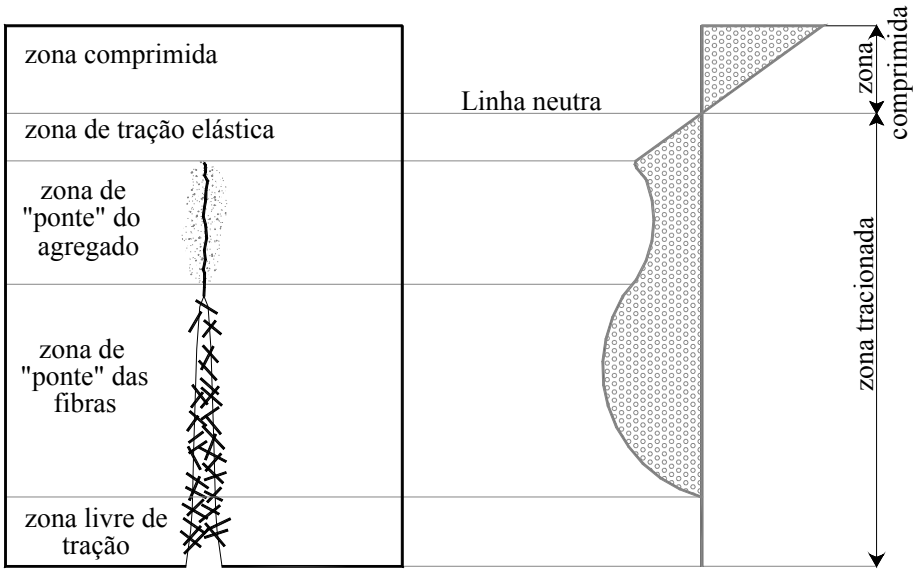


Figura 2.19 – Estágio final do comportamento de uma viga de CRFA (Nunes, 1998)

> A influência das fibras passa a ser importante somente após surgimento da primeira fissura, ou seja, quando se instala o processo de microfissuração sucessiva da matriz, que transfere as tensões para as fibras, as quais por sua vez, transportam as tensões para regiões íntegras da matriz. Assim, após este estágio, o comportamento de uma viga de CRFA é dirigido pelas fibras e o acréscimo de tensão conduzirá à ruptura ou ao arrancamento das fibras (BENTUR & MINDESS, 1990).

A capacidade de absorção de energia pelo CRFA é uma característica mecânica muito influenciada pela adição das fibras. Essa é uma das principais razões para se adicionar fibras ao concreto. Após atingir a carga máxima, o decréscimo de tensão é acompanhado por grandes deformações e, segundo o ACI 544.1R (1996), a energia total absorvida por uma viga de CRFA é 10 a 40 vezes superior a uma viga sem fibras.

Pelo ACI 544.1R (1996) a tenacidade é definida como a energia total absorvida antes da completa separação do corpo de prova. Pode ser medida tomando-se a área completa abaixo da curva força-deslocamento no ensaio de flexão. Com relação à contribuição das fibras à tenacidade, não existem dúvidas. Porém, ainda não existe um consenso sobre como expressar essa propriedade de maneira quantitativa.

Dois métodos são bem utilizados, o da ASTM C1018 (1994) e o proposto pelo Japan Society of Civil Engineers – JSCE-SF4 (1984). Ambos se baseiam na determinação da energia absorvida por vigas bi-apoiadas e carregadas com cargas concentradas nos terços do vão.

2.2.2.2.Comportamento ao cisalhamento de vigas de CRFA

Com a utilização de fibras de aço, o comportamento de uma viga de concreto submetida a solicitações tangenciais pode ser melhorado. Segundo alguns pesquisadores, quando tais fibras são incorporadas à matriz de concreto é possível ter:

- Aumento da resistência ao cisalhamento e da rigidez das vigas após a fissuração do concreto (IMAN et al., 1994; FURLAN JR. & HANAI, 1997; MORENO JR & PINTO JR, 1999; LIM & OH, 1999);
- Maior ductilidade à ruína da viga (IMAN et al., 1994; FURLAN JR & HANAI, 1997);
- Menor progresso da fissuração (FURLAN JR & HANAI, 1997; MORENO JR & PINTO JR, 1999);
- Substituição da ruptura por cisalhamento pela ruptura por flexão-cisalhamento ou por flexão, o que confirma a contribuição das fibras ao cisalhamento (FURLAN JR, 1995);
- Redução da flecha (FURLAN JR & HANAI, 1997), e;
- Substituição parcial dos estribos necessários para uma viga de concreto armado (LIM & OH,1999; LI, 2002).

A ruína por cisalhamento de uma viga de concreto simples, devida à formação de uma fissura diagonal pode ser considerada estruturalmente instável. Num CRFA, segundo Li (2002), assim que se forma uma fissura diagonal, as fibras tornam-se mais efetivas devido ao efeito de ponte que costura a fissura. Esse efeito, associado à redistribuição de tensões através das fissuras e, consequentemente da formação de outras fissuras diagonais, evita a ruína frágil por cisalhamento. De acordo com Iman et al. (1994) as fibras permanecem resistindo até o seu completo arrancamento através de uma fissura crítica.

Ainda conforme mostrado por Balaguru & Shah (1992) *apud* Li (2002), a resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto pode ser até 100% incrementada, mas o efeito das fibras sobre essa resistência, depende da relação entre o vão de cisalhamento (a_v) e a altura útil da viga (d), conforme ilustrado na Figura 2.20.

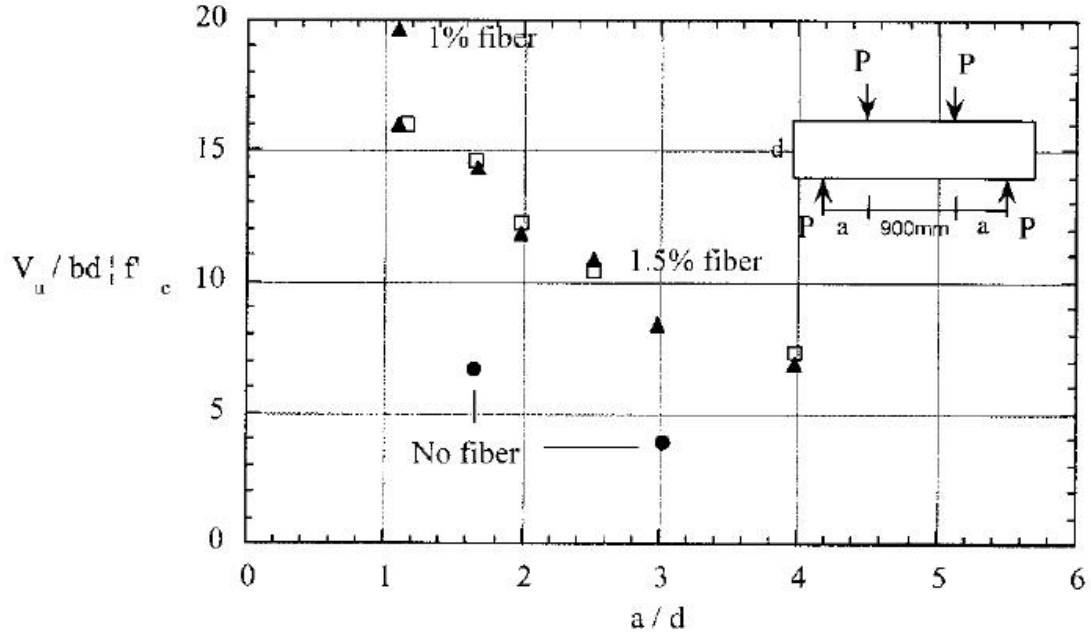


Figura 2.20 – Incremento da capacidade ao cisalhamento pela adição de fibras (BALAGURU & SHAH, 1992 *apud* LI, 2002)

De acordo com Lim & Oh (1999), em vigas esbeltas ($a_v/d \geq 2{,}50$), sem estribos e reforçadas com fibras de aço, o esforço cortante como exemplificado pela Figura 2.21, é transmitido por meio: da parcela do concreto comprimido (V_c), de forças de atrito desenvolvidas entre as faces da fissura diagonal (V_a), do efeito de pino da armadura longitudinal que atravessa a fissura (V_p) e pelas componentes da força de arrancamento das fibras ao longo da fissura diagonal (V_{fib}).

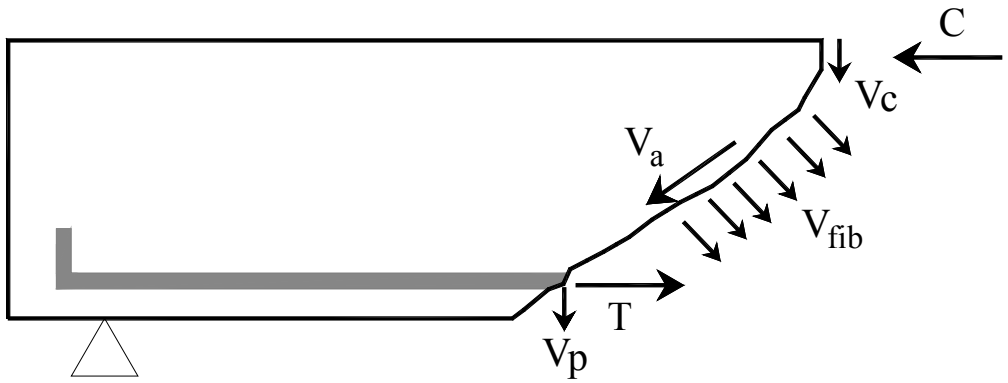


Figura 2.21 – Mecanismos resistentes de uma viga de concreto com fibras segundo Lim & Oh (1999)

O acréscimo na resistência ao cisalhamento, devido à presença de fibras, pode ser expresso pela eq. (2.1). A parcela de esforço resistente obtida com a adição de fibras ao concreto é compreendida pela presença das fibras que atravessam e consequentemente evitam a abertura da fissura. A componente vertical desse esforço, normal ao plano da fissura, representa a contribuição das fibras na resistência ao cisalhamento.

$$V_{fib} = \sigma_{cu}.b.(h - x) \quad (2.1)$$

Em que:

x = é a altura da região comprimida de concreto;

b = é a largura da viga;

h = altura da viga;

σ_{cu} = é a resistência do compósito à tração na pós-fissuração. Pode ser obtido pela eq. (2.2).

$$\sigma_{cu} = 0{,}5.\tau_{fu}.V_f.\frac{l_f}{d_f} \quad (2.2)$$

τ_{fu} = é a resistência média de aderência na interface fibra-matriz, calculada por meio da eq. (2.3).

$$\tau_{fu} = \frac{\sigma_{ct,u} - \gamma \cdot f_{ct}.(1 - V_f)}{2.\alpha.\beta.(l_f / d_f).V_f} \quad (2.3)$$

Em que:

$\sigma_{ct,u}$ = é a resistência à tração direta do compósito. Segundo a RILEM TC 162-TDF (2002b) pode ser considerada como 60% da sua resistência à tração na flexão;

$\gamma = 1{,}0$;

$\alpha = \beta = 0{,}41$;

V_f = volume de fibra;

f_{ct} = resistência da matriz à tração direta. Pode ser tomada como equivalendo a 90% da resistência à tração indireta da matriz: $0{,}9.f_{ct,sp}$.

É importante ressaltar que esse modelo foi deduzido para vigas esbeltas, onde a ação de viga é predominante. A ação de viga e de arco, segundo Russo & Puleri (1997), são os dois principais mecanismos resistentes ao cisalhamento provenientes da contribuição do concreto de vigas sem armadura transversal.

Conforme Kim & Park (1996), a ação de viga é predominante em vigas esbeltas, em que a relação a_v/d é maior do que um valor da ordem de 2,0 a 3,0. Em tais casos, a ruína ocorre quando a força de tração diagonal não pode mais ser transmitida através das fissuras diagonais, seja por tensões de tração residuais, por engrenamento dos agregados, ou por efeito de pino da armadura longitudinal. Esse tipo de ruína é normalmente denominado de ruína por tração diagonal.

A ação de arco é predominante em vigas relativamente curtas, onde a relação a_v/d é menor do que um valor da ordem de 2,0 a 3,0. Nesses casos, a ruína é denominada de ruína por cisalhamento-compressão e pode ocorrer por esmagamento ou por fendilhamento do concreto, devido à penetração das fissuras diagonais nessa região. A força aplicada é transmitida diretamente ao apoio, devido à formação de uma biela de compressão ligando a força ao apoio (ação de arco).

Swamy et al. (1993) apresentam um método para cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem estribos contendo fibras de aço, baseado na analogia de treliça. A parcela do esforço cortante devido à contribuição das fibras é calculada utilizando-se a eq. (2.4). Essa expressão foi idealizada considerando-se a formação de uma fissura crítica com inclinação de 45°.

$$V_{fib} = 0{,}9.\sigma_{cu}.b.d \qquad (2.4)$$

2.3.CRFA pelo enfoque da Mecânica do Fraturamento

2.3.1.Conceitos iniciais

- *Tenacidade:*

A Tenacidade (Flexional) de um material pode ser definida como sendo a sua capacidade de absorção de energia. Já a Tenacidade ao Fraturamento é a propriedade mecânica que o material apresenta de absorver e dissipar energia durante o processo de fraturamento, indicando a resistência por ele apresentada, em termos de intensificação de tensões, ao avanço da fissura.

- *Modos de Fraturamento:*

As fissuras podem se propagar em um sólido de três maneiras diferentes, dependendo do tipo de solicitação a qual está sendo submetido. Essas maneiras distintas de propagação são chamadas de "Modos de Fraturamento" e são apresentadas na Figura 2.22. O Modo I é o responsável pela maioria das fissuras nas estruturas, uma vez que os outros dois modos dificilmente ocorrem isoladamente.

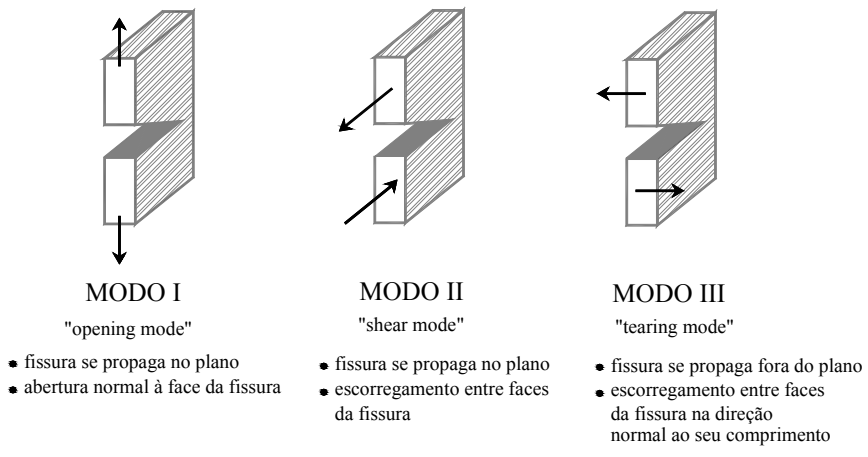


Figura 2.22 – Modos de Fraturamento

- *Concentração de tensões e Fator de Intensidade de Tensões:*

As concentrações de tensões são fenômenos de natureza local que decorrem da existência de "concentradores" de tensão em uma estrutura. Vértices, saliências, pequenos defeitos, falhas internas no material, mudanças bruscas de geometria do sólido (furos, entalhes, mudanças de seção) podem ser considerados concentradores naturais de tensões. Pela Figura 2.23 pode-se verificar que pela existência de descontinuidades no sólido, as linhas de tensão aproximam-se umas das outras, gerando assim uma concentração de tensões.

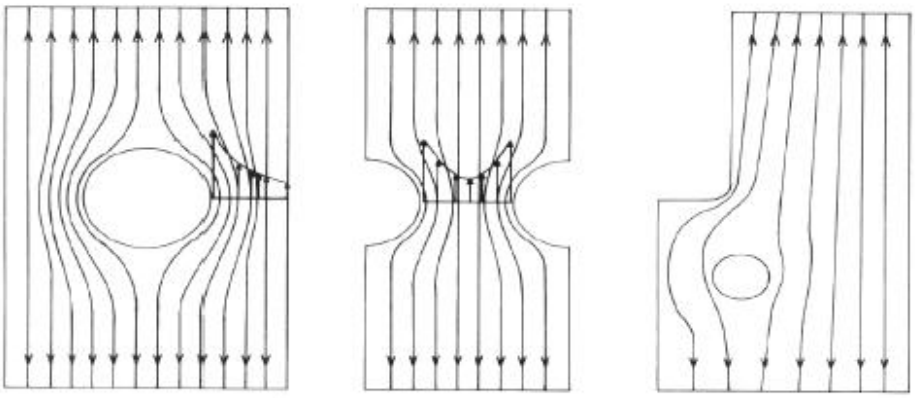


Figura 2.23 – Concentração de tensões em placas (BROEK, 1988)

Lemaitre & Chaboche (1990) comentam que o conhecimento do campo de tensões e deformações na ponta da fissura (eqs. 2.5 a 2.8) é fundamental para a análise da sua propagação. Segundo Broek (1988), se o material for considerado elástico, a Teoria da Elasticidade pode ser usada para determinar o campo de tensões em um ponto qualquer de um corpo arbitrário submetido a uma fissura que é solicitada no modo I, conforme ilustra a Figura 2.24.

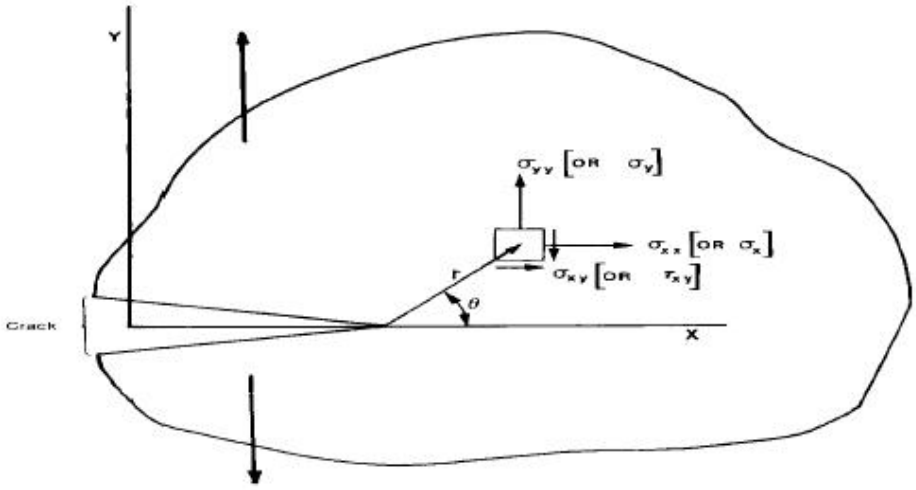


Figura 2.24 – Ilustração do campo de tensões em um corpo fissurado (BROEK, 1988)

$$\sigma_x = \frac{K}{\sqrt{2\pi.r}} \cos\frac{\theta}{2}.\left(1 - \text{sen}\frac{\theta}{2}.\text{sen}\frac{3\theta}{2}\right) \quad (2.5)$$

$$\sigma_y = \frac{K}{\sqrt{2\pi.r}} \cos\frac{\theta}{2}.\left(1 + \text{sen}\frac{\theta}{2}.\text{sen}\frac{3\theta}{2}\right) \quad (2.6)$$

$$\tau_{xy} = \frac{K}{\sqrt{2\pi.r}} \cos\frac{\theta}{2}.\text{sen}\frac{\theta}{2}.\text{sen}\frac{3\theta}{2} \quad (2.7)$$

$$\sigma_z = 0 \quad (2.8)$$

O parâmetro K das expressões anteriores recebe o nome de "Fator de Intensidade de Tensões" e, segundo Lemaitre & Chaboche (1990) representa a amplitude da singularidade do campo de tensões na ponta de uma fissura. Nesse caso, o fator K, que é função do carregamento externo, das dimensões do corpo fissurado, da extensão da fissura e da vinculação, representa o Fator de Intensidade de Tensão para o modo I de fraturamento, K_I. Para problemas planos, o K_{II}, Fator de Intensidade de Tensão para o modo II, também pode ser ativado.

Quando K_I atinge um valor crítico, a fissura pode propagar de forma instável. O valor crítico do Fator de Intensidade de Tensões, K_{IC}, de acordo com Shah (1999) é uma propriedade do material relacionada à sua capacidade de resistência à propagação da fissura e, pode ser entendida como tenacidade à fratura do material.

2.3.2.Curvas de Resistência

O estudo de propriedades mecânicas do CRFA sob o enfoque da Mecânica do Fraturamento possibilita tratar diretamente os mecanismos de dissipação de energia associados à ruptura desse material (SHAH et al., 1995). Os processos de fissuração e fraturamento do CRFA podem ser visualizados por meio das Curvas de Resistência.

As Curvas de Resistência, denominadas simplesmente por Curvas-R, em princípio, são diagramas utilizados para a descrição da resistência apresentada pelos materiais à formação e propagação da fissura, em termos de absorção de energia (BROEK, 1986).

Esses diagramas são construídos, classicamente, pela representação gráfica da Taxa de Dissipação de Energia, R, requerida para o crescimento da fissura e da Taxa de Liberação de Energia de Deformação devida ao crescimento da fissura, G, em função da quantidade de avanço da fissura, Δa. De forma análoga, podem ser representadas em

função da extensão normalizada da fissura, α, relativamente à altura do corpo de prova ou ainda em função do Deslocamento de Abertura da Entrada do Entalhe, o CMOD (FERREIRA, 2002).

A Taxa de Liberação de Energia, G, necessária à propagação de uma fissura unitária para o Modo I (abertura) de solicitação ao fraturamento, pode ser de grande utilidade para a descrição do processo de ruptura. De acordo com Ferreira (2002), o material entrará em colapso estrutural sempre que G atingir um valor crítico, G_c, ou seja, a Tenacidade ao Fraturamento do material.

Para o caso específico de materiais de resposta elástica linear, a fissura propagará quando a taxa de liberação de energia superar o valor crítico G_c, como ilustrado na Figura 2.25. O valor de R, que reflete a resistência do material à propagação da fissura, permanece constante após propagação inicial da fissura.

Por outro lado, para materiais de resposta inelástica ao fraturamento, como os concretos, a resistência R deixa de ser constante e passa a ser uma função da própria extensão Δa da fissura (GROSS, 1990), apresentando um comportamento não-linear, conforme ilustra a Figura 2.25. Conforme Ferreira (2002), durante o processo de fissuração e fraturamento desses materiais observa-se, como conseqüência da formação e do desenvolvimento da zona de processos inelásticos, a ocorrência de propagação estável da fissura, antes que ela tenha atingido as dimensões críticas necessárias ao colapso estrutural. Esse tipo de propagação é também denominado crescimento subcrítico da fissura e caracteriza a resposta inelástica do material ao fraturamento.

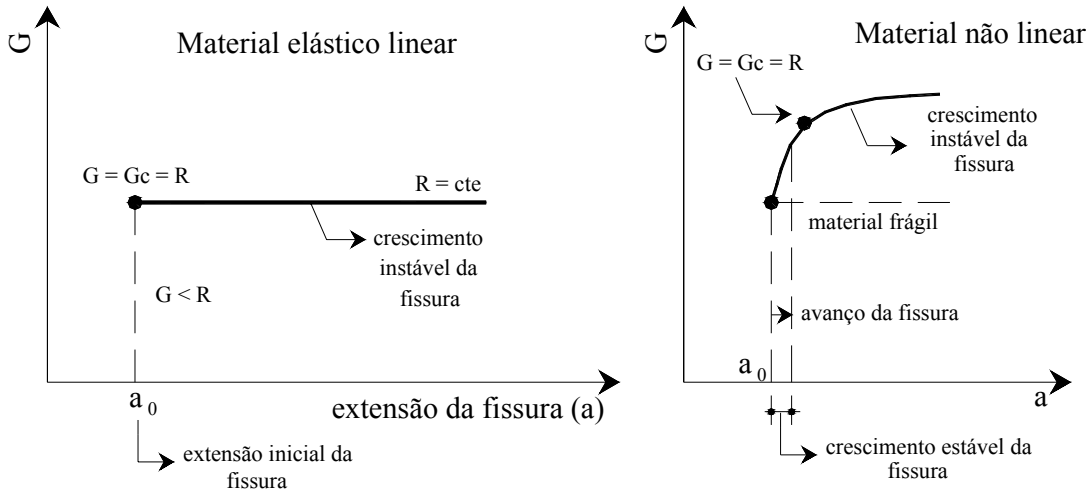


Figura 2.25 – Curvas de Resistência

Então, uma maneira consistente para avaliação das propriedades resistentes ao fraturamento do CFRA é aquela provida pelas Curvas de Resistência, as quais podem ser construídas a partir das informações de ensaios de fraturamento, onde a resistência ao fraturamento, R, é expressa em função do avanço da fissura.

Em decorrência da relação existente entre a taxa crítica de dissipação de energia, G_C e o fator crítico de intensidade de tensão, K_{IC}, na maioria das vezes, essas curvas são construídas em função desse último parâmetro, que passa então a receber a designação K_R (FERREIRA, 2002).

Assim, para avaliação das propriedades de resistência ao fraturamento dos CRFA a partir da construção de curvas de resistência, pode-se aplicar o modelo elástico efetivo concebido em Ferreira (2002). Segundo o autor, com esse modelo é possível avaliar não só a variação da resistência ao fraturamento com a progressão da fissura, mas também a distinção entre os diversos regimes e fases que constituem o processo de ruptura: crescimento subcrítico da fissura, a localização da deformação, a fase de transferência de tensões para as fibras, bem como a fase de arrancamento das fibras (*pull-out*).

Dessa maneira, de forma mais clara, torna-se possível à obtenção de um panorama mais geral do processo de colapso estrutural, conforme ilustra a Figura 2.26. Nessa figura ilustram-se as curvas efetivas de resistência ao fraturamento, construídas a partir de informações experimentais e determinadas com base nas relações elásticas P-CMOD, para os concretos com diferentes teores de fibras metálicas apresentadas na Figura 2.17.

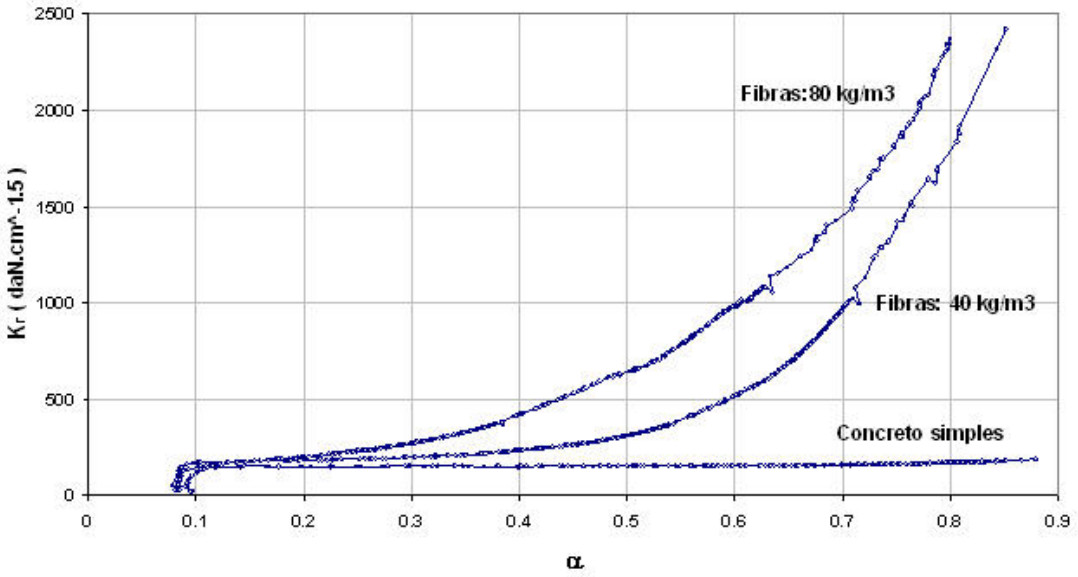


Figura 2.26 – Curvas-R para o concreto com diferentes taxas de fibras (FERREIRA, 2002)

Na figura anterior, a resistência ao fraturamento, K_r é descrita em função da extensão da fissura, a, normalizada relativamente à altura W do corpo-de-prova (α = a/W). Observa-se, de forma clara, o ganho de resistência que se obtém pela adição de fibras metálicas ao concreto, o que não seria possível avaliar por outros conceitos, que não os acoplados à Mecânica do Fraturamento.

2.4.Bibliografia do Capítulo

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1996). *ACI 544.1R*: State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Detroit.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). *ASTM C1018/94b*: Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading). Philadelphia.

BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. (1992). *Fiber reinforced cement composites*. McGraw-Hill International Editions, New York *apud* LI, V.C. (2002). Large volume, high-performance applications of fibers in civil engineering. *Journal of Applied Polymer Science*, v. 83, p.660-686.

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). *Fibre reinforced cementitious composites*. New York, Elsevier Applied Science.

BERTOLO, R. S.; SELMO, S. M. S. (2005). Argamassas de reparo de estruturas de concreto com corrosão de armaduras: sugestões de requisitos e critérios básicos para qualificação. *Revista Ibracon*, v.38, p.64-72, março a maio.

BETTERMAN, L. R.; OUYANG, C.; SHAH, S. P. (1995). Fiber-matrix interaction in microfiber-reinforced mortar. *Adv. Cem. Based Mater.,* 2(2), p.53-61 *apud* NELSON, P. K.; LI, V. C.; ASCE, F.; KAMADA, T. (2002). Fracture toughness of microfiber reinforced cements composites. *Journal of Materials in Civil Engineering*. v. 14, n.5, p.384-391, october.

BROEK, D. (1986). *Elementary Engineering Fracture Mechanics*. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, The Netherlads.

BROEK, D. (1988). *The Practical use of Fracture Mechanics*. Kluwer Academic Publishers, 2.ed.

CUSSON, D.; MAILVAGANAM, N. P. (1996). Durability of concrete repair materials. *Concrete International*, v.18, n.3.

FERREIRA, L. E. T. (2002). *Sobre a resistência ao fraturamento do concreto e do concreto reforçados com fibras de aço*. 266p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo. 2002.

FIGUEIREDO, A. D. (2000). Concreto com Fibras de Aço. *Boletim Técnico – Série BT/PCC/260*, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo.

FURLAN JR., S. (1995). V*igas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão*. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. 1995.

FURLAN JR., S.; HANAI, J.B. (1997). Shear behaviour of fiber reinforced concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, v.19, n.4, p.359-66, july-august.

GROSS, D. (1990). Path Independent Integrals and crack growth parameters in nonlinear fracture mechanics. *Nonlinear Fracture Mechanics*, Int. Centre for Mech. Sciences, Courses and Lectures, n. 314, In: M. P. Wnuk, Editor, Springer-Verlag, N.Y., p.123-141.

HELENE, P. R. L. (1992). *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2ªed. São Paulo: Pini, 1992.

IMAM, M.; VANDEWALLE, L.; MORTELMANS, F. (1994). Shear capacity of steel fiber high-strength concrete beams. In: ACI INTERNATIONAL CONFERENCE, Singapore, 1994. *Proceedings*. V. M. Malhotra Editor, p.227-41. (SP-149 ACI).

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (2001). *FIB*: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures. CEB-FIP-grupo 9.3, Stuttgart.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1984). *JSCE-SF4/84*: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. Concrete Library of JSCE. Part III-2. Method of tests for steel fiber reinforced concrete, n.3. p.58-61. June.

KAMADA, T.; IWANAMI, M.; NAGATAKI, S. (1998). Accoustic emission discrimination of crack types in reinforced concrete beams. *Fracture Mechanics of Concrete Structures: Proceedings, FRAMCOS-3,* AEDIFICATIO Publishers, Frieburg, Germany, p. 57-66.

KIM, J. K.; PARK, Y. D. (1996). Prediction of shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement. *ACI Materials Journal*, v.93, n.3, p.213-22, may-june.

KIM, P. J.; WU, H. C.; LIN, Z.; LI, V. C.; DELHONEUX, B.; AKERS, S. A. (1999). Micromechanics-based durability study of cellulose cement in flexure. *Cement Concrete Research,* v.29, p.201-208.

LANDMAN, R. (2001). *Inspeções de obras-de-arte especiais rodoviárias: abordagem crítica*. Apresentado na 4ª Conferência Anual IBC – "Melhores práticas e novas tecnologias para construção, manutenção e recuperação de pontes, túneis e viadutos", São Paulo, 2001.

LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. (1990). *Mechanics of Solid Materials*. 1.ed., Great Britain: Cambridge University Press, 1.ed.

LI, V. C. (2002). Large volume, high-performance applications of fibers in civil engineering. *Journal of Applied Polymer Science*, v. 83, p.660-686.

LIM, D. H.; OH, B. H. (1999). Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, v.21, p.937-44.

MAILVAGANAM, N. P. (1992). *Repair and protection of concrete structures*. CRC Press.

MANUAL de reabilitação de estruturas de concreto: reparo, reforço e proteção. (2003). Red Rehabilitar, editores. São Paulo.

MEDEIROS, M. H. F.; SELMO, S. M. S. (2001). Desempenho de argamassas para reparos localizados em estruturas de concreto com corrosão de armaduras. In: 43° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2001, Foz do Iguaçu. Anais. Foz do Iguaçu: IBRACON, 2001.

MORENO JR., A.L.; PINTO JR., N.O. (1999). Resistência ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - REIBRAC, 41, 1999, Salvador. *Anais.* São Paulo: IBRACON. CD-ROM.

NELSON, P. K.; LI, V. C.; ASCE, F.; KAMADA, T. (2002). Fracture toughness of microfiber reinforced cements composites. *Journal of Materials in Civil Engineering*. v. 14, n.5, p.384-391, october.

NUNES, N. L., AGOPYAN, V. (1998). Influência do fator de forma da fibra na tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibra de aço. *Boletim Técnico,* Escola Politécnica da USP – Departamento de Construção Civil.

NUNES, N. L. (1998). *Estudo da influência da geometria da fibra de aço na tenacidade à flexão dos compósitos de matriz de concreto*. 1193p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 1998.

NUNES, N. L.; TANESI, J.; FIGUEIREDO, A. D. (1997). Aplicação do concreto reforçado com fibras de aço na recuperação de estruturas e pavimentos. In: CONPAT - IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, outubro de 1997, Porto Alegre.

OLIVEIRA, S. L. (2005). *Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de alta resistência com fibras de aço*. p.115. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro. 2005.

RILEM TC 162-TDF (2002b): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ-w method: principles and applications. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.262-278, June.

RUSSO, G.; PULERI, G. (1997). Stirrup effectiveness in reinforced concrete beams under flexure and shear. *ACI Structural Journal*, v.94, p.227-238, n.3, May-June.

SHAH, S. P. (1999). An overview of the Fracture Mechanics of concrete. In: SIMPÓSIO TENDÊNCIA DA ENGENHARIA ESTRUTURAL EMPREGANDO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO E CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS. 1999, São Paulo, Anais... São Paulo: Escola Politécnica, USP, 1999.

SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. (1995). *Fracture Mechanics of Concrete – Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials*, John Wiley & Sons, Inc., U.S.A.

SWAMY, R. N.; JONES, R.; CHIAM, A. T. P. (1993). Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete I-beams. *ACI Structural Journal*, v.90, n.1, p.103-14, january-february.

TAMINI, A. A. (2001). *Fibre-reinforced connections in precast concrete flat slabs*. p.308. Thesis Doctor. University of Notthingham. School of Civil Enginnering. 2001.

VAYSBURD, A. M.; EMMONS, P. H. (2000). How to make today´s repairs durable for tomorrow – corrosion protection in concrete repair. *Construction and Building Materials,* v.14. p.189-197.

CAPÍTULO 3
REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO COM PRFC

3.1.Considerações gerais

Toda estrutura de concreto, segundo a NBR 6118 (2003), deve atender a requisitos de resistência (segurança à ruptura), de desempenho em serviço (condições plenas de utilização, sem a presença de danos, que comprometam em parte ou totalmente o seu uso ou sua segurança) e de durabilidade (resistência às influências ambientais) durante a sua construção e ao longo de toda a sua vida útil. Todavia, a capacidade de carga das estruturas prevista no projeto pode ser afetada, por exemplo, por algumas das causas listadas a seguir:

- Algumas das cargas podem ser inadvertidamente subestimadas, ainda na fase de projeto;
- Projetos arquitetônicos mais ousados e racionais, com grandes alturas e vãos livres e com significativos balanços criam mais dificuldades para o dimensionamento dos elementos estruturais e, assim, aumentam as possibilidades de erros;
- O projeto de elementos estruturais nas mais variadas formas e com excessiva flexibilidade, baseado no avanço da tecnologia dos materiais e no emprego de concretos de alta resistência e de aços com elevada resistência mecânica;
- O surgimento de ferramentas computacionais sofisticadas, que proporcionam desenvolvimento de modelos computacionais mais precisos e com conseqüente diminuição das margens de segurança. De fato, as estruturas continuam sendo projetadas de forma segura, mas com uma "reserva de segurança" menor, que

antes era considerada em função do desconhecimento de certos fenômenos do comportamento estrutural;

- A mudança da natureza e da intensidade do carregamento ao longo dos tempos. Por exemplo, cita-se o aumento na velocidade e no peso dos veículos (mais cargas e mais eixos) sobre as estruturas das pontes;
- Desconsideração na fase de projeto do efeito dinâmico das ações, com vistas à garantia de freqüências naturais de vibração mínimas para a estrutura e a obediência a limites máximos de velocidade e aceleração.

Os itens citados concorrem para que se configure, em tempo não tão distante, estruturas civis com resistência aquém da desejável. Em tal condição, o desempenho da estrutura só é restabelecido mediante a execução de um reforço estrutural. Esse procedimento pode ser então encarado como resposta a problemas de deterioração das estruturas, de projetos inadequados, de problemas na fase de construção e, ainda, como antecipação à colocação de cargas adicionais sobre a estrutura.

Diversas técnicas de reforço de estruturas têm sido empregadas pelos profissionais que atuam na área de recuperação e reforço de estruturas. No campo dos elementos estruturais de concreto armado sujeitos à flexão, como as vigas, as técnicas de reforço mais difundidas no meio técnico são as tradicionais, como a colagem de chapas de aço, com ou sem parafusos na superfície de concreto; a adição no banzo inferior da viga de um novo concreto ou argamassa de elevado desempenho, com novas barras de aço longitudinais; e mais recentemente, a colagem externa de PRFC por meio de resinas epoxídicas estruturais. A Figura 3.1 ilustra a aplicação de reforço à flexão em vigas de concreto armado.

Desde 1940, os compósitos à base de fibras têm sido aplicados para o desempenho de funções importantes no campo da engenharia militar, aeroespacial, naval, ferroviária e automobilística (JUVANDES et al., 1996). Devido ao seu satisfatório desempenho, passaram a ocupar um lugar de destaque na construção civil, como alternativa viável no reforço de estruturas pela combinação de polímeros com fibras de carbono.

a) adição de barra de aço b) colagem de PRFC

Figura 3.1 – Reforço à flexão de vigas de concreto armado

Os PRFC são considerados apropriados para reforço estrutural de elementos de concreto por conta do alto desempenho mecânico das fibras de carbono, facilidade de aplicação, aumento de resistência e manutenção da seção original da peça reforçada.

A sua utilização tem sido significativa em diversos países, como é o caso do Japão, principalmente em aplicações relacionadas aos problemas de abalos sísmicos. Na Europa, as aplicações são mais direcionadas à reabilitação da infra-estrutura do patrimônio histórico, e na América do Norte, pode-se dizer que o maior enfoque é a durabilidade das construções (JUVANDES, 1999).

Gradativamente nos últimos anos, o conhecimento acerca do comportamento de elementos de concreto reforçados com PRFC vem avançando em termos de caracterização dos modos de falha associados à ligação, em termos da metodologia de aplicação e quanto à inspeção da técnica de reforço. Algumas de suas características interessantes para aplicações estruturais, podem ser apresentadas:

- Resistência à corrosão eletroquímica;
- Alta resistência à tração (em torno de sete vezes superior a do aço);
- Baixo peso específico (cerca de quatro vezes inferior ao do aço);
- Devido à sua flexibilidade, adapta-se com facilidade a variadas formas;
- É comercializado em qualquer comprimento, mas no geral, é vendido em rolos de 50 ou 100 metros lineares;
- A fibra de carbono, quando em situação de incêndio, é capaz de manter as suas propriedades mecânicas até cerca de 1000°C (FIB, 2000). Segundo Beber (2003), o material compósito carboniza ao invés de queimar, mantendo o reforço operante por um período de tempo maior do que um reforço com chapa de aço colada;

- Mantém as dimensões originais da seção transversal da viga reforçada devido à pequena espessura do compósito;
- A estrutura pode ser recolocada em serviço em curto período de tempo após ter sido reforçada. A cura do adesivo é rápida, devendo-se, no entanto, aguardar o tempo de cura recomendado pelos fabricantes, no mínimo de 48 horas.

A técnica de reforço com PRFC, assim como todo e qualquer sistema construtivo, apresenta alguns aspectos que não podem ser ignorados e que precisam ser melhor entendidos e solucionados futuramente:

- A ação da radiação ultravioleta sobre o PRFC não pode ser ignorada;
- Há necessidade de maior conhecimento sobre o desempenho do reforço frente ao efeito de altas temperaturas e sua durabilidade quando aplicado em ambientes altamente agressivos;
- Alternativas de proteção do reforço contra o vandalismo, ação de raios ultravioletas e altas temperaturas devem ser estudadas e colocadas rapidamente à disposição dos profissionais da área;
- O reforço à flexão com PRFC aumenta a rigidez e a capacidade de carga de vigas de concreto, porém diminui a sua ductilidade devido ao surgimento de modos de ruína frágeis, como o ilustrado na Figura 3.2, que se deu devido à concentração de tensões normais e de cisalhamento na extremidade do reforço.

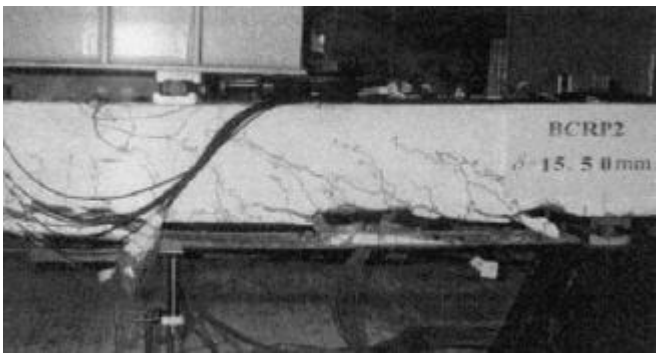


Figura 3.2 – Ruína frágil e prematura da viga reforçada (HE, 1998 *apud* PESIC & PILAKOUTAS, 2003)

Muitos autores apontam também o elevado custo das fibras de carbono como barreira principal para a sua difusão em aplicações no Brasil. Porém, o que se pode dizer é que, atualmente no mercado nacional, já é possível encontrar a manta de fibra de carbono por cerca de 1/3 do valor que era comercializado há três anos atrás.

Segundo Juvandes (1999), o fato pode ser explicado por conta do aumento da utilização do produto nas últimas décadas. A sua produção aumentou cerca de dez vezes

e, aproximadamente nesta mesma proporção, reduziu-se o seu custo, como demonstrado pela Figura 3.3.

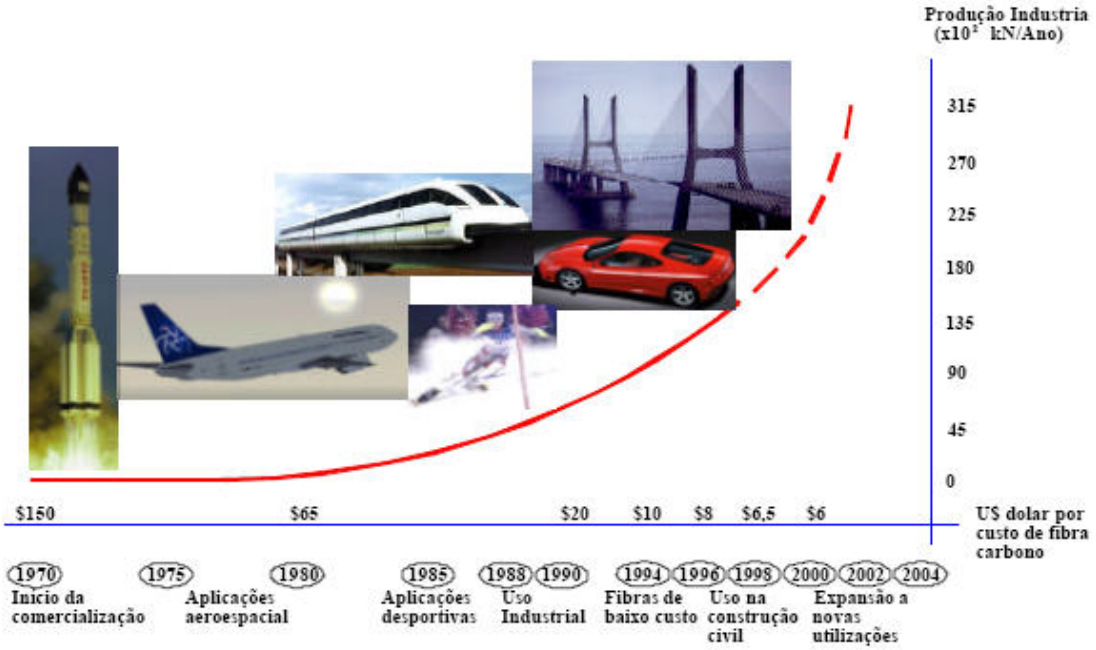
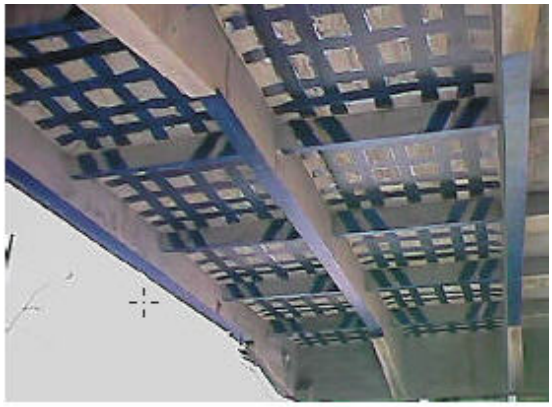


Figura 3.3 – Utilização de PRFC x custo de produção (JUVANDES, 1999)

Segundo Nanni (2001) a técnica de reforço com PRFC vem sendo aplicada em obras de pequeno porte, como também, em obras de grande vulto (pontes, edifícios comerciais e grandes centros de convenções). Ainda, segundo o autor, a técnica substitui a aplicação de chapas metálicas, principalmente devido ao problema de corrosão delas.

No Brasil, aplica-se a técnica apenas há cerca de oito anos, porém, já se tem grandes obras reforçadas com a utilização de PRFC. Batista & Ratto (2005) estimam que o consumo anual de PRFC na construção civil brasileira seja da ordem de 15 a 20 mil metros quadrados. A Figura 3.4 ilustra dois casos de reforços estruturais de viadutos no Brasil por meio da aplicação de fibras de carbono.

O reforço do viaduto de Santa Teresa, localizado em Belo Horizonte, no Estado de Minas Gerais, é considerado um marco no desenvolvimento da técnica no país, pois, trata-se de sua primeira aplicação na América Latina. É interessante comentar que o reforço desse viaduto, só foi possível com a utilização de PRFC. Pelo fato do viaduto ser tombado pelo Patrimônio Histórico e Cultural de Minas Gerais, existiam severas restrições quanto às modificações dimensionais, e a sua localização central impossibilitava sua interdição total devido ao tráfego intenso.



a) reforço do viaduto de Santa Tereza em 1998

b) viaduto da rodovia SP-310, Km 206+600 em 2005

Figura 3.4 – Aplicação de PRFC no reforço de viadutos no Brasil

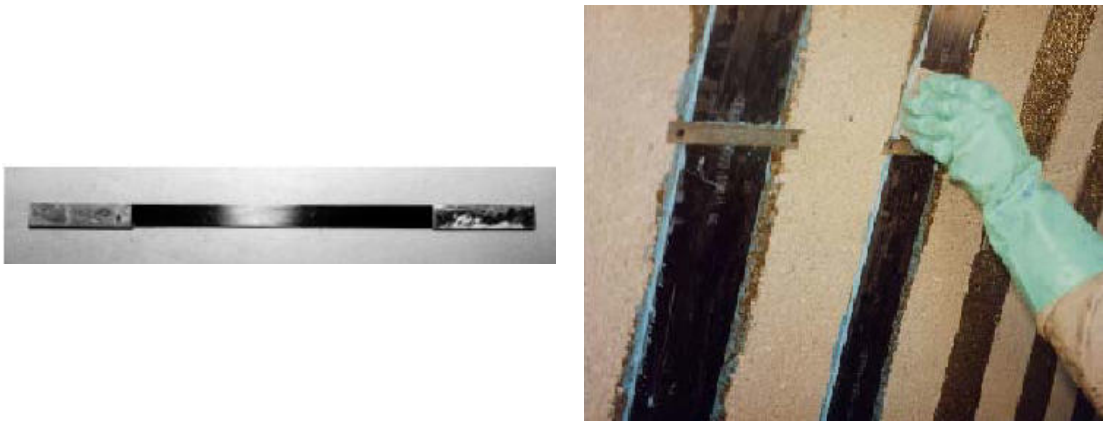
Beber (2003) comenta que no Brasil, a realidade da aplicação de fibras de carbono no reforço de estruturas é bem diferente do quadro internacional. Lá existe um conhecimento adquirido através de inúmeros trabalhos desenvolvidos e de várias publicações de caráter normativo (abaixo citadas). Aqui, as diretrizes para o dimensionamento, controle de qualidade e execução apresentam-se, em quase toda a sua totalidade, baseadas em fichas técnicas dos produtos, ou ainda, sob a tutela de profissionais associados às empresas que comercializam os sistemas de reforço.

- ACI 440.2R – *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures* – American Concrete Institute;
- JCI TC952 – *Continuous Fiber Reinforced Concrete* – Japanese Concrete Institute;
- JSCE 23 – *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Material* – Japanese Society of Civil Engineers;
- CEB-FIP: BULLETIN 14 – *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures* – Fedération Internationale du Béton (CEB-FIP).

3.2.O sistema de reforço com PRFC

Os compósitos de fibras de carbono para emprego na construção civil como forma de reforço estrutural de elementos de concreto armado, podem ser encontrados sob as formas distintas de sistemas pré-fabricados e sistemas moldados *in loco*. Os sistemas pré-fabricados (Figura 3.5) são constituídos por camadas contínuas de fibras

unidirecionais impregnadas por resinas termoendurecíveis, por meio de um processo de pultrusão, controlando-se a espessura e a largura.



a) laminado de fibras de carbono b) aplicação do laminado (GETTU, 2002)

Figura 3.5 – Aspecto e aplicação do laminado de fibras de carbono

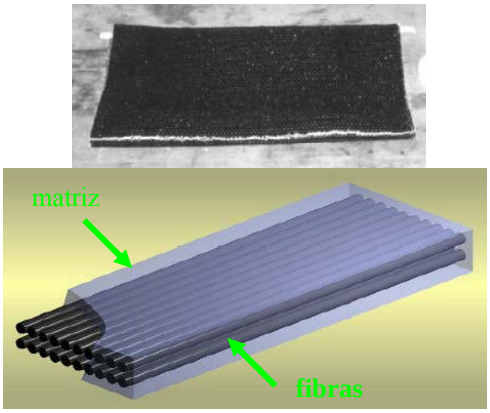
O produto é designado na literatura internacional por *laminate*, *plate* ou *strip*, sendo que no Brasil é conhecido por laminado ou por placas pultrudadas. Na comercialização desse produto verificam-se variações entre os fornecedores, principalmente de características como o teor de carbono, espessura, largura, módulo de elasticidade e deformação na ruptura. Por isso, o alerta fica para que o consumidor tenha atenção especial, quanto à correta observação dos valores das propriedades do produto constantes nos catálogos técnicos.

Observa-se, salvo raríssimas exceções, que há uma omissão quanto à informação das propriedades mecânicas médias ou esperadas dos compósitos. Na maioria, o que se comprova, é apenas a apresentação das propriedades das fibras de carbono. Abaixo são transcritas algumas propriedades do compósito pultrudado, segundo informações do fabricante Sika Brasil S/A, constante no catálogo técnico:

- Resistência à tração: 2.400 MPa;
- Módulo de elasticidade: 155 GPa;
- Deformação máxima na ruptura: 19‰;
- Espessura: 1,2 mm;
- Largura: 50 mm;
- Seção transversal: 60 mm^2;
- Densidade: 1.600 kg/m^3;
- Aplicados geralmente em uma única camada e em superfícies planas através de adesivos tixotrópicos.

Já os sistemas moldados *in loco* são constituídos por feixes de fibras contínuas, na forma de fios, mantas ou tecidos, em estado seco ou pré-impregnado, isto é, com uma camada de resina sem a cura total – *prepreg.* São aplicados sobre uma camada de adesivo epóxi distribuída sobre a superfície de concreto previamente preparada.

A espessura final deste sistema, curado in loco, é inferior à espessura de um sistema pré-fabricado e mais difícil de ser determinada. O sistema compósito só é formado após o endurecimento do adesivo. A Figura 3.6 ilustra o aspecto da manta e um exemplo de vigas reforçadas.



a) manta e o compósito formado b) aplicação da manta

Figura 3.6 – Aspecto e aplicação da manta de fibras de carbono

Conforme o tipo de fornecedor de mantas de fibras de carbono encontram-se variações, geralmente, na gramatura das mantas, no direcionamento das fibras, no seu comprimento e ainda nas propriedades mecânicas das fibras. São apresentadas abaixo as informações básicas das fibras bem como do compósito (manta + adesivo), segundo informações do fabricante Sika Brasil S/A:

- Estado: seco ou pré-impregnado;
- Resistência à tração: 3.500 MPa (manta) e 960 MPa (compósito);
- Módulo de elasticidade: 230 GPa (manta) e 76 GPa (compósito);
- Deformação máxima na ruptura: 15‰ (manta) e 13,3‰ (compósito);
- Espessura: 0,13 (manta) e 0,40 mm (compósito);
- Largura: 60 cm;
- Densidade: em torno de 1.780 kg/m^3;
- Frequentemente aplicado em mais de uma camada, independentemente da forma da superfície, tomando-se cuidado com o arredondamento dos cantos e com uso de adesivo de baixa viscosidade.

As mantas e tecidos foram desenvolvidos no início da década de 90, e em geral, possuem resistência à tração e módulo de elasticidade, superiores aos dos laminados. Possuem também a vantagem de serem flexíveis, podendo ser aplicados envolvendo os elementos estruturais. A manta possui fibras de carbono em apenas uma direção (unidirecionais), enquanto no tecido elas são dispostas em mais de uma direção.

A adesão dos sistemas de reforço com fibras de carbono aos elementos a serem reforçados, é garantida pela utilização de adesivo epoxídico, que podem ser especificamente formulados para garantir o desempenho estrutural da peça reforçada sob condições ambientais a que possam ser expostos.

Os adesivos são compostos bi-componentes, sendo um deles a resina de epóxi, sem solvente, e o outro um endurecedor. No caso da resina empregada nos laminados, existe adição mineral, que geralmente é o quartzo. As propriedades do adesivo endurecido dependem fortemente de um correto procedimento de elaboração da mistura, o qual deve ser feito, seguindo rigorosamente as recomendações dos fabricantes. Entretanto, atenção especial deve ser dada às características de *pot life* e *open time* do adesivo ainda na sua fase não endurecida.

O *pot life* – tempo de utilização – é o tempo a partir do qual a mistura dos dois componentes mantém as suas características de aderência e pode ser utilizada sem nenhuma dificuldade. Após este, a mistura começa a perder propriedades de aderência.

O *open time* – tempo de colagem – é definido como o tempo entre a aplicação do adesivo e o início do seu endurecimento. Esse tempo é influenciado pelas temperaturas do ambiente e do substrato.

Apresentam-se, a seguir, alguns valores representativos de propriedades dos adesivos epoxídicos utilizados para colagem de manta de fibras de carbono, baseados em informações do fabricante Sika Brasil S/A:

- Resistência à tração: 30 MPa;
- Módulo de elasticidade: 3,8 GPa;
- *Pot-life*: 40 minutos;
- Tempo de armazenamento: 2 anos.

Os adesivos apresentam boa resistência à tração, resistência à fluência, resistência química e a solventes, forte adesão com as fibras e uma baixa retração durante a cura. Entretanto, o efeito de elevadas temperaturas é um problema ainda a ser solucionado

pelo meio técnico, pois, compromete o desempenho dos adesivos por provocar perda de resistência e redução no módulo de elasticidade.

É dado o nome de temperatura de transição vítrea (T_g), à temperatura que representa a passagem de um estado vítreo (frágil) para um estado elástico e dúctil. Valor de temperatura próximo ao Tg faz com que propriedades mecânicas do adesivo diminuam acentuadamente. Alguns autores recomendam a utilização de pinturas especiais para acabamento do reforço.

Deve-se destacar também a função dos primários e regularizadores de superfície, que são produtos aplicados antes dos adesivos epoxídicos e que tem a função de potencializar o desempenho desses últimos. O primário, também conhecido por *primer*, de baixa viscosidade, é necessário para ancorar física e quimicamente o adesivo aos poros da superfície de concreto e melhorar dessa forma a capacidade adesiva do substrato. Os regularizadores de superfície ou também chamados por *putty*, são especialmente formulados para correção de pequenas imperfeições existentes no substrato, evitando a formação de bolhas de ar e garantindo uma superfície plana e adequada para colagem do reforço.

Mais recentemente, surgiu uma outra maneira de utilização dos laminados de PRFC para o reforço de vigas. Consiste na sua inserção em entalhes realizados no cobrimento de concreto, conforme mostra a Figura 3.7. O sistema faz uso de laminados de fibras de carbono de pequenas dimensões (cerca de 10 mm de largura e 1,4 mm de espessura).

Conforme De Lorenzis et al. (2000) a técnica é interessante para aumentar a capacidade resistente de elementos estruturais aos esforços de flexão. O autor indica que a técnica é também eficiente para a realização de reforço de elementos estruturais aos esforços de cisalhamento, além de também poder ser utilizada no reforço de alvenarias.

Segundo Fortes (2004) a técnica de inserção de laminados em entalhes no cobrimento de concreto vem sendo estudada por alguns pesquisadores com o objetivo de melhorar a eficácia no emprego do laminado. Os resultados apresentados até o momento têm demonstrado que a técnica apresenta excelente comportamento relativo à capacidade resistente, efeito térmico e principalmente quanto ao modo de ruptura, evitando-se o efeito do *peeling-off* (descolamento do reforço).

a) esquema de reforço b) execução de entalhe no cobrimento

Figura 3.7 – Aplicação de laminados em entalhes para reforço de vigas (FORTES, 2004)

3.3.Processo de aplicação da técnica de reforço com PRFC

Segundo Beber (2003), a maioria das aplicações de reforços com fibras de carbono, registradas na literatura, ocorreram na Europa, principalmente na Suíça, onde o conceito desta técnica de reforço foi primeiramente proposta e desenvolvida. A primeira aplicação, no entanto, foi o reforço em 1991, da ponte *Ibach*, localizada na cidade de Luzerna (MCKENNA & ERKI, 1994).

É sabido que a colagem de laminados pré-fabricados e de mantas ou tecidos de fibras de carbono sobre a superfície de elementos estruturais já está consolidada no meio técnico internacional, com diversas aplicações em todo o mundo. Contudo, para que o reforço funcione e contribua adequadamente para o melhoramento das propriedades de resistência de uma estrutura, é necessário e fundamental que o substrato de concreto seja integro, de forma a garantir a aderência e transferência dos esforços que irão ocorrer na interface concreto-reforço.

O sistema de reforço especificado pelo projetista deve ser aplicado num substrato em boas condições, com ausência de trincas, fissuração generalizada e corrosão da armadura, entre outros. Segundo o ACI 440.2R (2002), o comportamento dos elementos de concreto reforçados com polímeros é também muito dependente de uma correta preparação da superfície de concreto. Uma superfície incorretamente preparada pode resultar na perda de aderência e descolamento prematuro do sistema de reforço.

3.3.1.Recuperação do substrato de concreto

Caso a estrutura a ser reforçada não se encontre em boas condições de serviço, o que é não é raro (Figura 3.8), deve-se providenciar a sua recuperação. Então, num caso de reforço estrutural por meio de PRFC, esse será precedido por serviço de recuperação, com o intuito de reabilitar a estrutura ou o(s) elemento(s) estrutural às condições de uso e adequar o substrato tanto ao concreto antigo como também ao reforço polimérico. Para isso, é necessário que se adicione uma camada de material de melhores propriedades mecânicas e que proporcione boas condições de aderência.

Machado (2002) comenta que uma das patologias mais freqüentes em estruturas de concreto é a existência de corrosão nas armaduras. Essa manifestação exige, além da passivação das barras de aço afetadas pela corrosão, a remoção e a recomposição das superfícies de concreto degradadas. A Figura 3.9 ilustra o processo de remoção de região danificada em uma peça de concreto. O ACI 440.2R (2002) especifica que o reforço com polímeros não deve ser aplicado em elementos onde há suspeita de corrosão da armadura.

a) vigas e pilares danificados por incêndio b) viga de viaduto danificada

Figura 3.8 – Ilustração de elementos estruturais de concreto danificados

É também muito comum encontrar elementos de concreto fissurados. Em tais casos, segundo o ACI 440.2R (2002), o movimento das fissuras pode comprometer o desempenho do reforço externo por conta da possibilidade de descolamento ou esmagamento das suas fibras. Por isso, recomenda que toda fissura com abertura maior que 0,3 mm, seja injetada previamente com epóxi. A Figura 3.10 ilustra a verificação do tamanho da abertura de fissura na superfície de concreto e a injeção com epóxi.

a) remoção da região danificada com uso de martelo rompedor elétrico

b) região de concreto removida

Figura 3.9 – Ilustração do processo de remoção de região danificada em peça de concreto

a) avaliação do tamanho da abertura de fissura na superfície de concreto

b) injeção de fissuras

Figura 3.10 – Ilustração da verificação da abertura de fissuras e injeção com epóxi

3.3.2.Preparação da superfície e aplicação do reforço – procedimentos e cuidados

Mesmo se a superfície de concreto apresentar um bom estado aparente de conservação é prudente realizar alguns ensaios, tais como o de medida de potencial de corrosão, profundidade de carbonatação, estimativa da resistência à compressão do concreto, entre outros, com o objetivo de evitar a aplicação do reforço sobre um substrato inadequado e garantir uma durabilidade satisfatória do elemento reforçado.

As exigências quanto à preparação da superfície de concreto devem ser baseadas no tipo de sistema que será empregado para reforço do elemento estrutural. O ACI 440.2R (2002) classifica os casos de reforço para esforços de flexão e cisalhamento, principalmente em vigas e lajes, como de *condição crítica de colagem*. Em tais casos, é

exigido o estabelecimento de um sistema bastante eficiente de colagem, de maneira a garantir uma adequada transferência de esforços entre os materiais aderidos. Já os casos de confinamento de colunas, onde é necessário um contato íntimo entre o reforço e o concreto, são tratados como de *condição crítica de contato*.

Com base em informações de trabalhos de pesquisa, recomendações de fabricantes e dos códigos existentes, descreve-se a seguir, a metodologia de aplicação do sistema de reforço com mantas flexíveis de fibras de carbono em vigas de concreto armado. As considerações que se fazem necessárias para garantir o sucesso dos procedimentos de aplicação do reforço são indicadas:

- **Propriedades dos materiais:**

Na fase de projeto, o engenheiro deve exigir junto ao fornecedor do sistema de reforço a certificação de todos os materiais. É de fundamental importância que as propriedades dos materiais sejam conhecidas e indicadas no projeto.

No Brasil, a inexistência de normalização destinada aos materiais, ao projeto e à aplicação do reforço tem levado os profissionais da área a consultarem as recomendações dos fabricantes e os procedimentos do ACI 440.2R (2002) e do FIB (2001).

Segundo o ACI 440.2R (2002) o sistema de reforço deve ser qualificado para o seu uso, tendo como base testes realizados em laboratórios a partir de amostras dos materiais constituintes do sistema. Na Tabela 3.1 apresentam-se alguns dos testes recomendados pelo código do ACI referentes à caracterização dos materiais.

Tabela 3.1 – Testes recomendados pelo ACI 440.2R (2002)

Sistema de reforço	Propriedade	Método recomendado
Mantas flexíveis de fibras de carbono	Resistência à tração e módulo de elasticidade	ISIS e ASTM D 3039
	Cisalhamento manta-adesivo	ISIS
	Cisalhamento concreto-adesivo	ISIS
	Tração concreto-adesivo	ISIS
	Coeficiente de expansão térmica	ASTM D 696
	Temperatura de transição vítrea	ASTM D 3418

ISIS (1998) – Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures - *Standard Test Methods for FRP rod and sheet*, 1998, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba.
ASTM D 3039 – *Test method for tensile properties of fiber resin composites*.
ASTM D 696 – *Test method for coefficient of linear thermal expansion of plastics between -30°C e +30°C*
ASTM D 3418 – *Test method for transition temperatures of polymers by thermal analysis*.

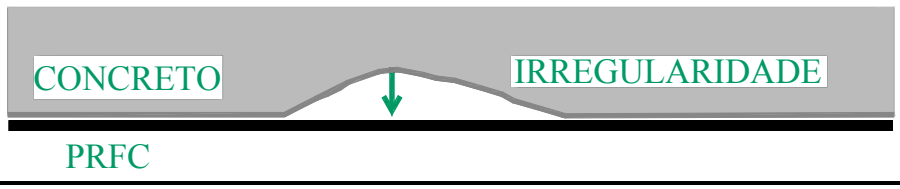
- **Tratamento da superfície:**

Consiste na retirada da camada frágil de nata de cimento até uma parcial exposição das faces do agregado graúdo. Com isso, é removida também toda partícula sólida não aderente, substâncias oleosas ou graxas e eventuais recobrimentos existentes sobre a superfície de concreto que possam interferir na aderência do reforço.

Este procedimento deve ser realizado utilizando-se equipamento que permita manter a superfície o mais regular possível. As recomendações do FIB (2001) sugerem os valores apresentados na Tabela 3.2, como aceitáveis em casos da presença de irregularidades na superfície.

O uso de disco diamantado, acoplado a uma esmerilhadeira elétrica pode ser utilizado para preparo da superfície (Figura 3.11). Esse recurso tem sido usado em vários trabalhos de pesquisa no Brasil (SILVA, 2001; FERRARI, 2002; BEBER, 2003) e mostrado ser eficiente. O seu inconveniente é a produção de um alto volume de pó no ambiente e também ser pouco produtivo para preparo de grandes áreas. O desgaste também pode ser realizado com a utilização de abrasivos ou jatos de água sob pressão.

Tabela 3.2 – Valores limites para a irregularidade da superfície

Sistema de reforço	**Irregularidade aceitável**	
	Em 2m de comprimento do reforço	**Em 0,3m de comprimento**
Mantas flexíveis de fibras de carbono	4 mm	2 mm
		

Fonte: FIB (2001)

a) disco diamantado b) preparo da superfície

Figura 3.11 – Ilustração da preparação da superfície

Atenção deve ser dada para os cantos vivos, caso a manta seja aplicada de forma contínua em mais de uma das faces laterais da peça. Os cantos devem ser arredondados para evitar a concentração de tensões nas fibras de carbono e também, impedir eventuais vazios entre o concreto e o reforço por deficiência na colagem (Figura 3.12). Um raio de arredondamento de no mínimo 13 mm, segundo o ACI 440.2R (2002), é suficiente para eliminar esse problema.

a) detalhe do arredondamento do canto b) cantos arredondados

Figura 3.12 – Arredondamento de cantos vivos em peça de concreto armado

- **Limpeza da superfície:**

A poeira acumulada durante o tratamento da superfície deve ser removida pela utilização de jato de ar comprimido. Além disso, a superfície deve estar seca, sem a presença de umidade intersticial. A presença de água nos poros pode inibir a penetração do *primer* e reduzir assim a eficiência da ponte de aderência necessária à aplicação do sistema. Ripper & Sherer (1999) recomendam que a umidade do substrato, quando da aplicação do reforço, deve ser inferior a 4%. Sendo que esse controle deve ser feito por equipamento adequado.

- **Aplicação do adesivo e da manta:**

Antes de utilizar o adesivo, pode-se proceder com a imprimação do substrato de concreto pela aplicação do *primer*. Ele é utilizado exclusivamente, com vistas a criar uma ponte de aderência entre o substrato e o reforço. A sua aplicação pode ser realizada com um pincel comum ou rolo de espuma, na quantidade recomendada pelo fabricante. Segundo Fortes (2004), quando o concreto apresenta boa resistência e a superfície do substrato é tratada com rigoroso controle de qualidade, a aplicação do primário pode ser dispensada.

Nesta fase, a existência de pequenas imperfeições, contidas dentro da área que foi imprimada, pode ser suavizada, através de massa regularizadora (*putty*), conforme mostra a Figura 3.13. Sua aplicação pode ser realizada por meio de espátula ou desempenadeira metálica numa quantidade que depende da conformidade da superfície a ser regularizada. Cerca de duas horas após a aplicação do *primer*, o substrato encontra-se pronto para receber o adesivo.

Figura 3.13 – Detalhe da imprimação e correção de pequenas irregularidades do substrato de concreto

O adesivo epóxi bi-componente tem por função formar a matriz do compósito de fibras de carbono e garantir sua aderência ao substrato de concreto. Sua mistura e aplicação devem ser cuidadosamente realizadas de acordo com as recomendações do fabricante. Devem ser tomados cuidados especiais com a prévia agitação dos componentes, com o período do *pot life* - que é muito curto, até cerca de 30 minutos – e principalmente com a obtenção de uma mistura de cor uniforme e diferente da cor dos componentes. Aconselha-se preparar pequenas quantidades da mistura, para assegurar sua aplicação dentro do período de tempo recomendado. A mistura que excede o tempo de *pot life* não deve ser usada, por conta do aumento de sua viscosidade e perda da capacidade de penetrar no substrato ou por entre as fibras de carbono.

A primeira camada de adesivo deve ser distribuída uniformemente sobre o substrato, com auxílio de um rolo ou de um pincel. Para tanto, deve-se escolher cuidadosamente os rolos e pincéis, pois, equipamentos escolhidos sem maiores critérios podem não funcionar adequadamente. Pode-se realizar uma pré-saturação das fibras antes da sua aplicação sobre o substrato, como mostra a Figura 3.14.

A manta deve ser posicionada corretamente sobre o substrato e isso pode ser feito com o auxílio das próprias mãos. Para uniformizar a camada de fibras e de adesivo e

garantir que a manta fique perfeitamente aderida ao substrato, deve-se eliminar as bolhas de ar aprisionadas na interface. Esse procedimento pode ser realizado pela aplicação de pressão com um rolo de borracha ou de pequenos roletes de aço, que deslocam as bolhas de ar até a extremidade da manta onde são eliminadas.

a) mistura mecânica do adesivo b) aplicação da manta

Figura 3.14 – Mistura do adesivo e aplicação da manta

A primeira camada de reforço é concluída pela sobreposição de uma outra camada de adesivo sobre a manta. Para aplicar uma segunda camada de reforço, pode-se optar pelo posicionamento da nova camada de manta, imediatamente após o adesivo aplicado sobre a primeira camada ou então aguardar até a sua cura. Ressalta-se, que o primeiro procedimento é mais produtivo e resulta em menor espessura final do reforço. O FIB (2001) recomenda a aplicação de no máximo cinco camadas de reforço à flexão.

Com relação à orientação das fibras de carbono, o ACI 440.2R (2002) recomenda que se avalie por meio de inspeção visual, a ocorrência de possíveis desalinhamentos ou de ondulações das fibras. Não se deve permitir a presença de ondulações ou desvios de direção maior que 5° (87 mm/m) da direção especificada no projeto de reforço. Qualquer desvio maior que o recomendado deve ser comunicado ao engenheiro projetista para avaliação.

A cura do adesivo é dependente da temperatura ambiente e deve se dar conforme as recomendações do fabricante ou com base na avaliação de testes de amostras encaminhadas ao laboratório. Nesta fase, o ACI 440.2R (2002) recomenda a utilização de proteção temporária (telas plásticas, por exemplo) caso haja possibilidade de contato direto com a chuva, poeira, incidência excessiva de raios solares, alta umidade e vandalismo.

Muitas vezes, após a cura do adesivo, por razões estéticas procura-se esconder o reforço aplicado. Para tanto, os próprios fabricantes disponibilizam revestimentos denominados de *topcoats* em diversas cores e texturas. No entanto, em outras ocasiões,

esse revestimento deve ser projetado para atender finalidades específicas. Nesses casos, o revestimento deixa de ser meramente estético e passa a ter função de proteção mecânica ou química do reforço. Alguns fabricantes recomendam que em peças estruturais expostas à luz solar, o sistema de reforço deve ser protegido contra a radiação ultra-violeta pela aplicação de uma tinta acrílica de acabamento.

- **Controle de qualidade do reforço:**

Segundo o ACI 440.2R (2002), mesmo durante a fase de aplicação do sistema de reforço, uma inspeção diária deve ser colocada em prática, concentrando-se na observação e no registro das seguintes informações:

- Data e horário da aplicação do reforço;
- Temperatura ambiente, umidade relativa do ar e observações gerais sobre as condições climáticas;
- Temperatura da superfície do concreto;
- Métodos de tratamento da superfície;
- Descrição qualitativa do grau de limpeza da superfície;
- Proporção, tempo e descrição qualitativa do aspecto da mistura do adesivo;
- Abertura das fissuras não injetadas com epóxi;
- Observações sobre o progresso de cura do adesivo;
- Resistência da aderência e modo de ruptura;
- Localização e dimensões das delaminações e bolhas de ar encontradas.

Uma vez concluída a aplicação do sistema de reforço, é de extrema importância realizar alguns testes adicionais de inspeção, conduzidos por engenheiros qualificados, com vistas à verificação da qualidade do reforço aplicado. Segundo o ACI 440.2R (2002) e Machado (2002), os testes recomendados são:

- *Teste de sonoridade* – consiste em bater com um martelo de aço em toda a extensão do reforço aplicado e, por meio da resposta sonora, identificar possíveis pontos em que a colagem esteja inadequada devido à presença de ar entre o reforço e o substrato ou de delaminações. O teste, apesar de simples, é um indicativo seguro da qualidade da aplicação. As delaminações com área menor do que 1.300 mm^2 são admissíveis, desde que o total da área delaminada

seja inferior a 5% da área total íntegra e, não ocorram mais do que 10 manifestações por metro quadrado. Já as delaminações maiores do que 16.000 mm^2 podem afetar o desempenho do reforço, e devem então ser reparadas, através de corte e retirada do trecho da fibra afetada e sobreposição de uma nova camada de reforço. As delaminações menores que 16.000 mm^2 podem ser reparadas através de injeções de adesivo ou remoção e recolocação da camada.

- *Teste mecânico de resistência da aderência* – deve ser realizado seguindo as recomendações do ACI 503.R (1993) ou da ASTM D 4541 (1995). A resistência de tração da aderência do reforço deve exceder 1,4 MPa e exibir ruptura ao nível do substrato de concreto, indicando assim, que o sistema está perfeitamente aderido. O teste, como mostrado na Figura 3.15, consiste basicamente em colar uma chapa metálica quadrada de 5 cm de lado sobre o reforço e, por meio de um dispositivo adequado, promover o arrancamento dessa chapa.

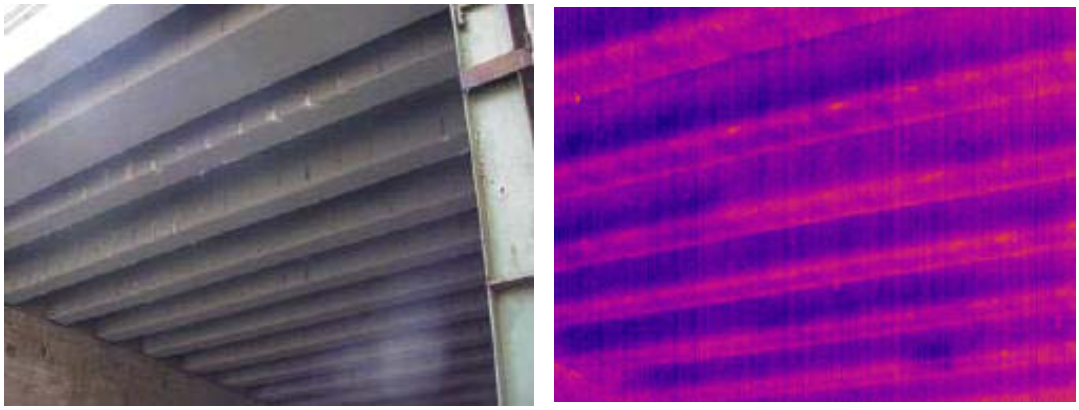
a) teste de resistência da ligação b) detalhe da ruptura no substrato

Figura 3.15 – Ilustração do teste de resistência da ligação

Hag-elsafi et al. (2004) comentam que faltam métodos mais adequados para controlar a qualidade de um sistema de reforço com PRFC e, para tal, enfatizam a necessidade do uso da Técnica de Ensaios Não Destrutivos (END). O uso de END é também importante para inspecionar se a aderência do reforço é mantida durante a sua vida útil. Para tanto, os autores sugerem o emprego da técnica de termografia infravermelha para detecção de falhas localizadas.

O método é não destrutivo e se baseia no registro da radiação emitida naturalmente pela superfície investigada. A presença de vazios ou defeitos localizados em uma superfície afeta o fluxo de calor, devida à diferença nos valores da condutividade térmica. Isto provoca alterações na distribuição superficial das

temperaturas e os defeitos podem então ser detectados. A Figura 3.16 mostra a imagem termográfica realizada em um reforço com laminado de fibras de carbono executado em vigas de uma ponte da cidade de *Rensselaer*, em 1999 em *New York*. Na ocasião, os resultados indicaram uma boa qualidade da aderência entre o PRFC e o concreto após dois anos da sua execução.



a) vigas reforçadas b) imagem termográfica

Figura 3.16 – Avaliação da qualidade do reforço por END (HAG-ELSAFI et al, 2004)

Para realizar uma avaliação mais global do desempenho e integridade do reforço, testes de prova de carga (Figura 3.17), são indicados com mais freqüência para estruturas de pontes e viadutos. A prova de carga, normalmente, é realizada antes e após a execução do reforço. Consiste, basicamente, no registro de deformações das armaduras e do reforço (extensômetros elétricos) e flechas no meio dos vãos (estações totais), produzidas através de carregamento estático aplicado à estrutura por meio de caminhões de peso conhecidos (em geral na faixa de 19 toneladas), simulando o trem-tipo previsto nas normas.

Ensaios dinâmicos são também realizados antes e após a execução do reforço, por meio da monitoração das vibrações produzidas pelo tráfego dos caminhões sobre a estrutura. A medição das vibrações pode ser realizada através de acelerômetros e registrada em sistema de aquisição de dados automático. Assim, é possível analisar os resultados dos ensaios antes e após o reforço, bem como comparar com valores teóricos e, dessa maneira, avaliar o nível de segurança atual da estrutura.

a) caminhões posicionados sobre o viaduto

b) caminhão percorrendo o viaduto

Figura 3.17 – Prova de carga estática e dinâmica em viaduto de concreto armado

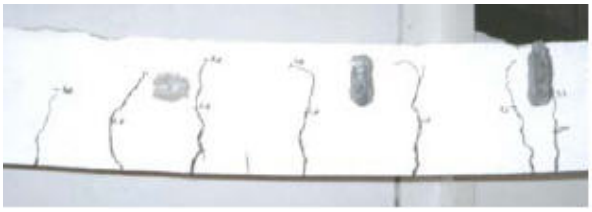
3.4.Ligação entre concreto e reforço

Sabe-se que o uso de PRFC tem experimentado um aumento contínuo em casos de reforço estrutural em todo o mundo na última década. No entanto, a sua utilização, do ponto de vista da mecânica estrutural, apresenta um incômodo relacionado à sua eficiência e segurança, que é o seu descolamento frágil e prematuro no nível da ligação reforço-concreto. Tal modo de falha, se não considerado no projeto, pode significativamente diminuir a eficiência do reforço.

Até o presente momento, estudos investigativos, teóricos e experimentais, foram realizados por diversos pesquisadores e os vários modos de ruína possíveis de vigas reforçadas à flexão com PRFC são descritos e ilustrados na seqüência:

- ***Esmagamento do concreto*** – a ruptura na zona comprimida de concreto, ocorre de maneira frágil e sem aviso prévio quando o bordo comprimido atinge a deformação máxima (valor usual de $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3‰$) do material antes que a armadura atinja a sua tensão limite de escoamento. É típico do comportamento de vigas com altas taxas de armadura;
- ***Escoamento da armadura*** – segundo o ACI 440.2R (2002), o escoamento da armadura pode ser seguido por fissuração do concreto na zona comprimida ou pela ruptura do reforço por tração. Nesse último, a tensão máxima de tração alcança a resistência do material ($\varepsilon_r = \varepsilon_{ru}$). A ruptura dá-se de forma frágil e é precedida por sons crepitantes no reforço. É comum em casos de vigas subdimensionadas e com o reforço devidamente ancorado.

Na Figura 3.18 ilustram-se detalhes dos modos de ruína de vigas caracterizados por deformação plástica excessiva da armadura e por ruptura do reforço.



a) viga sem reforço - deformação excessiva da armadura

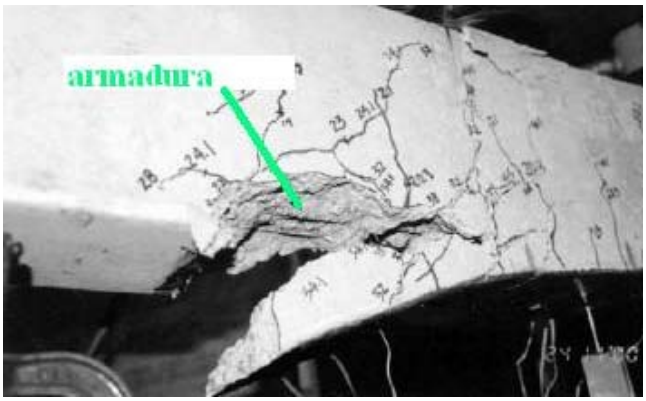
b) ruptura do reforço por tração

Figura 3.18 – Detalhe da ruína de vigas (FERRARI, 2002)

Os modos de ruína comentados até agora podem ser considerados clássicos, pois são comuns a qualquer elemento de concreto submetido a esforços de flexão e porque se referem aos mecanismos de ruptura característicos da ação conjunta do reforço com a viga até o momento da falha. Nesses, pode-se incluir também, a ruína por cisalhamento, que ocorre quando a viga reforçada alcança sua capacidade limite ao cisalhamento antes da falha por flexão.

Entretanto, podem ocorrer ruínas não convencionais a vigas de concreto armado e que estão diretamente relacionadas à ligação do reforço com o substrato de concreto. Esses modos de ruína, comentados a seguir, são frequentemente tratados na literatura como prematuros, pois ocorrem antes da seção atingir o esmagamento do concreto ou a ruptura do reforço por tração.

- ***Ruptura na camada de cobrimento de concreto entre a armadura e o reforço*** – esse tipo de ruína tem sido observado em diversas investigações experimentais (GARDEN & HOLLAWAY, 1998; BEBER, 1999; GARCEZ, 2002; BEBER, 2003). O arrancamento da camada de concreto ocorre junto à armadura longitudinal e é devido à ação de tensões de cisalhamento e de tração (ACI 440.2R, 2002). Não é tratado como uma ruína por descolamento, pois ocorre afastada da ligação do reforço com o substrato de concreto, como mostra a Figura 3.19.



a) separação da camada de cobrimento de concreto (SMITH & TENG, 2002a)

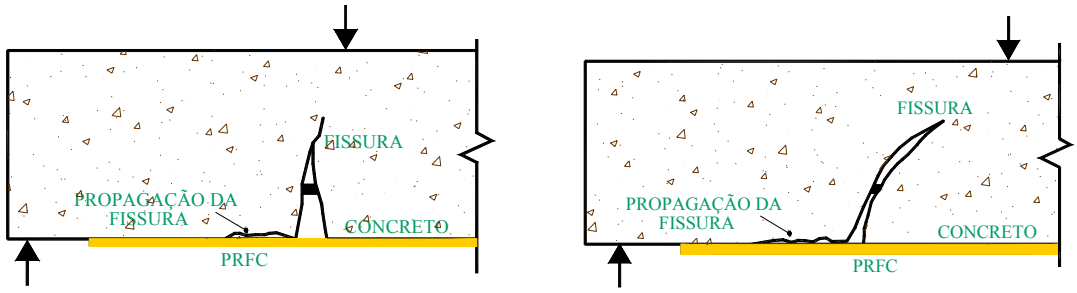
b) arrancamento do concreto (BEBER, 2003)

Figura 3.19 – Ruína por arrancamento da camada de cobrimento de concreto

Como comentam Smith & Teng (2002) e Teng et al. (2003), a ruptura na camada de cobrimento do concreto inicia-se com a formação de uma fissura no final ou próximo ao final do reforço, em função da existência de altas tensões normais e de cisalhamento na interface. A fissura então formada no concreto, propaga-se de forma vertical ou levemente inclinada até atingir o nível da armadura de tração, progredindo então horizontalmente ao longo da mesma, o que culmina com a separação do cobrimento de concreto.

- ***Ruptura na interface concreto-reforço*** – é um modo de ruína relatado por vários pesquisadores e também citado pelo ACI 440.2R(2002). Está associado ao surgimento de fissuras intermediárias de flexão ou flexão e cisalhamento que se propagam em direção à extremidade do reforço provocando então o seu descolamento. Teng et al. (2003) subdividem a ruptura na interface segundo três mecanismos: descolamento interfacial na extremidade do reforço; descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão intermediárias e descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão/cisalhamento intermediárias, como ilustrado pela Figura 3.20.

Segundo Smith & Teng (2002a), o consenso geral entre os pesquisadores é que a ruína por descolamento do reforço inicia-se devido a altas tensões normais e de cisalhamento na interface próxima à extremidade do reforço, que então, excedem a resistência do elemento mais fraco, geralmente o concreto. Com o descolamento uma fina camada de concreto permanece aderida ao reforço, como ilustra a Figura 3.21.



a) descolamento induzido por fissura de flexão

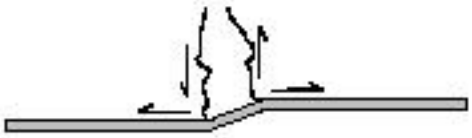
b) descolamento induzido por fissura de flexão/cisalhamento

Figura 3.20 – Ilustração do processo de descolamento do reforço por fissuração (adaptado de BUYUKOSTURK & HEARING, 1997; JUVANDES, 1999; HOLLAWAY & LEEMING, 1999; TENG et al. 2003)

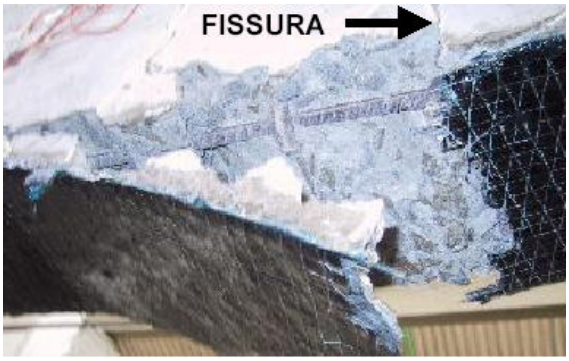
Figura 3.21 – Ruína de viga reforçada por descolamento

Meier (1995) explicou o mecanismo de descolamento prematuro do reforço por conta do efeito do cisalhamento. Segundo o autor, sob a ação de esforços de cisalhamento, as faces de uma fissura existente no concreto podem deslocar-se diferentemente. Um desvio vertical, pode então ocorrer, o que resulta em flexão no reforço e tração no concreto. Se com isso, a resistência à tração no concreto for excedida, desenvolve-se então uma fissura na horizontal, que separa o reforço do restante da viga por meio de uma fina camada de concreto.

Em vigas ensaiadas por Garcez (2002), os deslocamentos verticais entre as faces das fissuras foram de tal magnitude que ocasionaram a ruptura por tração do reforço com reduzido descolamento (Figura 3.22). Portanto, a presença de movimentos verticais entre as faces de fissura no concreto, pode não só causar o descolamento do reforço, como também a sua ruptura.



a) descolamento por fissuração de cisalhamento (BUYUKOZTURK & HEARING, 1997)



b) ruptura do reforço por cisalhamento (GARCEZ, 2002)

Figura 3.22 – Modo de ruína devido ao efeito de esforços de cisalhamento

Segundo Hau (1999) *apud* Smith & Teng (2002b) pode também ocorrer uma ruína prematura da viga reforçada dada pela combinação do descolamento com a ruptura da camada de cobrimento de concreto. Como exemplo, tem-se o aspecto da ruína da viga na Figura 3.23.

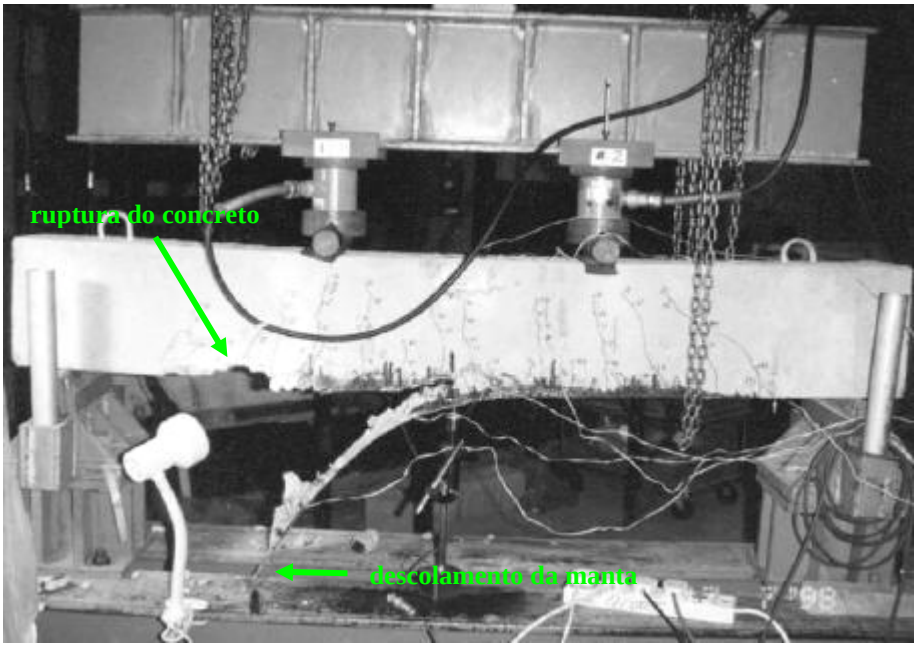


Figura 3.23 – Modo de ruína caracterizado pela combinação de descolamento e ruptura da camada de concreto (HAU, 1999)

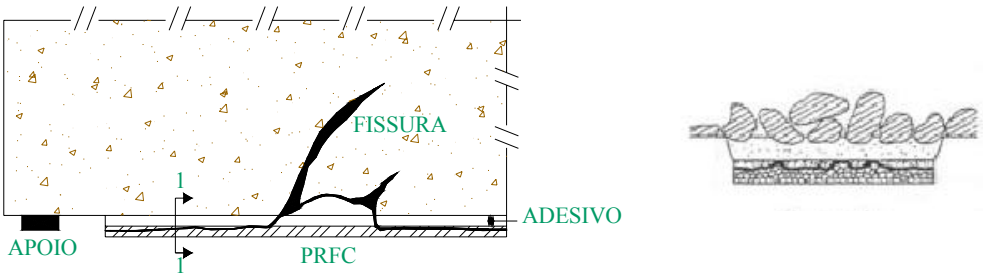
Segundo Taljsten (1999), a falha na interface reforço-concreto está relacionada à combinação de tensões tangenciais e de tração, conduzindo à separação do reforço de forma frágil e abrupta. A este fenômeno é dado o nome de *peeling – off* e representa uma falha típica de vigas de concreto armado reforçadas com PRFC (TRIANTAFILLOU & PLEVRIS, 1992; HE et al., 1997; BEBER, 1999; FERRARI, 2002).

Os mecanismos de ruína por *peeling off* resultam no descolamento a partir da sua zona de ancoragem ou de regiões com excessiva fissuração (BUYUKOSTURK et al., 1999; JUVANDES, 1999). O fenômeno é indesejável, pois impossibilita o total aproveitamento das propriedades resistentes do reforço devido ao seu prematuro descolamento. No entanto, o projeto de sistemas de ancoragem adequados pode aumentar significativamente a capacidade de carga de uma estrutura sem reduzir excessivamente sua ductilidade (SPADEA & SWAMY, 1997; NEUBAUER & ROSTASY, 1997; SWAMY & MUKHOPADHYAYA, 1999; FORTES & PADARATZ, 2000).

De forma geral, o descolamento do reforço origina-se em regiões onde existe a concentração de altas tensões, como a descontinuidade do material (extremidade do reforço) e a presença de fissuras. Conforme Buyukozturk et al. (2004), a maioria das falhas por descolamento relatadas na literatura, tem origem no substrato de concreto.

Ainda outros tipos de mecanismos de descolamento prematuro do reforço podem ocorrer:

- ***Ruptura interlaminar do reforço*** – ocorre devido à ruptura entre planos formados pelas fibras constituintes do compósito. Provoca um descolamento localizado do reforço, o qual pode ser perfeitamente recuperado. Neubauer & Rostásy (1997) constataram a possibilidade de ocorrência desse tipo de ruptura na região de ancoragem do PRFC, conforme ilustrado na Figura 3.24.



a) extremidade da viga reforçada b) Corte 1-1

Figura 3.24 – Ilustração da ruptura interlaminar do reforço (adaptado de NEUBAUER & ROSTÁSY,1997)

- ***Perda de aderência por falhas na aplicação*** – falhas ocorridas durante a fase de preparo do adesivo e aplicação do sistema de reforço, também podem ser motivos para o descolamento prematuro e repentino do reforço. Algumas dessas falhas podem estar relacionadas com:

- Vencimento do prazo de validade do adesivo. Isso pode alterar suas propriedades mecânicas;
- Existência de vazios entre o reforço e o substrato acarretado pela falta de aplicação de uma leve pressão no momento de sua colagem;
- Irregularidades existentes no substrato pela falta de correção da superfície por meio de argamassas a base de epóxi;
- Dosagem incorreta da mistura;
- Aplicação do adesivo após o período de *pot life* da mistura;
- Má distribuição ou ausência de adesivo;
- Existência de fissuras no substrato de concreto.

Segundo Chajes et al. (1996), a preparação da superfície e a resistência do concreto têm influência significativa sobre o desempenho da ligação concreto-reforço. Ainda, segundo o autor, existe um comprimento de ancoragem efetivo, além do qual nenhum incremento de carga é alcançado. Teng et al. (2001) descrevem que a resistência da aderência entre reforço e concreto não necessariamente aumenta com o incremento no comprimento de ancoragem, o que significa que a máxima tensão de tração no reforço pode não ser alcançada.

Este comportamento é substancialmente diferente do mecanismo de aderência da armadura convencional interna, para a qual se pode alcançar sua máxima tensão de tração, desde que seja garantido um comprimento de ancoragem suficiente para transferir essa tensão integralmente para o concreto (FIB, 2000; TENG et al. 2001).

Segundo o FIB (2000), os concretos de resistência normal, raramente apresentam falha na interface do adesivo. Os adesivos estruturais apresentam resistência à tração muito maior do que a do concreto e embora tenham baixo módulo de deformação transversal, transferem com eficiência as tensões para o concreto. No entanto, modos de ruína associados à falha do concreto junto à interface, são por sua vez, os mais freqüentes.

3.5.Estudos realizados por outros autores

Neste item do trabalho é apresentado o efeito de alguns parâmetros sobre o mecanismo de ruína de vigas reforçadas à flexão com PRFC. Para tanto, são

apresentadas algumas das investigações mais recentes que relatam conclusões relacionadas ao processo de ruína e que de certa forma possam ser úteis no presente trabalho.

Garden & Hollaway (1998) concentraram seus esforços num estudo específico sobre o uso de ancoragem de extremidade e sua influência sobre o comportamento de vigas reforçadas à flexão com laminados de PRFC. Segundo os autores, a ancoragem tem por objetivo fixar a extremidade do reforço e prevenir a sua separação juntamente com a camada de cobrimento de concreto devido ao efeito de *peeling*, que é influenciado pela relação a_v/d.

Foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos em vigas de concreto armado reforçadas de 100 cm de comprimento com as relações a_v/d e os sistemas de ancoragem descritos na Tabela 3.3. São também relacionados os modos de ruína das vigas. Os autores verificaram mudança no modo de ruína entre as vigas com relação a_v/d igual a 3,0. Nesse caso, devido ao incremento de ancoragem, a ruína por separação do cobrimento de concreto foi alterada para cisalhamento da viga. Essa mudança reflete a eliminação do efeito de *peeling* na extremidade do reforço, o qual é característico para pequenos comprimentos de ancoragem e baixa relação a_v/d.

Para relações a_v/d de 3,4 e 4,0, os autores não perceberam mudanças no modo de ruína das vigas quando da utilização do sistema de ancoragem. Isso indica a predominância de outros efeitos, tais como tensões normais e de cisalhamento, ao invés da concentração de tensões na extremidade do reforço.

Tabela 3.3 – Descrição dos modos de ruína e da relação a_v/d das vigas

a_v/d	Vigas	Ancoragem	Modo de ruína
3,0	1	nenhuma	separação do cobrimento de concreto
	2	nenhuma	separação do cobrimento de concreto
	3	A	cisalhamento
3,4	4	nenhuma	separação parcial do cobrimento, tipo I
	5	A	separação parcial do cobrimento, tipo I
	6	B	separação parcial do cobrimento, tipo I
4,0	7	nenhuma	separação parcial do cobrimento, tipo II
	8	nenhuma	separação parcial do cobrimento, tipo II
	9	A	separação parcial do cobrimento, tipo II

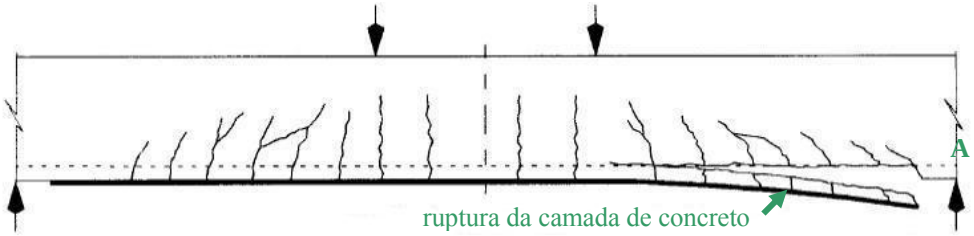
Tipos de ancoragem:
A – laminado é pressionado pelo dispositivo de apoio
B – laminado é pressionado na extremidade por chapa de aço aparafusada ao concreto

Garden & Hollaway (1998) identificaram então, três modos distintos de ruína conforme a relação a_v/d: separação do cobrimento de concreto e separação parcial do cobrimento de concreto, tipo I e II.

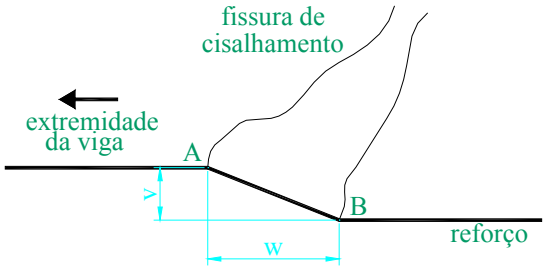
A separação do concreto envolveu a remoção de da camada de cobrimento de concreto localizada em um dos vãos de cisalhamento. Esse modo de ruína iniciou-se por uma fissura de cisalhamento na extremidade do reforço, na posição A indicada na Figura 3.25-a.

A separação parcial do cobrimento de concreto do tipo I (Figura 3.25-b) iniciou-se por meio de um deslocamento vertical AB devido a uma fissura de cisalhamento localizada aproximadamente no meio do vão de cisalhamento. A separação parcial do cobrimento de concreto do tipo II (Figura 3.25-c) foi ocasionada pelo deslocamento do reforço devido à rotação de um pedaço triangular de concreto próximo à região de aplicação da carga.

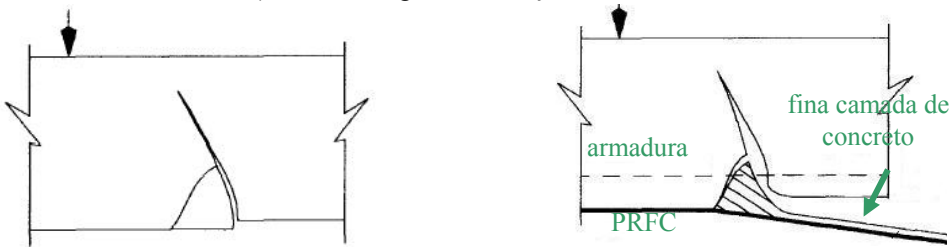
De forma geral, o trabalho realizado pelos autores mostrou que os sistemas de ancoragem aumentaram a rigidez das vigas e proporcionaram uma maior capacidade de carga para as mesmas. Um maior benefício foi conseguido quando a ancoragem é realizada nas vigas em que é alta a relação entre a força de cisalhamento e o momento fletor. Em tais casos, a ancoragem resiste às tensões de *peeling* na extremidade do reforço. Foi verificado que para maiores relações de a_v/d, a ruína iniciou-se na região de momento fletor mais elevado, ou seja, mais distante da extremidade do reforço.



a) ruína das vigas com relação $a_v/d = 3,0$



b) ruína das vigas com relação $a_v/d = 3,4$



c) ruína das vigas com relação $a_v/d = 4,0$

Figura 3.25 – Ilustração dos modos de ruína verificados por Garden & Hollaway (1998)

Araújo (2002) fez um estudo sobre o comportamento de vigas reforçadas à flexão, ao cisalhamento, e à flexão e ao cisalhamento simultaneamente, usando-se fibras de carbono coladas com adesivo epóxi. Foram ensaiadas quatro vigas de 400 cm de vão livre e seção retangular 15x45 cm^2, bi-apoiadas com duas cargas eqüidistantes dos apoios, mantendo uma relação a_v/d igual a 3,2.

No primeiro ciclo de carregamento de uma das vigas, a deformação registrada na armadura de flexão foi de 2,35‰. O reforço à flexão foi então executado sob carga, no segundo ciclo de carregamento, com cinco camadas de manta de fibra de carbono. Nas extremidades do reforço foi projetado um sistema de ancoragem constituído por três camadas em forma de U, como mostra a Figura 3.26.

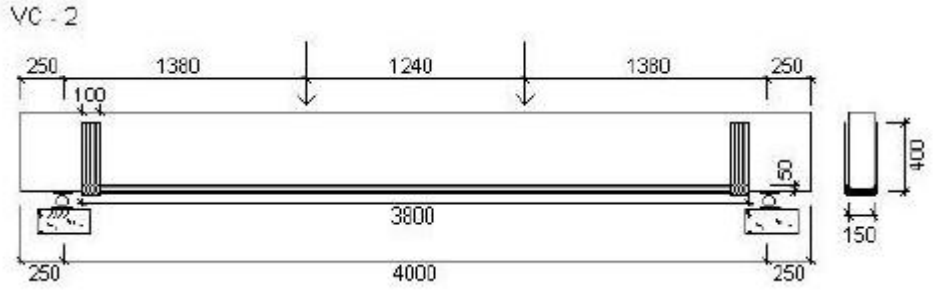


Figura 3.26 – Detalhamento da viga reforçada à flexão

Segundo o autor, a ruína da viga (Figura 3.27) foi caracterizada por escoamento da armadura de flexão (deformação de 10,15‰) seguido de descolamento do reforço (deformação superior a 6‰) e esmagamento do concreto. Algumas das principais conclusões do trabalho foram:

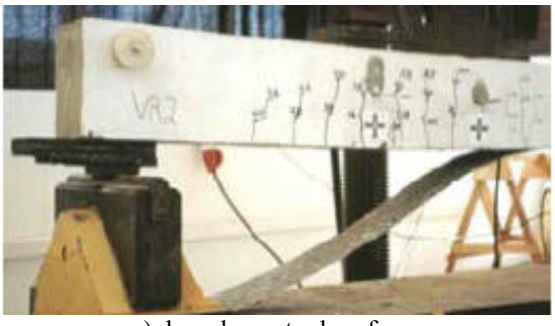
- Para o reforço à flexão com manta de fibras de carbono e ancoragem nas extremidades, pode-se utilizar uma deformação limite do reforço de 6‰;
- A limitação da deformação do reforço em 6‰ no dimensionamento de vigas reforçadas parece aceitável para evitar o descolamento prematuro do reforço;
- A utilização de cinco camadas de manta não prejudicou o comportamento do reforço, apesar da recomendação do fabricante indicar um número máximo de três camadas.

Figura 3.27 – Aspecto geral da lateral da viga e detalhe do descolamento do reforço

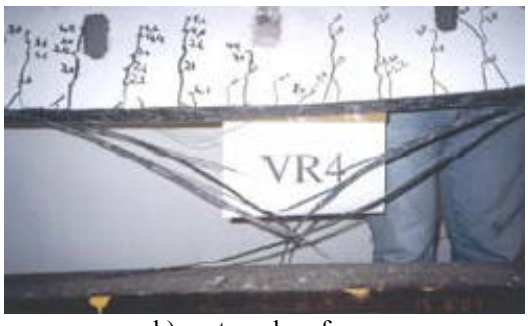
Ferrari (2002) estudou o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas externamente à flexão mediante a colagem de manta de fibras de carbono. No trabalho foi avaliado o efeito da incorporação de mecanismos de incremento de ancoragem frente ao desprendimento prematuro do reforço.

As vigas, que tinham um comprimento de 180 cm e uma relação a_v/d igual a 3,0, foram submetidas a ensaios de flexão em quatro pontos. Nas vigas que foram somente reforçadas, a ruína ocorreu pelo descolamento prematuro do reforço (Figura 3.28-a). Nas vigas em que o mecanismo de incremento de ancoragem foi constituído por um laço em forma de U, a ruína foi caracterizada pela ruptura do reforço (Figura 3.28-b).

No trabalho o excelente desempenho do reforço com mantas de PRFC foi verificado pelo incremento de rigidez e aumento de até 97% na capacidade de carga das vigas reforçadas. Quanto aos modos de ruína, constatou-se que é possível melhor explorar as propriedades do reforço quando da adição de mecanismos de incremento de ancoragem que impeçam a ruína prematura do reforço. No caso, laço em forma de U localizado na extremidade do reforço e confeccionado com a própria manta.



a) descolamento do reforço



b) ruptura do reforço

Figura 3.28 – Modos de ruína obtidos por Ferrari (2002)

Rabinovitch & Frostig (2003) investigaram experimentalmente e analiticamente, o comportamento de cinco vigas reforçadas externamente com laminados de PRFC. A ênfase do trabalho foi sobre o estudo da concentração de tensões que ocorre na extremidade do reforço, na observação dos modos de ruína frágeis associados a esse efeito e, principalmente quanto à busca de meios para redução dessas tensões. Para alcançar os objetivos pretendidos, os projetos de ancoragem mostrados na Figura 3.29 foram investigados pelos autores.

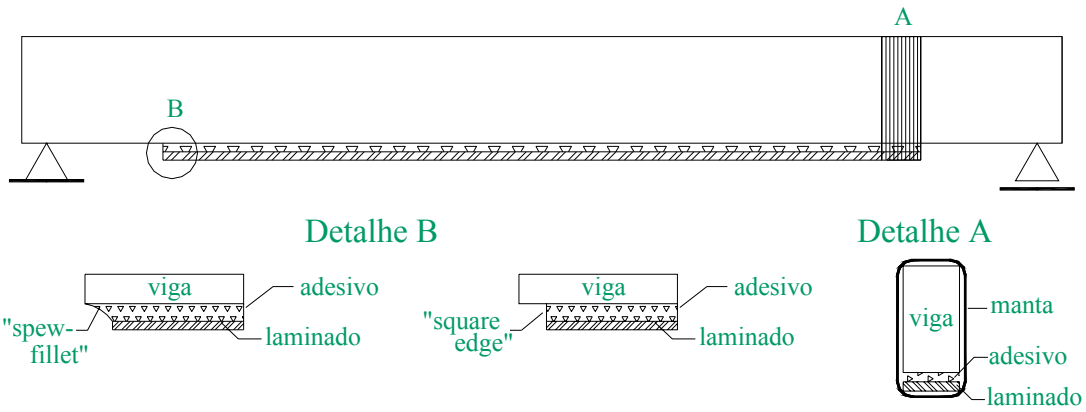


Figura 3.29 – Projetos de ancoragem investigados por Rabinovitch & Frostig (2003)

Os autores examinaram dois tipos de vigas. Vigas do grupo A com maior taxa de armadura de cisalhamento e vigas do grupo B com maior taxa de armadura de flexão. No grupo A, avaliou-se o comportamento da viga A1 (viga de controle, pré-carregada até a ruína, reforçada e recarregada), da viga A2 (reforçada sem pré-carregamento para se avaliar os efeitos de flexão na extremidade do reforço) e viga A3 (reforçada sem pré-carregamento em que uma extremidade do reforço é envolvida com manta e a outra é projetada com o sistema de "*spew-fillet*" para se reduzir a concentração de tensões).

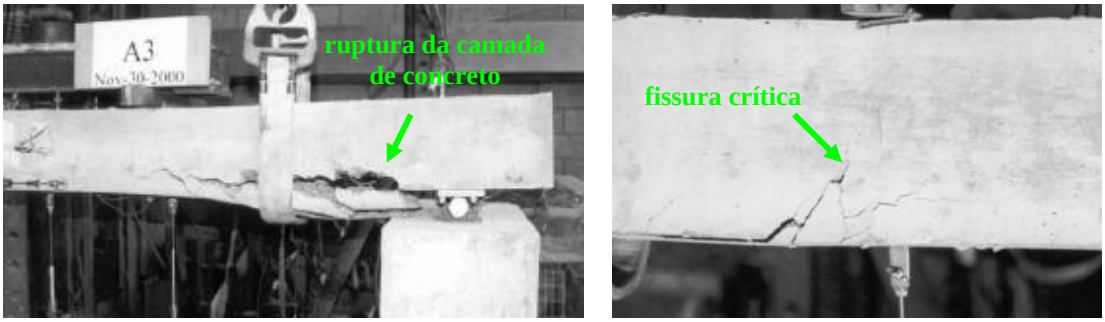
No grupo B, avaliou-se o comportamento da viga B1 (pré-carregada até a ruína, reforçada e recarregada) e da viga B2 (reforçada sem pré-carregamento com as duas extremidades do reforço envolvidas com manta).

A capacidade resistente à flexão das vigas A1 e B1 foi excedida pela deformação plástica da armadura tracionada. No aspecto da ruína da viga A1 não apareceram fissuras diagonais de cisalhamento. Na viga B1 surgiram tanto fissuras diagonais de flexão/cisalhamento, quanto fissuras de flexão no meio do vão.

O reforço aumentou em duas vezes a capacidade resistente da viga A2 em relação à viga A1. Entretanto, ocorreram altas tensões de tração na extremidade do reforço. Essas tensões provocaram a separação do laminado devido a uma fissura horizontal que surgiu em sua extremidade e se propagou até o meio do vão.

A capacidade de carga da viga A3 foi incrementada em 2,36 vezes em relação à viga A1. A sua ruína foi provocada por concentração de tensões normais e de cisalhamento na extremidade do reforço, o que culminou com a ruptura da camada de concreto ao nível da armadura (Figura 3.30-a). De certa forma, o *"spew-fillet"* preveniu o descolamento do reforço como observado na viga A2. Segundo os autores, essa forma de configuração do adesivo contribuiu para a transferência de tensões na interface concreto-adesivo.

Na viga B2, o descolamento do reforço foi prevenido pelo devido ao envolvimento das suas extremidades com manta de PRFC. A ruína deu-se então, pela formação de uma fissura diagonal de flexão/cisalhamento na região do vão de cisalhamento (Figura 3.30-b).



a) ruína da viga A3 b) ruína da viga B2

Figura 3.30 – Modos de ruína das vigas ensaiadas por Rabinovitch & Frostig (2003)

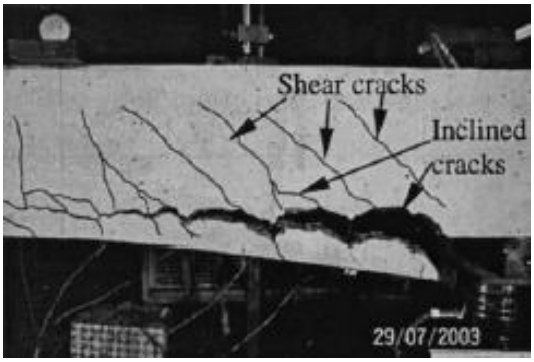
Pelo trabalho desenvolvido, os autores mostraram que a armadura longitudinal não influenciou de maneira significativa no comportamento das vigas reforçadas. Contudo, nas vigas com reduzida taxa de armadura de cisalhamento, o desenvolvimento de fissuras diagonais promoveu o descolamento localizado e prematuro do reforço.

Pham & Al-Mahaidi (2004) estudaram por meio de um programa experimental os mecanismos de ruína e os efeitos de alguns parâmetros no comportamento de 18 vigas (altura de 26 cm, vão livre de 210 cm e vão de cisalhamento de 70 cm) de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC. Os parâmetros incluídos no estudo foram o comprimento do reforço, a quantidade de armadura, o cobrimento de concreto e o número de camadas de reforço.

A ruína das vigas reforçadas deu-se por descolamento no meio do vão e na extremidade do reforço devido ao alto nível de tensões de cisalhamento no concreto (cerca de 1 MPa), como mostra a Figura 3.31. As principais conclusões extraídas do estudo foram:

- As quantidades de reforço e de armadura afetaram com clareza o comportamento das vigas. Maior número de camadas de reforço nem sempre proporciona um aumento na capacidade de carga da viga. A aplicação de apenas duas camadas de reforço permitiu um maior ganho de resistência em relação ao reforço com seis e nove camadas;
- O comprimento de aderência mostrou ter significativa influência sobre a ancoragem do reforço. Quando o comprimento de aderência foi reduzido em 36%, a capacidade de carga da viga foi reduzida em 39%;
- O cobrimento de concreto e o espaçamento entre estribos tiveram insignificantes efeitos sobre os resultados.

a) ruína a partir do meio do vão e da extremidade do reforço



b) ruína a partir da extremidade do reforço

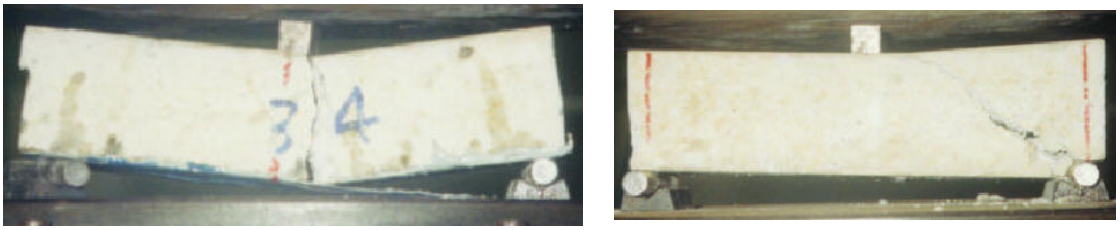
Figura 3.31 – Ruína por descolamento do reforço segundo Pham & Al-Mahaidi (2004)

Fortes et al. (2003) realizaram um estudo experimental que teve como principal objetivo avaliar o comportamento de estruturas de concreto reforçadas com PRFC submetidas à variação de temperatura de 30° (temperatura ambiente), 70°C, 110°C e 150°C. Os ensaios foram realizados em 48 corpos-de-prova com dimensões de 40x40x160 mm^3, reforçados pelas técnicas de colagem de manta, laminado e inserção de laminado em entalhe realizado no concreto.

Os corpos-de-prova foram divididos em quatro séries e submetidos por 24 horas à temperatura constante, sendo ensaiados à flexão a três pontos logo após a sua retirada do forno. Segundo os resultados:

- Todos os corpos-de-prova reforçados com manta e laminados colados externamente, apresentaram ruptura por descolamento do reforço causado por uma fissura de flexão no meio do vão, como apresentado na Figura 3.32;
- Os corpos de prova reforçados pela inserção de laminados em entalhes apresentaram rupturas pelo efeito de corte no concreto;

- Até a temperatura de 110°C, praticamente não foram notadas modificações nos sistemas de reforço. No entanto, alterações na coloração do adesivo epoxídico ocorreram na faixa de 110°C para 150°C, em todas as técnicas de reforço;
- A capacidade resistente dos corpos-de-prova apresentou decréscimo de cerca de 15% variando-se a temperatura de 30 para 70°C e na faixa de 30 para 150°C a variação chegou a 30%.



a) manta colada na superfície de concreto b) laminado inserido em entalhe

Figura 3.32 – Modo de ruína dos corpos de prova analisados por Fortes et al. (2003)

3.6.Modelos analíticos

Neste item do trabalho apresentam-se modelos analíticos para a previsão teórica da capacidade resistente à flexão de vigas reforçadas que serão objetos de análise nos capítulos seguintes. Os diferentes modos de ruína que podem ocorrer em uma viga reforçada devem ser investigados para se conhecer a sua capacidade máxima. Por isso, os modelos analíticos, aqui apresentados, são divididos em dois grupos: modelo de ruína clássico (considera que a ruína da viga pode ser dada pelo esmagamento do concreto comprimido, pelo escoamento da armadura ou pela ruptura do reforço) e os modelos de ruína prematuros (considera que a ruína da viga reforçada está relacionada com a falência da ligação entre o reforço e o concreto).

3.6.1.Modelo de ruína clássico

Para determinar a capacidade resistente à flexão de uma viga de concreto armado com ou sem reforço será utilizada uma seqüência de cálculo baseada em um procedimento iterativo (ver o fluxograma da Figura 3.33). Basicamente, são fixados valores de curvatura da viga numa dada seção transversal, variando-se a deformação específica do concreto até encontrar a posição da linha neutra que satisfaça o equilíbrio estático da seção em estudo.

Esse processo iterativo apresentado em Ferrari (2002), segue para diversos pares de curvatura e deformação satisfazendo a condição de equilíbrio, até que seja atingido o limite de deformação específica do aço, do concreto ou do reforço.

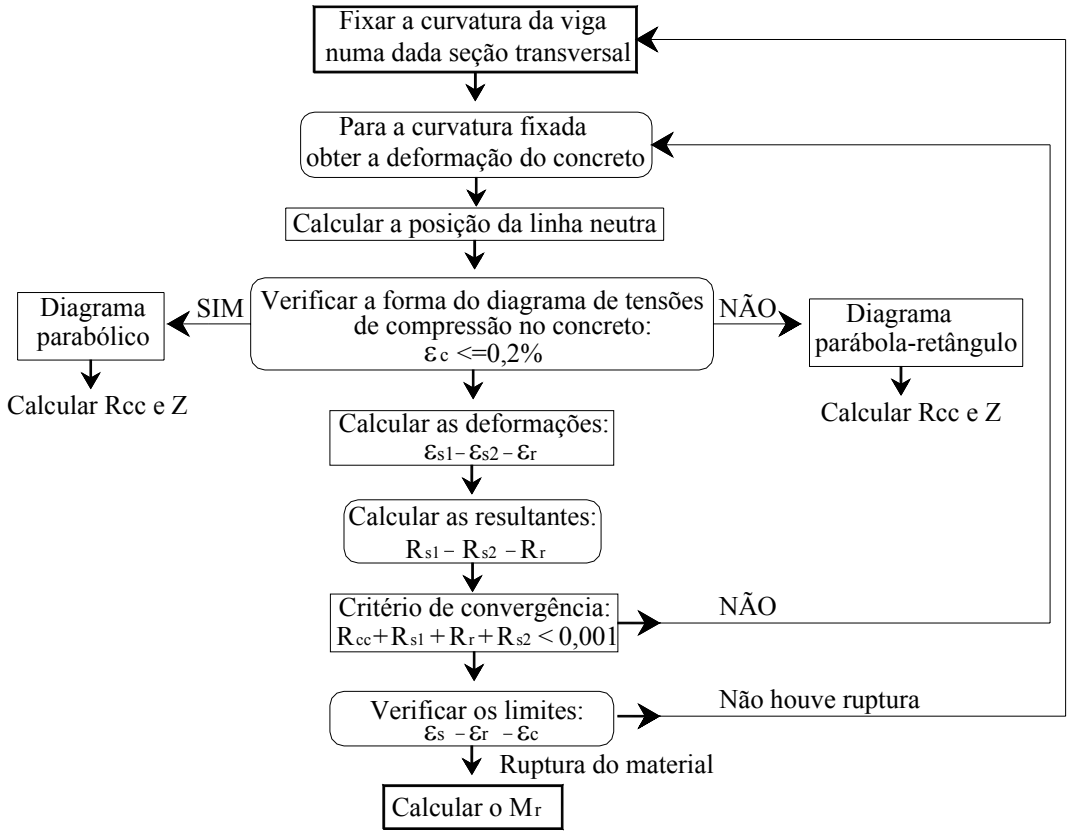


Figura 3.33 – Fluxograma para determinação da capacidade resistente à flexão de vigas

As distribuições de tensão e deformação em uma seção transversal reforçada são ilustradas na Figura 3.34 e as hipóteses básicas da teoria geral da flexão, aqui consideradas são:

- Até a ruptura, as seções transversais planas antes do carregamento, permanecem planas (hipótese de Bernoulli);
- É desprezada a resistência à tração do concreto;
- A deformação de cada barra de aço é a mesma do concreto adjacente;
- O encurtamento de ruptura convencional do concreto é de 3,5‰;
- O alongamento máximo permitido para a armadura de tração é de 10‰;
- Aderência perfeita entre o reforço e o concreto.

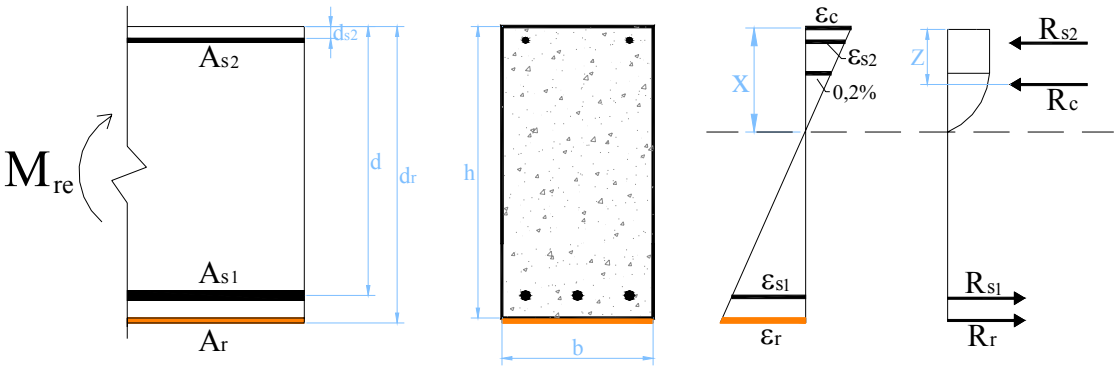


Figura 3.34 – Distribuição de tensões e deformações numa seção transversal reforçada

Com base na distribuição de tensão e deformação mostrada na Figura 3.34, pode-se escrever as equações de (3.1) a (3.7) que definem respectivamente, a posição da linha neutra (x), a resultante de tensões de compressão no concreto (R_c), a posição (Z) do ponto de aplicação da resultante R_c, as deformações específicas (ε_{si}) e as forças resultantes na armadura inferior (R_{s1}), na armadura superior (R_{s2}) e no reforço (R_r).

$$x = \frac{\varepsilon_c \cdot h}{\theta} \tag{3.1}$$

$$R_c = \sigma_c \cdot b \cdot x \cdot \left(1 - \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c}\right) \tag{3.2}$$

$$Z = x \cdot \left(\frac{3 \cdot \varepsilon_c{}^2 - 4 \cdot \varepsilon_c + 2}{2 \cdot \varepsilon_c \cdot (3 \cdot \varepsilon_c - 2)}\right) \tag{3.3}$$

$$\varepsilon_{si} = \frac{x - d_i}{h} \cdot \theta \tag{3.4}$$

$$R_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \tag{3.5}$$

$$R_r = A_r \cdot \sigma_r \tag{3.6}$$

$$R_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \tag{3.7}$$

As equações (3.2) e (3.3) baseiam-se na hipótese de um diagrama de distribuição de tensões de compressão no concreto composto por uma parábola com vértice na fibra de deformação específica equivalente a 2‰ e um trecho reto até a deformação de 3,5‰. Para o caso de deformações específicas no concreto inferiores a 2‰, considera-se um diagrama de tensões parabólico e as equações (3.2) e (3.3) devem ser substituídas pelas equações (3.8) e (3.9).

$$R_c = \sigma_c \cdot b \cdot x \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{2} - \frac{\varepsilon_c{}^2}{12}\right) \tag{3.8}$$

$$Z = \frac{x}{4} \cdot \left(\frac{8 - \varepsilon_c}{6 - \varepsilon_c} \right) \tag{3.9}$$

Pelo equilíbrio das forças de tração e de compressão que atuam na seção transversal reforçada, pode-se calcular pela eq. (3.10) o momento fletor resistente da seção transversal em estudo (M_{re}).

$$M_{re} = R_c \cdot \left(\frac{h}{2} - Z \right) + R_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + R_r \cdot \left(d_r - \frac{h}{2} \right) + R_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_{s2} \right) \tag{3.10}$$

Onde:

h = altura da seção transversal;

x = posição da linha neutra;

b = largura da seção transversal;

Z = distância do ponto de aplicação da R_c à borda mais comprimida da seção;

d = distância do ponto de aplicação da R_{s1} à borda mais comprimida da seção;

d_i = distância do ponto de aplicação da resultante das armaduras ou do reforço à borda mais comprimida da seção;

d_r = distância do ponto de aplicação da R_r à borda mais comprimida da seção;

d_{s2} = distância do ponto de aplicação da R_{s2} à borda mais comprimida da seção;

θ = curvatura da viga na seção transversal considerada;

ε_c, ε_{s2}, ε_{s1} e ε_r = deformações específicas do concreto comprimido, da armadura inferior, da armadura superior e do reforço, respectivamente;

ε_{si} = deformações específicas das armaduras ou do reforço;

σ_c = tensão normal no concreto comprimido;

σ_{s1}, σ_{s2} e σ_r = tensão normal na armadura inferior, na armadura superior e no reforço, respectivamente;

A_{s1}, A_{s2} e A_r = área das seções transversais da armadura inferior, da armadura superior e do reforço, respectivamente.

3.6.2.Modelos de ruína prematuros

O valor fornecido pela eq. (3.10) representa o momento resistente da seção transversal em estudo sem a consideração dos modos de ruína prematuros que, eventualmente, podem ocorrer. Entretanto, num projeto de reforço com PRFC é muito importante prever o instante da ruína frágil e prematura. Para tal finalidade, são apresentados a seguir dois modelos analíticos.

3.6.2.1 Modelo de Chen & Teng (2001)

O modelo proposto pelos autores baseia-se em conceitos da Mecânica da Fratura e em evidências experimentais. Ele emprega a eq. (3.11) para cálculo do comprimento de ancoragem efetivo (L_e) do reforço e a equação (3.12) para obtenção da máxima tensão admissível no reforço (σ_{ru}):

$$L_e = 0{,}5623.\sqrt{\frac{E_r.n\cdot t_r}{f_c^{\frac{1}{2}}}}\ (\text{cm}) \tag{3.11}$$

$$\sigma_{ru} = 0{,}1956.\beta_p.\beta_l.\left(\frac{E_r.f_c^{\frac{1}{2}}}{n\cdot t_r}\right)^{\frac{1}{2}}\ (\text{kN/cm}^2) \tag{3.12}$$

E_r = módulo de elasticidade do reforço;

n = número de camadas de reforço;

t_r = espessura de uma camada de manta;

f_c = resistência à compressão do concreto;

β_p é um coeficiente de largura do reforço, calculado pela eq. (3.13)

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2-\frac{b_r}{b}}{1+\frac{b_r}{b}}} \tag{3.13}$$

b_r e b = largura do reforço e da viga, respectivamente;

β_l é um fator que relaciona os comprimentos de ancoragem do reforço (L_r) com o seu comprimento de ancoragem efetivo (L_e). É determinado pelas eqs. (3.14) e (3.15).

$$\beta_l = 1 \text{ se } L_r \geq L_e \tag{3.14}$$

$$\beta_l = \text{sen}\left(\frac{\pi.L_r}{2.L_e}\right) \text{ se } L_r < L_e \tag{3.15}$$

Com a determinação da máxima tensão admissível no reforço, pode-se fazer a correspondência com o valor de força, usando-se o modelo iterativo de flexão apresentado no item 3.6.1, obtendo-se assim a força de descolamento do reforço.

3.6.2.2.ACI 440.2R (2002)

Segundo o ACI 440.2R (2002) os dois modos de ruína, arrancamento da camada de concreto ou ruptura na interface reforço-concreto, podem ocorrer se a força existente

no reforço não tiver condições de ser sustentada pelo substrato de concreto. Então, para evitar a falência da ligação, o código apresenta o conjunto de eqs. (3.16), através do qual, determina-se um coeficiente de limitação (k_m) não maior que 0,90, que deve ser multiplicado pela deformação de ruptura do reforço a fim de minorar o seu valor para prevenir o descolamento prematuro.

$$k_m = \frac{1}{60\varepsilon_{ru}}\left(1 - \frac{n.t_r.E_r}{3600}\right) \le 0{,}90 \rightarrow n.t_r.E_r \le 1800 kN/cm$$
$$k_m = \frac{1}{60\varepsilon_{ru}}\left(\frac{900}{n.t_r.E_r}\right) \le 0{,}90 \rightarrow n.t_r.E_r > 1800 kN/cm \quad (3.16)$$

Em que:

ε_{ru} = deformação de ruptura de projeto do reforço.

A partir da deformação no reforço, o valor de força de ruína por descolamento é obtido por meio do modelo de flexão apresentado em 3.6.1. O valor do coeficiente k_m está apenas baseado em conhecimentos gerais sobre o tema e na experiência de engenheiros projetistas. Logo, trata-se de uma área de investigação com interesse prático e que necessita do estabelecimento de critérios mais rigorosos de definição dos limites máximos de deformação do reforço.

O ACI reconhece que os reforços com maior rigidez ($n.t_r.E_r$) são mais suscetíveis ao descolamento. Assim, quanto maior a rigidez do reforço mais severa deve ser a limitação na deformação (ver Tabela 3.4). Verifica-se que até três camadas de manta é possível mobilizar quase que toda a capacidade resistente do material, entretanto, para quatro ou cinco camadas a aplicação do reforço pode ser economicamente questionável.

Tabela 3.4 – Valores de K_m

Camadas (n)	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Manta de PRFC t_r = 0,166 mm - E_r = 230 GPa - ε_{ru} = 15‰	0,90	0,88	0,76	0,64	0,52

3.7.Bibliografia do Capítulo

AHMED, O.; GEMERT, D. V.; VANDERWALLE, L. (2001). Improved model for plate-end shear of CFRP strengthened RC beams. *Cement Concrete Composites*, 23, p.3-19.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2002). *ACI 440.2R*: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. October, 2003. Detroit.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1993). *ACI 503.R*: Use of epoxy compounds with concrete. Detroit.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995). *ASTM D4541*: Standard test method of Pull-off strength of coatings using portable adhesion testers.

ARAÚJO, C. M. (2002). *Reforço de vigas de concreto à flexão e ao cisalhamento com tecidos de fibras de carbono*.153p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro.

BATISTA, A. M.; RATTO, C. (2005). Eficiência de polímero reforçado com fibra de carbono para vigas de concreto armado. In: 47° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005, Olinda. *Anais*... p.265 – 277.

BEBER, A. J. (1999). *Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono*. 108p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1999.

BEBER, A. J. (2003). *Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono*. 317p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

BUYUKOZTURK, O.; GUNES, O.; KARACA, E. (2004). Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites. *Construction and Building Materials*, 24, p.9-19.

BUYUKOSTURK, O.; HEARING, B. (1997). Failure behavior of precracked concrete retrofitted with fiber-reinforced plastic laminates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 7., 1997, London. Proceedings... Edinburgh: Engineering Technics Press, 1997.

BUYUKOSTURK, O.; HEARING, B., GUNES, O. (1999). FRP strengthening and repair: where do we go from here? In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 8., 1999, London. *Proceedings...* Edinburgh: Engineering Technics Press, 1999. CD-ROM.

CHAJES, M. J.; JANUSZKA, T. F.; MERTZ, D. R.; THOMSON, T. A. (1996). Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *Concrete International*, Detroit, ACI, v.93, n.2, p.208-217, mar-apr. 1996.

CHEN, J. F.; TENG, J. G. (2001). Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*, New York, ASCE. v.127, n.7, p.784-791, jul. 2001.

De LORENZIS, L.; NANNI, A.; LA TEGOLA, A. (2000). Flexural and shear strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods. In: 3ª INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCED COMPOSITE MATERIALS IN BRIDGES AND STRUCTURES, 2000, Ottawa, Canada. J. Humar and A. G. Razaqpur, Editors, p.521-528, 15-18 de agosto de 2000.

FANNING, P. J.; KELLY, O. (2001). Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates. *Composites construction*, 5, p.122-127.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2000). *FIB 2000:* Bond of reinforcement in concrete—State-of-the-art report. Lausanne, 2000 (Bulletin 10).

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2001). *FIB 2001*: Externally bonded FRP reinforcement for RC Structures. Lausanne, 2001 (Bulletin 14).

FERRARI, V.J. (2002). *Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2002.

FORTES, A. S.; PADARATZ, I. J.; BARROS, A. O.; FREIRE, I. F. (2003). Eficiência do reforço de CFRP em estruturas de concreto sob efeito térmico. In: V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2003, São Paulo. Anais.... EPUSP, 2003.

FORTES, A. S. (2004). *Estruturas de concreto submetidas à flexão reforçadas com laminados de CFRP colados em entalhes*. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2004.

FORTES, A. S.; PADARATZ, I. J. (2000). Vigas de concreto armado reforçadas com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., 2000, Fortaleza. *Anais*… IBRACON, 2000. CD-ROM

GARCEZ, M. R. (2002). *Comportamento de vigas de concreto armado sob carregamento com mantas de fibra de carbono*. 162p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2002.

GARDEN, H. N.; HOLLAWAY, L. C. (1998). An experimental of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. *Composite Structures***.** v.42, p.175-188.

GETTU, R. (2002). *Utilização de polímeros reforçados com fibras para reparo e reforço*. Palestra proferida no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP em outubro de 2002.

HAG-ELSAFI, O.; ALAMPALLI, S.; KUNIN, J. (2004). In-service evaluation of a reinforced concrete T-beam bridge FRP strengthening system. *Composite Structures.* n.64, p.179-188.

HAU, K.M. (1999). *Experiments on concrete beams strengthened by bonding fibre reinforced plastic sheets.* Thesis - Hong Kong, China: The Hong Kong Polytechnic University. 1999 *apud* SMITH, S.T.; TENG, J.G. (2002b) FRP-strengthened RC beams. II: assessement of debonding strength models. *Engineering Structures,* 24, p.397-417.

HE, J. H. (1998). *Behaviour of reinforced concrete beams strengthened with epoxy bonded CFRP plates*. PhD Thesis - The University of Sheffield, 1998 *apud* PESIC, N.; PILAKOUTAS, K. (2003). Concrete beams with externally bonded flexural FRP-reinforcement: analytical investigation of debonding failure. *Composites Part B: engineering.* v.34, p.327-338.

HE, J. H.; PILAKOUTAS, K.; WALDRON, P. (1997). Analysis of externally strengthened RC beams with steel and CFRP plates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 7, *Proceedings*, Edinburgh: Engineering Technics Press, 3v. v.1, p.83-92.

HOLLAWAY, L. C.; LEEMING, M. B. (1999). *Strengthening of reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering*. 1 ed. Cambridge: Woodhead Publishing Limited, 1999.

JCI TC952, (1998). *Continuous fiber reinforced concrete.* Relatório técnico do JCI, comité técnico em concreto reforçado com fibras contínuas (TC952), editado por JCI, 164p. Tokyo, Japão, Setembro 1998.

JSCE, (1997). Recommendation for Design and Construction using Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japanese Society of Civil Engineer - JSCE, *Concrete Engineering Series,* 23, 1997.

JUVANDES, L.F.P. (1999). *Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP"*. 400p. Tese de Doutoramento - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil, Porto, setembro. 1999.

JUVANDES, L.F.P.; MARQUES, A.T.; FIGUEIRAS, J.A. (1996). *Materiais compósitos no reforço de estruturas de betão*. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 112p. Relatório Técnico.

MCKENNA, J. K.; ERKI, M. A. (1994). Strengthening of reinforced concrete flexural members using externally applied steel plates and fibre composite sheets – a survey. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.21, p.16-24, 1994.

MAALEJ, M. B. Y. (2001). Interfacial shear stress concentration in FRP-strengthened beams. *Composites Structures,* v.54, p.417-426

MACHADO, A. de P. (2002). *Reforço de Estruturas de concreto armado com fibras de carbono (características, dimensionamento e aplicação).* Editora PINI Ltda, São Paulo.

MEIER, U. (1995). Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Construction and Building Materials*, v.9, n.6, p.341-351.

NANNI, A. (2001). Relevant applications of FRP composites in concrete structures. *Composites in Construction: Proceedings CCC2001*, Editado por J. Filgueiras, L. Juvandes e R. Furia, Porto, Portugal, 10 a 12 de outubro de 2001, p.661-670.

NEUBAUER, U.; ROSTASY, F. S. (1997). Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS & REPAIR – 79. v.2, p.109-118. Edimburgh, Inglaterra, julho 1997.

PHAM, H.; AL-MAHAIDI, R. (2004). Experimental investigation into flexural retrofitting of reinforced concrete bridges beams using FRP composites. *Composites Structures,* 66, p.617-625.

PESIC, N.; PILAKOUTAS, K. (2003). Concrete beams with externally bonded flexural FRP-reinforcement: analytical investigation of debonding failure. *Composites Part B: engineering*, 34, p.327-338.

RABINOVITCH, O.; FROSTIG, Y. (2003). Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened with CFRP composites. *Composites: B,* 34, p.663-677.

RIPPER, T.; SCHERER, J. (1999). Avaliação do desempenho de plásticos armados com folhas unidirecionais de fibras de carbono como elementp de reforço de vigas de betão armado. In: 41º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2001, Salvador. CR-ROM.

SILVA, A. O. B. da (2001). Reforço à flexão em vigas de concreto de alta resistência à compressão através da colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC). Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Campinas. 2001.

SMITH, S.T.; TENG, J.G. (2002a). FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models. *Engineering Structures*, 24, p.385-395.

SMITH, S.T.; TENG, J.G. (2002b). FRP-strengthened RC beams. II: assessement of debonding strength models. *Engineering Structures,* 24, p.397-417.

SPADEA, G.; SWAMY, R. N.; BENCARDINO, F. (1997) Design to repair/up-grade RC structures: the key to a successful utilization of CFRP laminates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 7., 1997, Edinburgh. *Proceedings...* Edinburgh: Engineering Technics Press, 1997. 3v. v.2, p.183-190.

SWAMY, R. N.; MUKDHOPADHYAYA, P. (1999). Debonding of carbon-fibre-reinforced polymer plate from concrete beams. Structures and Buildings. *Proceedings… of the Institution of Civil Engineers*, London, v.134. p.301-317.

TALJSTEN, B. Concrete beams strengthened for bending using CFRP sheets. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 8., *Proceedings...* Edinburgh: Engineering Technics Press, 1999. CD-ROM.

TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. (2001). *FRP Strengthened RC Structures*. 1.ed. Chischester: John Wiley & Sons LTDA., 2001.

TENG, J.G. SMITH, S.T., YAO, J., CHEN, J.F. (2003). Intermediate crack-induced in RC beams and slabs. *Construction and Building Materials,* 17, p.447-462.

TRIANTAFILLOU, T. C.; PLEVRIS, N. (1992). Strengthening of R/C beams with epoxybonded fiber composite materials. *Materials and Structures*, v.25, p.201-211, 1992.

CAPÍTULO 4
ESTUDO PRELIMINAR: Vigotas moldadas com fibras de aço e reforçadas externamente com manta de PRFC

4.1.Introdução

Neste capítulo apresenta-se a metodologia utilizada e os resultados da análise do comportamento de vigotas internamente armadas com aço e reforçadas externamente à flexão com manta de PRFC. Compara-se o comportamento do reforço com PRFC aplicado em vigotas de concreto comum e vigotas de compósito cimentício à base de argamassa e fibras curtas de aço.

Na fase da pesquisa em que foram realizados, esses ensaios tiveram a conotação de ensaios-piloto, destinados a uma avaliação preliminar da técnica de reforço em estudo. Os resultados dessa avaliação foram aqui incluídos pela sua relevância em si e contribuição que resultou para o estabelecimento da metodologia de pesquisa nas fases seguintes.

O objetivo principal foi investigar a influência do compósito cimentício (nesta etapa, ainda especificado sem critérios mais elaborados) sobre o comportamento e o modo de ruína das vigotas reforçadas. Esperava-se que o ganho de tenacidade e de resistência ao avanço de fissuras pudesse provocar mudanças significativas no desempenho estrutural da vigota reforçada, quando comparada com a vigota reforçada de concreto comum.

Para tanto, uma série de ensaios de flexão em três pontos em seis vigotas foi conduzida, além dos ensaios de caracterização dos materiais: ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos entalhados, ensaios de tração em barras de aço e ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos.

4.2 Programa experimental

4.2.1.Características das vigotas

A série de ensaio compreendeu a análise de seis vigotas armadas com dimensões de 15 cm x 15 cm x 75 cm e um vão livre de 65 cm. As características geométricas e os dispositivos de ensaios acoplados às vigotas são apresentados na Figura 4.1. As vigotas foram divididas em três grupos, conforme Tabela 4.1. Para cada grupo foram confeccionados dois exemplares.

O grupo A foi formado por duas vigotas de concreto armado sem reforço externo e designadas por VRE. São vigotas de referência para comparação com as demais. O grupo B foi constituído por outras duas vigotas, designadas por VR1, de concreto armado reforçadas em seu banzo inferior por meio da colagem de uma camada de manta de PRFC. As vigotas desse grupo foram moldadas utilizando-se um concreto comum.

O grupo C foi formado por duas vigotas reforçadas designadas por VR2. As vigotas foram moldadas utilizando-se um compósito cimentício de argamassa com adição de fibras curtas de aço. Como já se mencionou, a idéia de adicionar fibras foi de conferir a essas vigotas melhores condições de resistência à propagação de fissuras e, conseqüentemente, melhor desempenho do reforço.

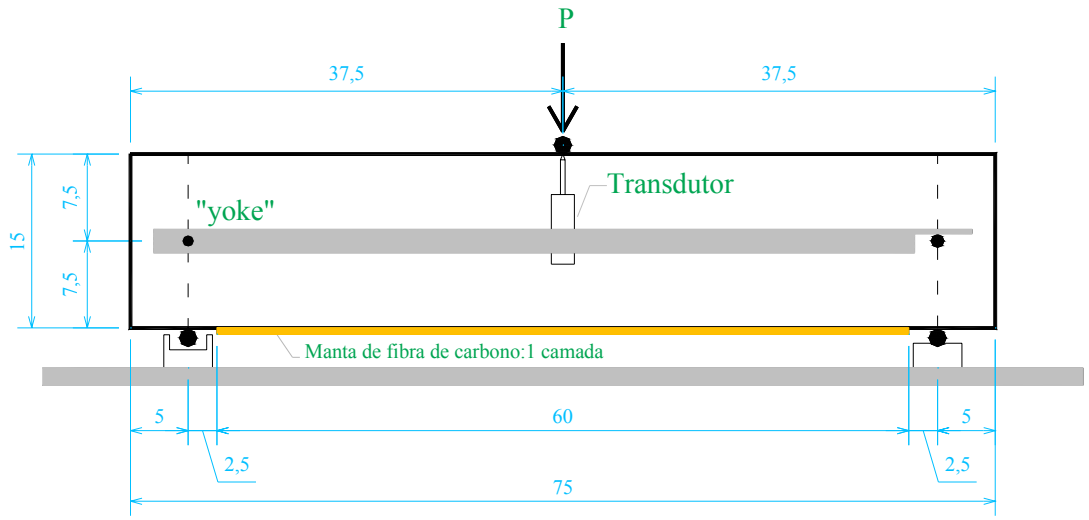


Figura 4.1 – Dimensões das vigotas

Tabela 4.1 – Nomenclatura das vigotas

Grupo	Vigotas	Característica	Material	Idade no reforço	Idade no ensaio
A	VRE-1	Vigotas sem reforço	concreto	-	25 dias
	VRE-2				
B	VR1-1	Vigotas reforçadas	concreto	7 dias	25 dias
	VR1-2				
C	VR2-1	Vigotas reforçadas	compósito cimentício	7 dias	26 dias
	VR2-2				

A armadura longitudinal das vigotas, tanto a inferior como a superior, foi constituída por duas barras de aço de 6,3 mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura de ρ=0,28%. Essa armadura foi dimensionada de maneira que a ruína das vigotas do grupo A fosse caracterizada por deformação plástica excessiva da armadura. A armadura transversal, constituída por barras de aço de 5 mm com espaçamento de 8cm, foi dimensionada para evitar ruína da vigota por cisalhamento. Na Figura 4.2 apresenta-se o aspecto da armadura. O cobrimento da armadura foi de 2 cm.

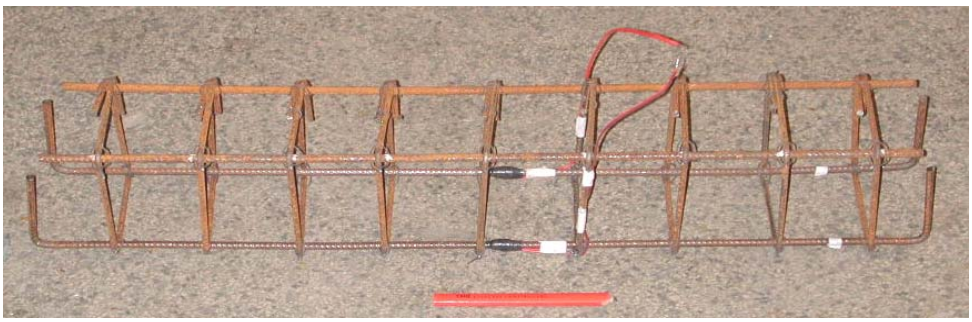


Figura 4.2 – Aspecto da armadura das vigotas

4.2.2.Moldagem das vigotas e colagem do reforço

Para moldagem das vigotas dos grupos A e B, produziu-se um concreto convencional, sem a incorporação de aditivo, cuja composição encontra-se descrita na Tabela 4.2. Já as vigotas do grupo C foram moldadas produzindo-se um compósito cimentício de argamassa com adição de fibras curtas de aço.

A mistura dos materiais foi realizada mecanicamente em betoneira elétrica de eixo horizontal com capacidade nominal de 200 litros. Lançou-se o concreto na fôrma metálica por meio de colheres e o seu adensamento foi feito em mesa vibratória.

Para caracterização do concreto comum e do compósito de argamassa, foram moldados, para cada vigota, cinco corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm e três corpos-de-prova prismáticos de 15 cm x 15 cm x 50 cm. Os corpos-de-prova e as

vigotas foram retirados da fôrma vinte e quatro horas depois da moldagem, sendo em seguida armazenados em câmara úmida.

O reforço com manta de fibras de carbono foi aplicado no banzo tracionado das vigotas, seguindo-se os procedimentos sucintamente descritos a seguir.

Inicialmente, retirou-se a fina camada superficial de pasta de cimento até exposição parcial dos agregados graúdos, com uso de disco metálico diamantado acoplado a uma esmerilhadeira elétrica. A Figura 4.3 mostra o aspecto do substrato após a retirada dessa camada superficial.

Tabela 4.2 – Composição da mistura de materiais para moldagem das vigotas

Material	**Concreto**		**Compósito**	
	Traço em massa	**Massa específica**	**Traço em massa**	**Massa específica**
Cimento CP-V ARI PLUS	1,0	3,15 kg/dm^3	1,0	3,15 kg/dm^3
Areia	2,3	2,65 kg/dm^3	3,0	2,65 kg/dm^3
Brita 1	2,3	2,70 kg/dm^3	-	-
a/c	0,5	-	0,5	-
Consumo de cimento (kg/m^3)	400	-	512	-
Teor de fibra de aço*	-	-	2%	7,80 kg/dm^3
Aditivo – Superplastificante Glênium 51	-	-	0,4%	1,09 kg/dm3
*fibra curta de aço com 25mm de comprimento e 0,75mm de diâmetro				

Figura 4.3 – Aspecto do substrato após a retirada da camada de nata de cimento

Em seguida procedeu-se o corte da manta de PRFC nas dimensões necessárias. O adesivo epóxi bi-componente foi misturado na proporção recomendada pelo fabricante. A Figura 4.4-b mostra o aspecto da mistura após homogeneização dos componentes.

a) manta já cortada b) componentes após homogeneização

Figura 4.4 – Detalhe da manta e do adesivo

Uma fina camada de adesivo foi aplicada pelo substrato da viga com auxílio de uma espátula metálica. Essa tarefa foi cuidadosamente executada, procurando-se manter a espessura da camada de resina o mais regular possível.

Prosseguiu-se com a colocação da manta sobre o adesivo, pressionando-a com as próprias mãos e em seguida com um pequeno rolo metálico, obrigando o refluxo do adesivo por entre as fibras de carbono. Aplicou-se uma camada de adesivo sobre a manta para finalizar a aplicação do reforço na vigota (Figura 4.5).

Figura 4.5 – Vigotas reforçadas

A manta de fibra de carbono foi fornecida pela Texiglass Indústria e Comércio Têxtil e o adesivo epóxi pela Sika. As propriedades desses materiais estão são indicadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades do sistema de reforço

Propriedades	Fibras de carbono*	Resina epóxi**
Espessura efetiva	0,17 mm	-
Resistência à tração	2.603 MPa	30 MPa
Módulo de elasticidade	209.000 MPa	3.800 MPa
Deformação última	13‰	9‰
Proporção da mistura	-	4:1 em peso
Consumo	-	0,7 a 1,2 kg/m^2

*conforme caracterização realizada por Carrazedo (2005);
**conforme informações do fabricante

4.2.3.Configuração do ensaio

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - LE-EESC, por meio de um equipamento servo-hidráulico da marca Instron modelo 8506, que possibilitou a aplicação do carregamento por meio do controle de deslocamento do pistão a uma taxa de 0,005 mm/s. Na Figura 4.6 pode-se observar o aspecto geral do ensaio.

Optou-se por acoplar uma célula de carga de 100 kN à máquina Instron por se considerar que a capacidade do equipamento (3000kN) é muito superior à força de ruína das vigotas. Os valores de força foram então registrados com base na célula de carga acoplada.

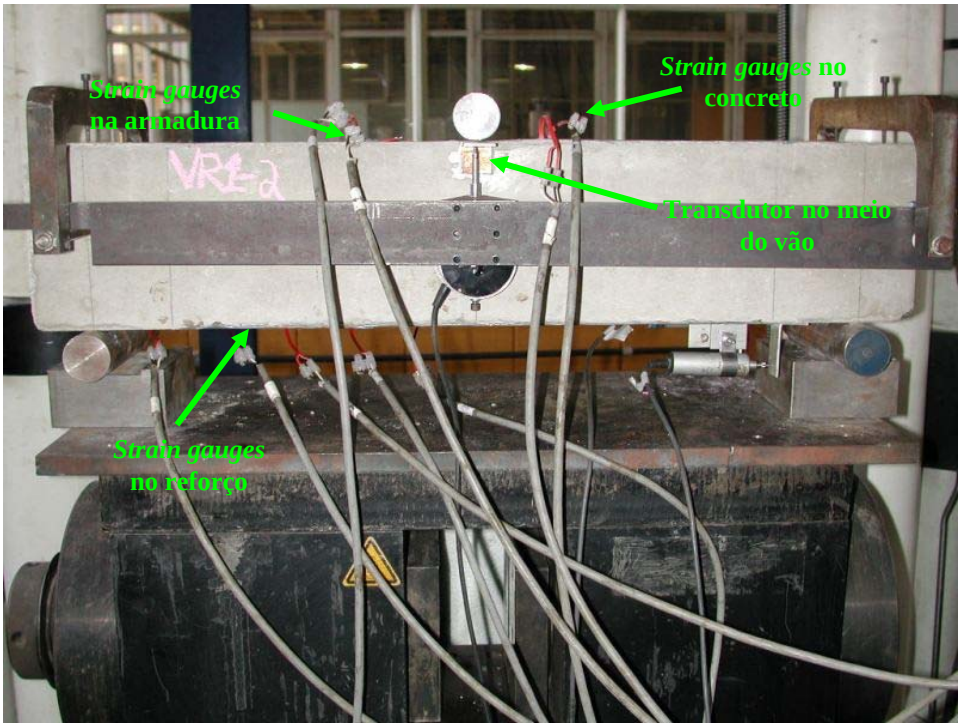


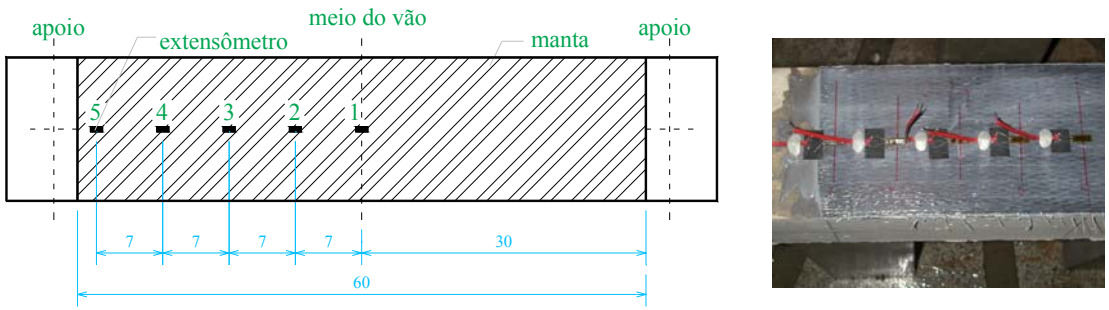
Figura 4.6 – Aspecto geral do ensaio

Durante a realização dos ensaios, foi feito o monitoramento de força, deslocamentos e deformações específicas por meio de um sistema automático de aquisição de dados. As características dos equipamentos e instrumentos de medição utilizados nos ensaios das vigotas estão resumidas na Tabela 4.4.

Para tomada dos deslocamentos verticais no meio do vão foi utilizado um transdutor de deslocamentos que se encontrava apoiado num suporte denominado "yoke". Extensômetros elétricos de resistência (*strain gauges)* foram colados ao concreto, armadura e ao longo do reforço para obtenção de valores de deformações. Tanto as barras de aço da armadura, quanto a região comprimida de concreto foram instrumentadas na seção central da vigota. Utilizou-se um extensômetro em cada barra de aço da armadura inferior. Já a disposição dos extensômetros no reforço, encontra-se ilustrada na Figura 4.7.

Tabela 4.4 – Características técnicas dos equipamentos e instrumentos de medição utilizados

Equipamentos e instrumentos	Marca e modelo	Características	Finalidade
Máquina de ensaio servo-hidráulica	Instron Modelo 8506	Controle de deslocamento do pistão	Aplicação de carregamento nas vigas
Sistema de aquisição de dados de extensometria	*Vishay Measurements Group System* 5000	-	Aquisição automática de dados
Extensômetros elétricos de resistência	Kyowa	KGF-5-120-C1-11 GF = 2,12	Medição das deformações do concreto, aço e reforço
Transdutores de deslocamento	Kyowa	DT-20D / base de 20 mm	Medição de deslocamentos
Extensômetro removível	MSI	Base de medida de 10 cm	Medição do encurtamento do concreto no ensaio de compressão
Célula de carga	Kyowa	Capacidade nominal de 100kN	Medir carregamento aplicado nas vigas



a) disposição dos extensômetros b) extensômetros colados

Figura 4.7 – Disposição dos extensômetros no reforço

4.3 Caracterização dos materiais

4.3.1 Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos

Os corpos-de-prova cilíndricos foram submetidos a ensaios de compressão axial conforme a NBR 5739 (1994) e os ensaios de tração por compressão diametral conforme a NBR 7222 (1994), na mesma data em que as respectivas vigotas foram ensaiadas. Os ensaios foram realizados nas máquinas Instron e ELE (Figura 4.8) e os valores médios dos resultados individuais estão apresentados na Tabela 4.5.

Os valores do módulo de elasticidade, a partir das prescrições da NBR 8522 (2003), foram calculados fazendo-se uso da eq. (4.1). Essa expressão refere-se ao cálculo do Módulo secante de deformação (E_{cs}), cujo valor numérico é a inclinação da reta secante ao diagrama tensão-deformação passando por dois pontos correspondentes a tensão de 0,5 MPa e à tensão considerada.

$$E_{cs} = \frac{\sigma_f - \sigma_a}{\varepsilon_{fa} - \varepsilon_a} \tag{4.1}$$

Onde:

σ_f = tensão correspondente à 30% da tensão de ruptura;

σ_a = tensão igual a 0,5 MPa;

ε_f = deformação correspondente a σ_f;

ε_a = deformação correspondente a σ_a

a) compressão simples b) compressão diametral

Figura 4.8 – Ensaios de compressão

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de compressão

Grupo	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	E_{cs} (MPa)
A	49,86	3,90	32.403
B	49,86	3,90	32.403
C	43,11	3,95	24.955

Os resultados de tração indireta para o concreto comum apontam para um valor coerente com o descrito pela NBR 6118 (2003) através da expressão: $f_{ctm} = 0{,}3.f_{ck}^{2/3}$. Adotando-se $f_{ck} = f_{cm} = 49{,}86$ MPa, tem-se $f_{ctm} = f_{ctm,sp} = 4{,}06$ MPa, que é cerca de somente 4% superior ao valor obtido experimentalmente (3,90 MPa). Verifica-se também, a mesma diferença entre o valor do módulo de elasticidade experimental do concreto (32.403 MPa) e o valor de 33.611 MPa, descrito pela NBR 6118 (2003) através da expressão $E_{cs} = 4760.f_{ck}^{1/2}$.

Na Figura 4.9 apresentam-se as curvas tensão-deformação obtidas para o concreto comum e para o compósito cimentício.

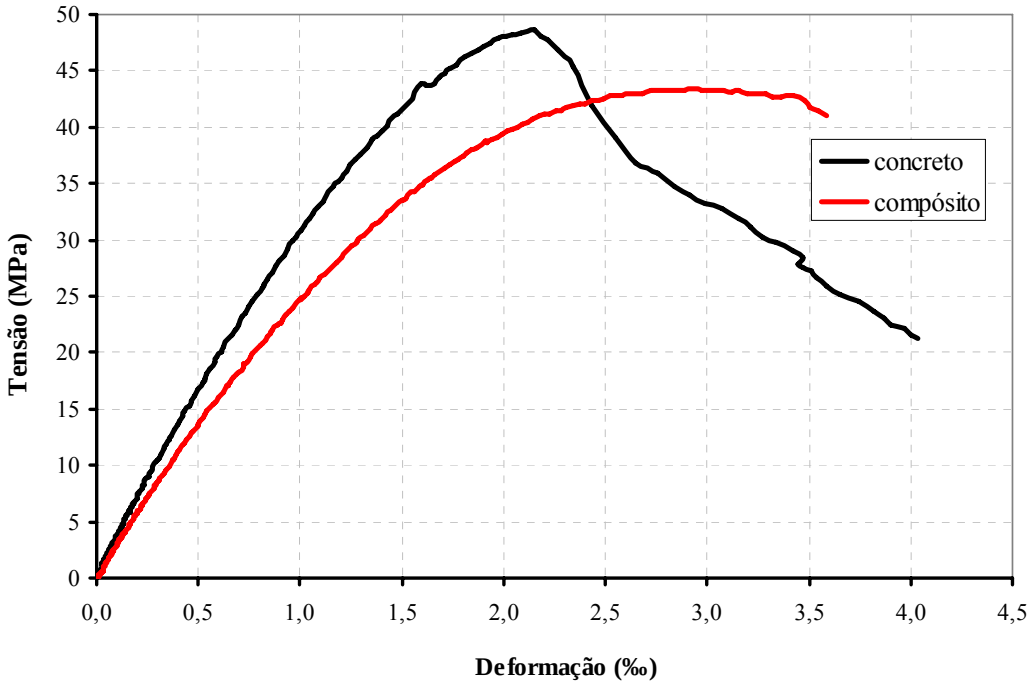


Figura 4.9 – Curvas tensão-deformação do concreto comum e do compósito

4.3.2 Ensaios de tração em barras de aço

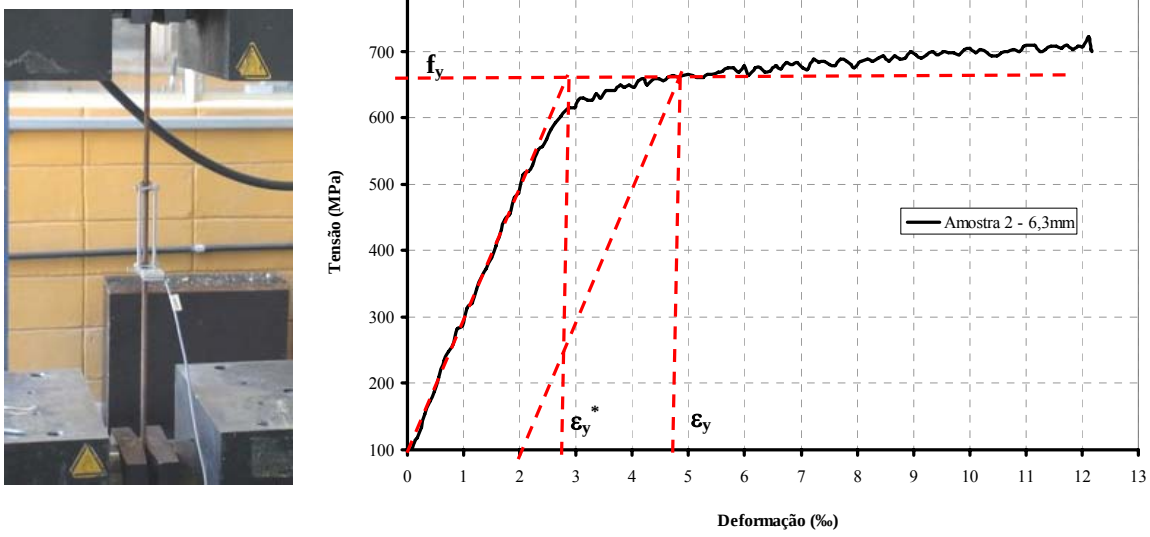
As barras de aço empregadas na armação das vigotas foram ensaiadas à tração para determinação das suas propriedades mecânicas: tensão de escoamento (f_y), deformação específica de escoamento (ε_y), módulo de elasticidade (E_s) e resistência à tração (f_{st}). Foram ensaiadas três amostras das barras de aço conforme prescrições estabelecidas na NBR-ISO 6892 (2002). Os resultados estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de tração nas barras de aço

Amostra		f_y (MPa)	ε_y^* (‰)	ε_y (‰)	E_s(MPa)	f_{st} (MPa)
1	5,0mm	629,54	3,12	5,05	198.392	672,27
2		637,28	3,02	4,86	190.614	672,27
média		***633,41***	***3,07***	***4,96***	***194.503***	***672,27***
1	6,3mm	658,43	3,01	5,12	205.799	-
2		660,87	2,88	4,90	210.578	822,42
3		656,00	-	-	-	844,46
média		***658,43***	***2,95***	***5,01***	***208.189***	***833,44***

ε_y^* deformação de escoamento correspondente ao diagrama bilinear.

Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Estruturas (LE) fazendo-se uso da máquina Instron e de um extensômetro removível instalado no trecho central de cada amostra para registro das deformações. Na Figura 4.10 ilustra-se a realização do ensaio e o diagrama tensão-deformação obtido. Por limitações no curso do extensômetro removível as leituras de deformações foram registradas somente até 12‰. O valor da força foi aquisitado até a ruptura da barra de aço.



a) ensaio de tração b) curva tensão-deformação

Figura 4.10 – Caracterização das barras de aço

4.3.3 Ensaios de flexão em corpos-de-prova entalhados

Para avaliar o comportamento à tração na flexão do concreto comum e do compósito cimentício de argamassa com fibras realizaram-se ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos entalhados (15 cm x 15 cm x 50 cm). Seguiram-se as recomendações da RILEM TC 162-TDF (2002a) para realização dos ensaios, os quais foram feitos sob controle do CMOD (deslocamento de abertura da entrada do entalhe) no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia

utilizando-se um equipamento servo-controlado MTS 815 (*Rock Mechanics Test System*).

Na Figura 4.11 reúnem-se as curvas "médias" P-CMOD representativas do comportamento dos materiais na flexão. A curva "média" é aquela de comportamento intermediário que possa ser representativo das outras curvas do grupo. Na Tabela 4.7 os resultados são apresentados com base nas recomendações do RILEM (2002a).

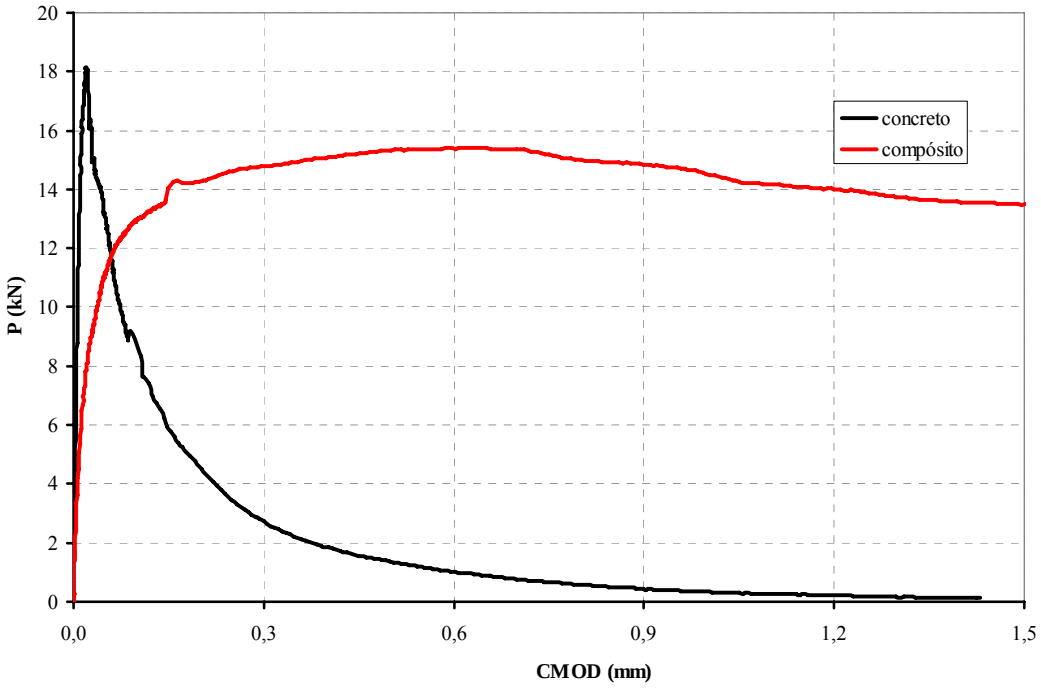


Figura 4.11 – Curvas médias P-CMOD do concreto e do compósito

Tabela 4.7 – Forças e resistência conforme RILEM (2002a)

Material	Forças (kN)						Resistências (MPa)					
	F_L		F_M		$F_{R,1}$		$f_{fct,L}$		$f_{eq,2}$		$f_{R,1}$	
Concreto	14,67 17,79 18,14	16,87	14,67 17,79 18,14	16,87	1,80 - 0,86	1,33	4,22 5,12 5,22	4,85	-	-	0,52 - 0,25	0,39
Compósito	11,94 ~~18,42~~ 13,37	12,66	12,83 ~~20,94~~ 15,41	14,12	12,82 ~~20,87~~ 15,36	14,09	3,40 ~~5,29~~ 3,97	3,69	3,66 ~~5,98~~ 4,59	4,13	3,61 ~~5,99~~ 4,56	4,09

F_L – força máxima de *offset*;
F_M – força máxima suportada pelo material;
$F_{R,1}$ – força correspondente ao deslocamento vertical de 0,46mm;
$f_{fct,L}$ – tensão correspondente à força F_L;
$f_{eq,2}$ – resistência equivalente à tração na flexão;
$f_{R,1}$ – resistência residual.

Apesar do concreto possuir resistência maior do que o compósito de argamassa, ele perde sua capacidade resistente quase que imediatamente após atingir a força máxima. Já o compósito de argamassa mantém sua capacidade resistente mesmo após a fissuração da matriz. Essa característica pode ser de fundamental importância para

melhor desempenho do reforço após a fissuração do material que constitui o banzo tracionado da vigota.

Com base na resposta P-CMOD dos materiais, verificou-se um comportamento quase-frágil para o concreto, enquanto que, o compósito cimentício exibiu uma característica de pseudo-encruamento. O aumento nos valores da resistência flexional equivalente e residual, em relação à tensão $f_{fct,L}$, indicam aumento na tenacidade flexional desse material devido à contribuição das fibras de aço.

Os ensaios de caracterização realizados satisfazem às condições para quantificação da energia de fratura (G_F) do concreto. Portanto, na Tabela 4.8 apresentam-se os valores de G_F calculados segundo a eq. (2) recomendada pela RILEM (1985).

$$G_F = \frac{(W_0 + mg.\delta_0)}{A_{lig}} [N/m] \quad (2)$$

Onde:

W_0 : é a área contida no gráfico P-δ (em N.m);

m: é a massa do corpo-de-prova (kg);

g: é a aceleração da gravidade, 9,81m/s^2;

δ_0: é a flecha última, registrada quando P=0 (m);

A_{lig}: é a área do ligamento, parte da seção transversal medida acima do entalhe (m^2).

A energia de fratura do concreto obtida experimentalmente pode ser comparada com valores teóricos obtidos por meio da eq. (3) recomendada pelo código modelo CEB-FIP MC90 (FIB, 1999).

$$G_F = G_{F0}\left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0,7} \text{ para } f_{cm} \leq 80 \text{ MPa.} \quad (3)$$

Sendo G_{F0} estimado em função do diâmetro máximo do agregado graúdo ($d_{máx}$) pelo Quadro 4.1, e f_{cm0} = 10MPa.

Quadro 4.1 – Valores de G_{F0} segundo FIB (1999)

$d_{máx}$ (mm)	8	16	32
G_{F0} (N/mm)	0,02	0,03	0,05

Tabela 4.8 – Energia de fratura do concreto

Corpos-de-prova	CPC-1	CPC-2	CPC-3
f_{cm} (MPa)	48,63	54,49	46,47
Idade (dias)	27		
Massa (kg)	26,85	27,10	28,15
G_F (N/m)	178,31	-	131,52
Média (N/m)	***154,92***		
G_F (N/m) – CEB-FIP	102,12	110,58	98,92

O G_F obtido experimentalmente representa um valor superior aos estimados teoricamente. No ensaio do corpo-de-prova CPC-2, houve problemas técnicos na aquisição dos dados após a carga máxima e, portanto, não foi possível calcular o valor da energia de fratura.

4.4.Apresentação e análise dos resultados

Procura-se neste item discutir e destacar as principais implicações no comportamento do reforço da vigota moldada com concreto normal e com compósito cimentício de argamassa.

4.4.1.Modos de ruína

As vigotas de concreto armado sem reforço (VRE-1 e VRE-2) utilizadas como referência, apresentaram modo de ruína esperado e compatível com o dimensionamento, isto é, deformação excessiva da armadura longitudinal inferior sem esmagamento do concreto comprimido. O ensaio foi interrompido quando a deformação da armadura era de aproximadamente 15,7‰. Nesse instante, as vigotas apresentavam poucas fissuras de grandes abertura propagadas ao longo de praticamente toda a sua altura, como mostra a Figura 4.12.

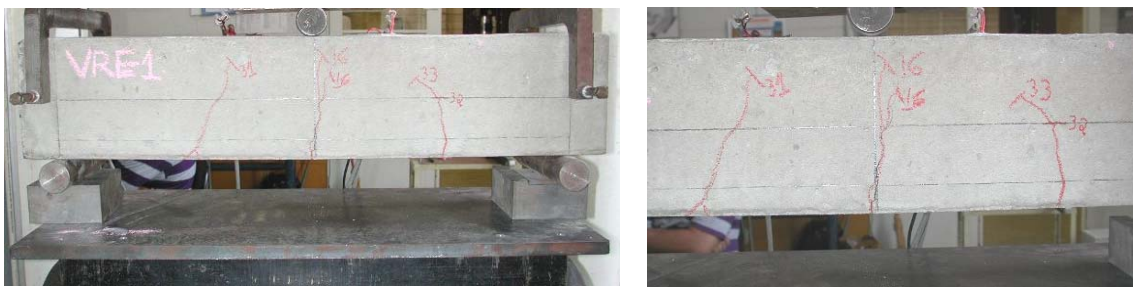


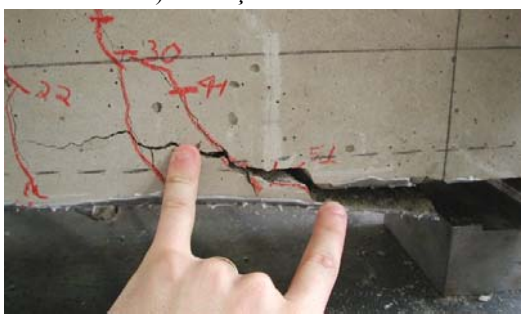
Figura 4.12 – Ruína da vigota VRE-1

Entre as vigotas reforçadas dos grupos B e C, modos distintos de ruína foram obtidos. Nas vigotas reforçadas do grupo B (VR1-1 e VR1-2) moldadas com o concreto

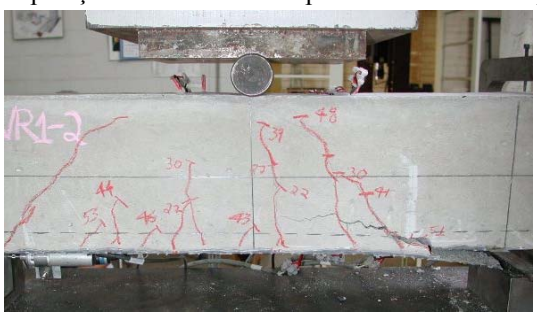
comum, a ruína deu-se por separação de um pedaço de concreto da camada de cobrimento da armadura, seguido pelo desprendimento do reforço praticamente a partir do meio do vão de cisalhamento. Através da Figura 4.13 pode-se observar a formação da fissura que provocou o desprendimento do reforço.

a) formação da fissura

b) separação do concreto e desprendimento do reforço



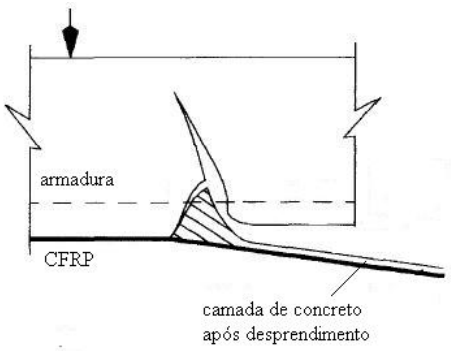
c) propagação da fissura após desprendimento



d) visão geral da ruína da vigota

Figura 4.13 – Ruína nas vigotas reforçadas do grupo B

Esse modo de ruína é semelhante ao observado por Garden & Hollaway (1998). Os autores associaram o colapso da viga reforçada ao surgimento de uma fissura provocada por efeito combinado de esforços de cisalhamento e de flexão. Na Figura 4.14 comparam-se os modos de ruína. É possível constatar a separação de um pedaço "triangular" de concreto devido à união de fissuras no banzo tracionado da vigota reforçada.

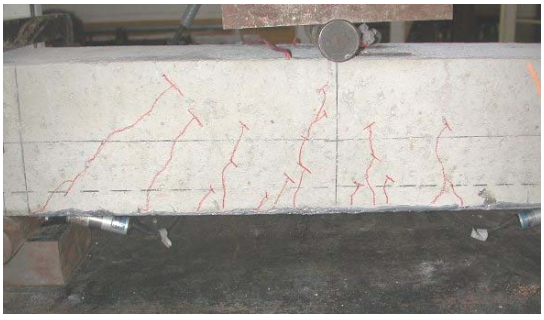


a) Garden & Hollaway (1998)

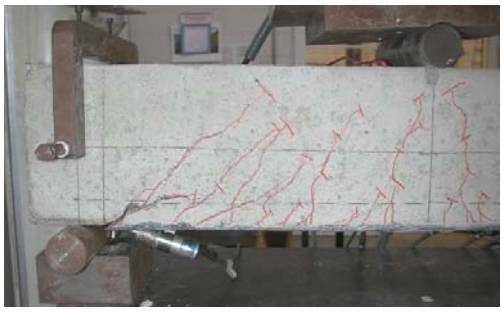
b) ruína das vigotas do grupo B

Figura 4.14 – Comparação entre modos de ruína

Nas vigotas reforçadas do grupo C o modo de ruína caracterizou-se pelo arrancamento da camada de cobrimento da armadura longitudinal inferior. A ruína iniciou-se no final do reforço com o surgimento de uma fissura que se propagou lentamente (dada a ação das fibras de aço) e de forma inclinada até a armadura. Essa fissura progrediu horizontalmente, ao nível da armadura, e resultou na separação da camada de cobrimento (Figura 4.15). Esse tipo de ruína já foi observado por Smith & Teng (2002) e classificada por *plate end debonding*, pois se inicia no final do reforço devido à ação de elevadas tensões normais e de cisalhamento.



a) fissura principal no final do reforço



b) abertura da fissura

c) propagação da fissura

d) ruptura da camada de cobrimento da armadura

Figura 4.15 – Ruína nas vigotas reforçadas do grupo C

É importante destacar que nas vigotas do grupo C, o modo e a posição da ruína foram alterados de separação parcial no meio do vão de cisalhamento para arrancamento da camada de cobrimento no final do reforço. Essa mudança reflete a eliminação do desprendimento do reforço, como observado nas vigotas do grupo B, devido ao efeito da presença das fibras de aço no compósito cimentício de argamassa.

O estado de fissuração das vigotas é um outro importante aspecto a ser abordado. Por meio de um registro fotográfico e mapeamento das fissuras durante o ensaio, ilustra-se na Figura 4.16 a distribuição de fissuras na ruína das vigotas.

Em todas as vigotas a fissura inicial surgiu próxima ao meio do vão, ou seja, na seção de momento fletor máximo. Existe uma notável melhoria nas características de fissuração da vigota moldada com o compósito cimentício (VR2-1). Nessa, verificou-se

maior quantidade de fissuras distribuídas do que na vigota de concreto comum reforçada. Ocorreu também uma redução na abertura dessas fissuras.

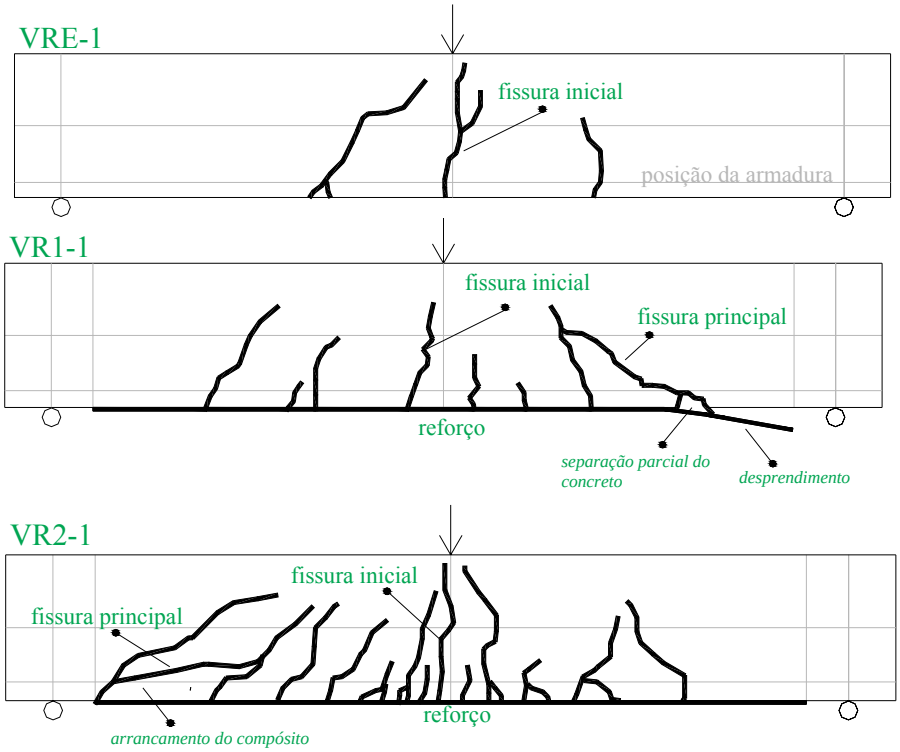


Figura 4.16 – Comparação do padrão de fissuração das vigotas na ruína

4.4.2.Forças

A influência do compósito cimentício sobre o comportamento das vigotas reforçadas pode ser avaliada através da análise das forças indicadas na Tabela 4.9 e das comparações estabelecidas na Figura 4.17. A força de fissuração (P_f) corresponde à força em que se observa mudança acentuada de inclinação da curva P-δ no seu ramo ascendente. A força correspondente ao escoamento da armadura longitudinal (P_y) foi obtida quando a deformação média das barras de aço da vigota era equivalente ao valor da deformação de escoamento ε_y^* obtida nos ensaios de tração das barras de aço. A força última (P_u) corresponde ao valor da força de ruína da vigota.

Tabela 4.9 – Forças e modos de ruína observados

Grupo	Vigotas	P_f (kN)		P_y (kN)		P_u (kN)		Modos de ruína
A	VRE-1	14,18	***14,01***	26,17	***23,93***	40,25	***38,35***	Deformação excessiva da armadura inferior
	VRE-2	13,84		21,68		36,45		
B	VR1-1	17,42	***17,16***	48,84	***50,25***	61,93	***59,87***	Separação parcial da camada de concreto e desprendimento do reforço
	VR1-2	16,90		51,66		57,81		
C	VR2-1	14,75	***15,13***	53,21	***53,24***	79,67	***82,94***	Arrancamento da camada de cobrimento
	VR2-2	15,50		53,27		86,21		

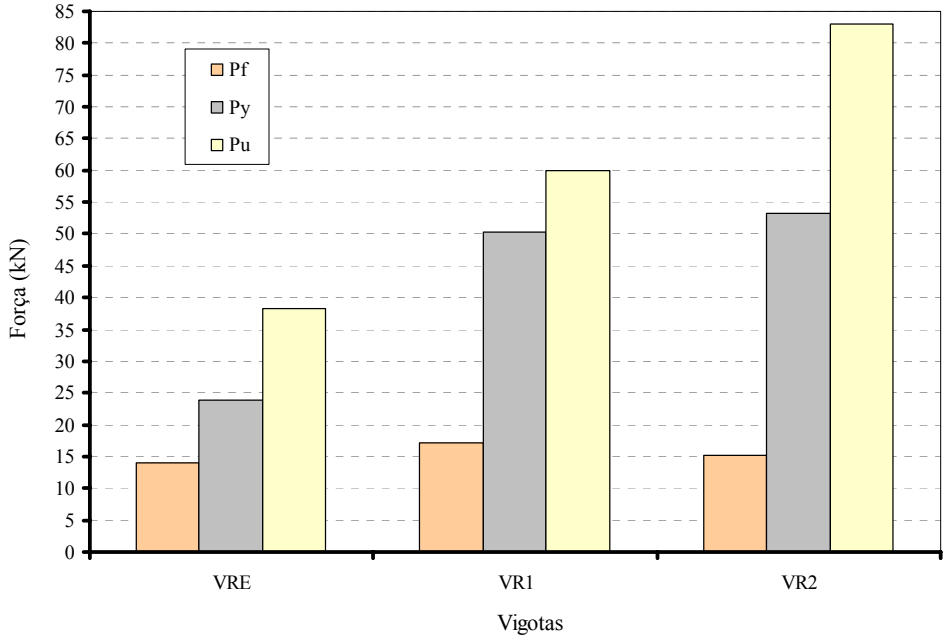


Figura 4.17 – Comparação entre forças

Como se esperava, as vigotas de concreto comum reforçadas apresentaram força de fissuração, de escoamento da armadura e de ruína maiores do que as vigotas sem reforço. Os aumentos médios verificados foram, respectivamente, da ordem de 22%, 110% e 56%. Esses aumentos são ainda mais significativos quando a comparação é feita com as forças médias obtidas com as vigotas do grupo C. Nesse caso os aumentos verificados em relação às vigotas sem reforço foram de 8%, 122% e 116%.

A força média de fissuração das vigotas do grupo C foi inferior à do grupo B, pois de acordo com a caracterização realizada, o concreto possui maior resistência à tração na flexão do que o compósito cimentício de argamassa. Até surgir a primeira fissura é o concreto situado abaixo da linha neutra que resiste às tensões normais de tração. Logo, a vigota de concreto fissurou num nível de carregamento mais elevado.

As vigotas do grupo C comparativamente às de concreto reforçadas, apresentaram maiores valores de força de escoamento e de ruína. Os aumentos verificados foram respectivamente, de 6% e 39%. Isso mostra que as fibras de aço exerceram influência sobre a força de escoamento da armadura e principalmente, sobre a força de ruína da vigota reforçada.

Na Tabela 4.10 apresentam-se valores teóricos para as forças de fissuração ($P_{f,t}$), de escoamento ($P_{y,t}$) e última ($P_{u,t}$), bem como as relações com os valores obtidos experimentalmente.

A força teórica de fissuração das vigotas de concreto armado reforçadas e sem reforço foi obtida considerando-se o momento de fissuração (M_r) dado pela equação aproximada (4.3), conforme NBR 6118 (2003).

$$M_r = \frac{\alpha_1 \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \tag{4.3}$$

Em que:

α_1 = fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Para seções retangulares é tomado igual a 1,5;

y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto. Esse valor pode ser considerado igual a $0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0{,}7 \cdot f_{ct,f}$. Os termos $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$ referem-se a resistência do concreto à tração indireta e a resistência do concreto à tração na flexão, respectivamente;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto.

As forças teóricas de escoamento e última das vigotas de concreto comum reforçadas e sem reforço foram obtidas por meio do procedimento iterativo descrito no Capítulo 3.

Tabela 4.10 – Valores teóricos das forças e relações com os valores experimentais

Vigotas			P_{ft} (kN)	P_{yt} (kN)	P_{ut} (kN)	$P_f / P_{f,t}$	$P_y / P_{y,t}$	$P_u / P_{u,t}$
Grupos	A	Sem reforço Concreto comum	12,77	29,31	33,20	1,10	0,81	1,16
	B	Reforçada Concreto comum	13,14	45,37	87,84	1,31	1,11	0,68

O fator α_1 da eq. (4.3) foi desconsiderado do cálculo da força de fissuração das vigotas, pois no caso da sua consideração os resultados teóricos obtidos mostraram ser contra a segurança, ou seja, superiores aos experimentais. Ainda, a resistência à tração direta (f_{ct}) foi tomada como sendo igual a $0{,}9 \cdot f_{ct,sp}$, pois assim, os valores teóricos melhor se aproximaram dos experimentais.

Apesar do modelo teórico não levar em consideração o encruamento da armadura, os valores das forças teóricas de escoamento da armadura e ruína das vigotas representaram razoavelmente os valores obtidos experimentalmente. A força última teórica da vigota sem reforço foi obtida considerando uma deformação máxima da armadura igual a 15‰.

A força última teórica da vigota de concreto armado reforçada foi calculada considerando ruína por ruptura do reforço. Entretanto, a ruína ocorreu prematuramente

por desprendimento do reforço. Logo, a previsão teórica da força última deve ser estabelecida com base em modelos que considerem tal modo de ruína (item 4.4.4).

A previsão teórica da capacidade resistente das vigotas do grupo C deve ser feita de maneira a considerar o efeito da presença das fibras de aço. Para tanto, uma formulação proposta pelo ACI 544.4R (1999) foi utilizada.

Essa formulação foi adaptada para considerar a presença do reforço externo. Na Figura 4.18 representam-se segundo o ACI, os mecanismos resistentes à flexão numa viga de concreto armado contendo fibras de aço e reforçada externamente.

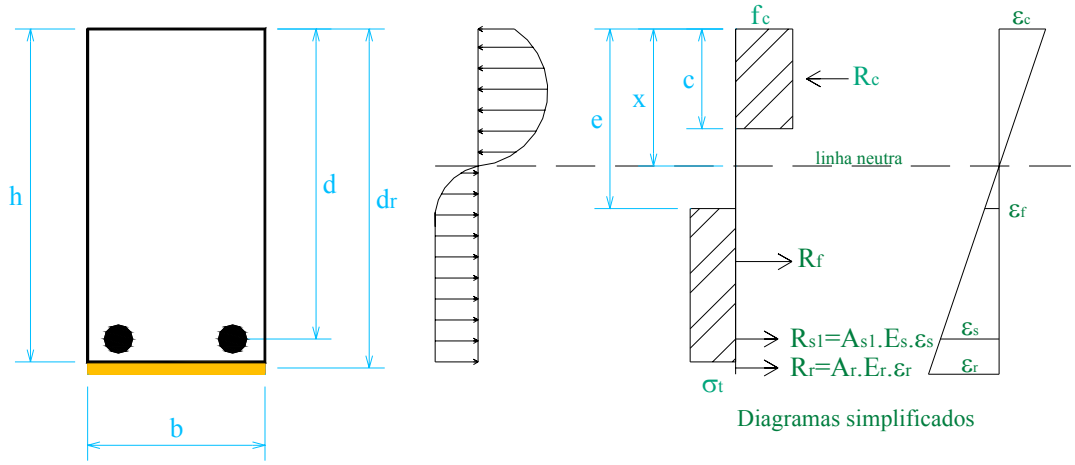


Figura 4.18 – Tensões e deformações em viga de concreto armado contendo fibras de aço e reforçada externamente (adaptado do ACI 544.4R, 1999)

Com a distribuição simplificada de tensões e deformações mostradas na Figura 4.18, o valor do momento fletor resistente da seção transversal (M_{re}) pode ser obtido pela eq. (4.4).

$$M_{re} = R_r \cdot \left(d_r - \frac{c}{2}\right) + R_{s1} \cdot \left(d - \frac{c}{2}\right) + R_f \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{c}{2}\right) \tag{4.4}$$

Onde:

c: é a altura do bloco de tensões retangular no concreto, tomado como sendo igual a $\beta_1 \cdot x$. Sendo β_1 é dado pela eq. (4.5).

$$\beta_1 = \begin{Bmatrix} 0{,}85 \rightarrow \text{para} \rightarrow 0 < f_{ck} < 27{,}6\text{MPa} \\ 0{,}85 - 0{,}05 \cdot \left(\frac{f_{ck} - 27{,}6}{6{,}9}\right) \rightarrow \text{para} \rightarrow 27{,}6 < f_{ck} < 55{,}2\text{MPa} \\ 0{,}65 \rightarrow \text{para} \rightarrow f_{ck} > 55{,}2\text{MPa} \end{Bmatrix} \tag{4.5}$$

R_f: é a força de tração no compósito cimentício com fibras: $R_f = \sigma_t \cdot b \cdot (h - e)$;

σ_t: é a tensão de tração no compósito cimentício com fibras: $\sigma_t = 0{,}00772 \cdot \left(\frac{l_f}{d_f}\right) \cdot V_f \cdot \eta_\tau$;

l_f, d_f e V_f: comprimento, diâmetro e volume (%) das fibras de aço, respectivamente;

η_τ: eficiência da aderência da fibra de aço. Varia de 1,0 a 1,2 conforme a fibra;

e: distância da face superior da seção transversal ao bloco de tensões de tração do compósito cimentício com fibras: $e = \left(\varepsilon_f + \varepsilon_c\right) \cdot \frac{x}{\varepsilon_c}$;

$\varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_f}$: é a deformação na fibra de aço baseada nas tensões desenvolvidas no arrancamento.

Segundo Bentur & Mindess (1990), em matrizes cimentícias, onde a resistência da aderência normalmente não excede 15 MPa, a máxima tensão de tração desenvolvida na fibra de aço é aproximadamente 200 MPa.

Baseado nos mecanismos resistentes, o cálculo da capacidade resistente da vigota moldada com o compósito cimentício com fibras de aço e reforço externo é realizado por meio de um procedimento iterativo, onde a altura inicial da linha neutra pode ser obtida por meio de semelhança de triângulos através da eq. (4.6).

$$x = \frac{\varepsilon_c \cdot d}{\varepsilon_s + \varepsilon_c} \tag{4.6}$$

O procedimento de verificação pode ser realizado com base no seguinte algoritmo:

a) estipula-se um valor inicial para x;

b) calculam-se R_c, R_r, R_s e R_f;

c) verifica-se a condição de equilíbrio: $|R_c - (R_r + R_s + R_f)| < 0{,}001$;

c.1) se SIM $\Rightarrow$ calcula-se M_n pela eq. (4) – FIM;

c.2) se NÃO $\Rightarrow$ incrementa-se ε_s com base num valor de ε_c fixo, e retorna-se a a).

Utilizando-se então a formulação do ACI, foi calculado o valor teórico da força correspondente ao escoamento da armadura das vigotas do grupo C. O resultado teórico obtido e a comparação com o valor experimental são apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Força teórica de escoamento da armadura da vigota do grupo C

Vigota do grupo C	$P_{y,t}$ (kN)	P_y (kN)	$P_y / P_{y,t}$
Reforçada Compósito cimentício	50,39	53,24	1,06

Apesar dos diversos parâmetros estimados pela formulação do ACI, o valor teórico considerando-se a contribuição das fibras de aço é pouco inferior ao obtido

experimentalmente. Já a previsão teórica da força última deve ser estabelecida com base em modelos que considerem a ruína prematura observada no ensaio (item 4.4.4).

4.4.3.Deslocamentos verticais

Na figura 4.19 reúnem-se as curvas obtidas experimentalmente de força-deslocamento vertical no meio do vão (P-δ) para as vigotas reforçadas e sem reforço. Para efeito de uma melhor visualização, somente o comportamento de uma vigota de cada grupo é apresentado. Ressalta-se ainda que dentro de cada grupo o comportamento das vigotas foi bem semelhante.

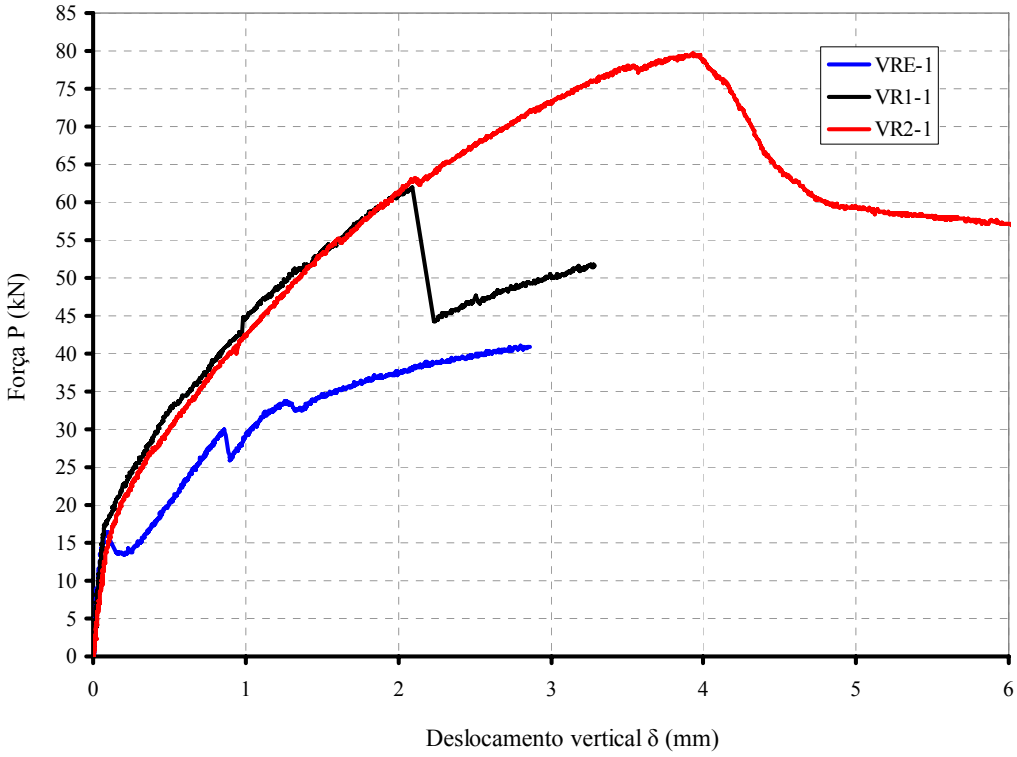


Figura 4.19 – Curvas P-δ no meio do vão

A presença do reforço na vigota de concreto armado (VR1-1), além de proporcionar elevação na capacidade de carga, resultou em ganho na rigidez da seção. O aumento de rigidez é evidente após o surgimento da primeira fissura no concreto.

A curva P-δ da vigota VR2-1 mostra uma elevada capacidade de carga e de deformação antes da ruína. O ramo descendente da curva apresenta uma queda mais suave, o que reflete uma ruína mais dúctil proporcionada pelas fibras de aço.

A adição de fibras de aço melhorou substancialmente o comportamento pós-fissuração e a ductilidade da vigota reforçada VR2-1. Já a ruína da vigota VR1-1 ocorreu de maneira frágil devido ao desprendimento do reforço. Logo, a perda de

resistência gradual verificada na vigota VR2-1 é uma constatação importante que pode ser considerada como um aspecto favorável no comportamento estrutural.

4.4.4.Deformações específicas

Na Figura 4.20 é reunido os diagramas força-deformação específica da armadura e do reforço no meio do vão das vigotas do grupo B e C. Da análise dos diagramas é possível tecer comentários a seguir.

Antes do início da fissuração a viga encontra-se em regime elástico linear, logo as deformações no reforço e na armadura evoluem igualmente e nenhuma diferença é detectada entre os comportamentos das vigotas dos grupos B e C.

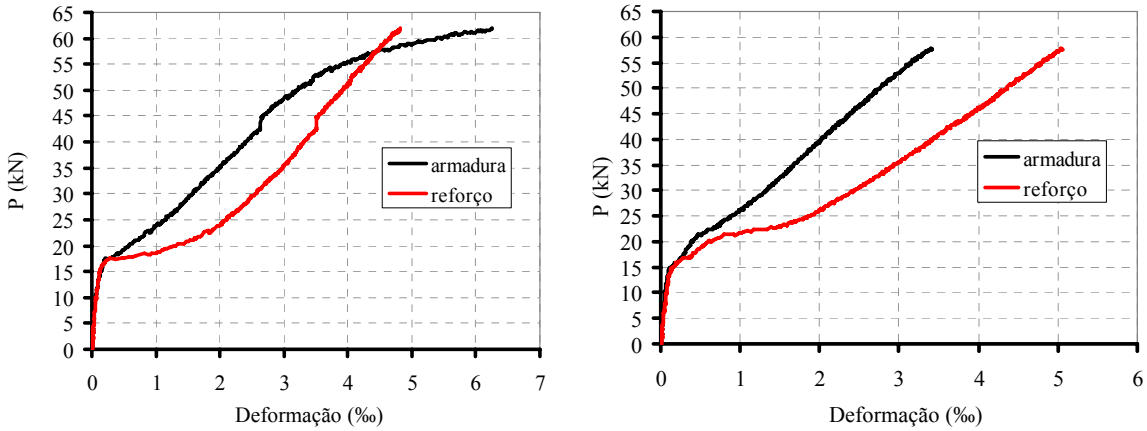
Com o surgimento da primeira fissura na vigota, é notável a diferença entre o comportamento das vigotas dos grupos B e C. Enquanto que nas vigotas do grupo B as deformações no reforço (devido à fissuração) são mais pronunciadas do que na armadura, nas vigotas do grupo C a armadura e o reforço possuem deformações semelhantes. Isso mostra que, a presença das fibras de aço evitou a concentração de tensões no reforço devido à propagação de fissuras, nesse caso, no meio do vão.

Da observação da Figura 4.20-d nota-se que o escoamento da armadura é procedido por um patamar de deformações bem definido. Esse comportamento é característico de barras de aço da classe A e difere-se do observado nas demais vigotas. Esse fato ocorreu por descuido na confecção da armadura das vigotas. Entretanto, pouco prejudicou a análise dos resultados.

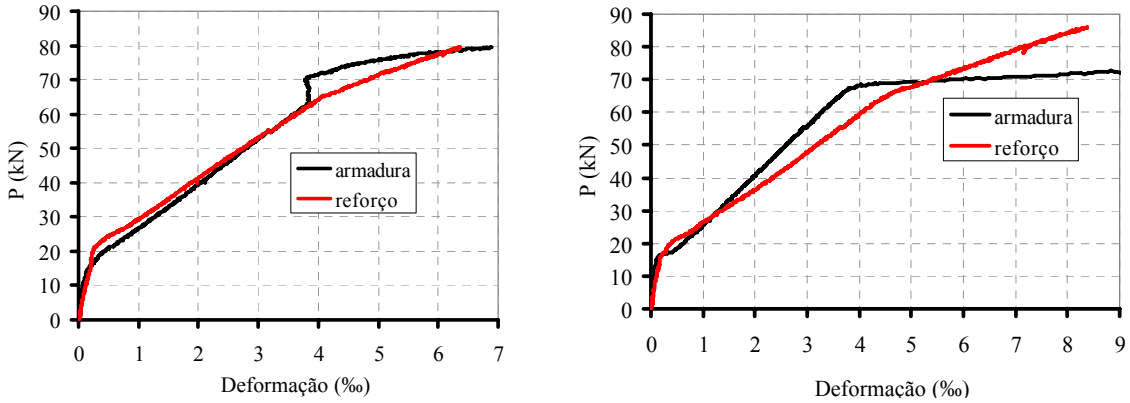
Uma comparação entre os valores de deformação específica no reforço no meio do vão de cisalhamento (extensômetro 3) e no meio do vão livre (extensômetro 1) das vigotas dos grupos B e C é feita na Figura 4.21.

No meio do vão, considerando-se um mesmo nível de força aplicada às vigotas, a Figura 4.21-a revela que a fissuração elevou bruscamente a deformação no reforço das vigotas moldadas com concreto comum, enquanto que a presença de fibras de aço nas vigotas VR2-1 e VR2-2 diminuiu as deformações no reforço.

No meio do vão de cisalhamento as deformações no reforço das vigotas do grupo C também atingiram valores mais elevados do que no reforço das vigotas do grupo B (ver Figura 4.21-b).

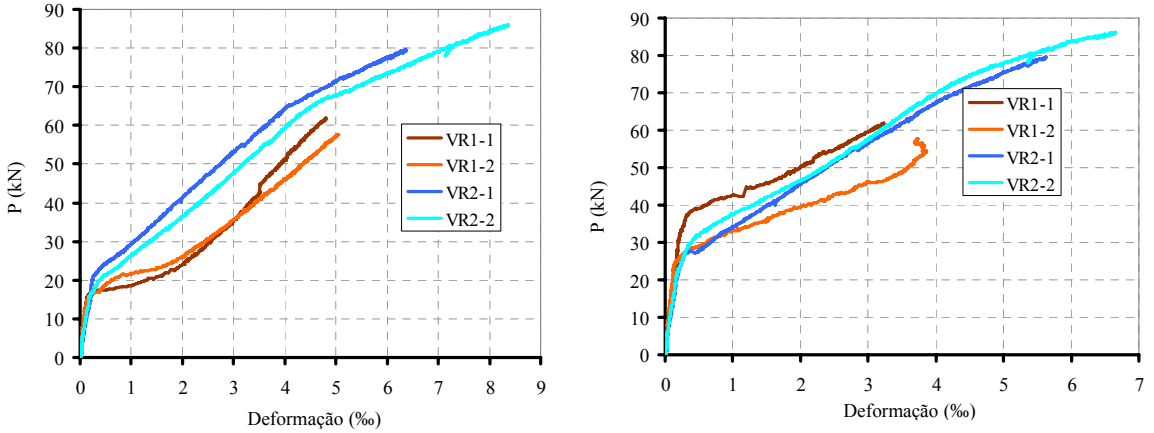


a) vigota VR1-1 b) vigota VR1-2



c) vigota VR2-1 d) vigota VR2-2

Figura 4.20 – Deformações da armadura e no reforço no meio do vão das vigotas



a) deformação no meio do vão b) deformação no meio do vão de cisalhamento

Figura 4.21 – Comparação entre deformações no reforço das vigotas

A distribuição de tensões normais no reforço das vigotas é representada nas Figuras 4.22 e 4.23. As tensões foram relacionadas com as deformações específicas por meio do módulo de elasticidade do reforço.

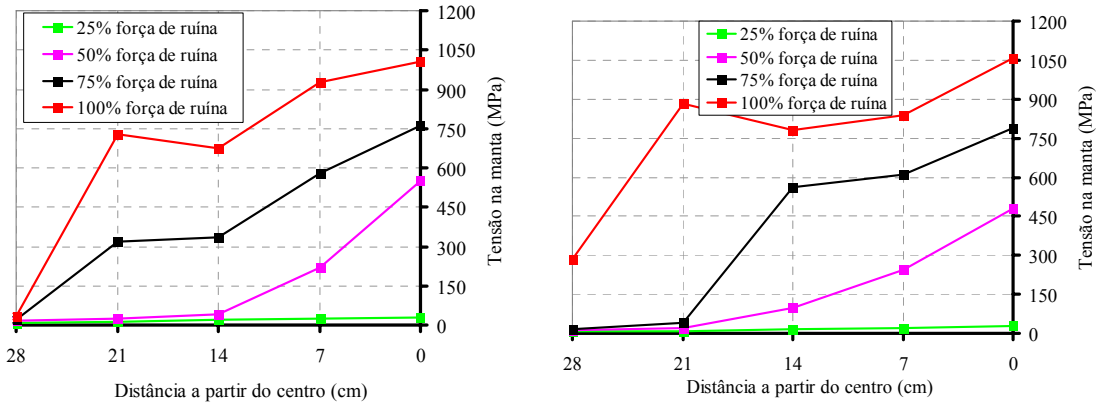
Nas vigotas de concreto comum, o valor máximo de tensão normal no reforço foi de 1.050 MPa no meio do vão, o que equivale a uma deformação específica no reforço igual a 5,0‰. No caso das vigotas moldadas com o compósito cimentício, o valor

máximo de tensão normal no reforço foi de 1.458 MPa na vigota VR2-1 e de 1.750 MPa na vigota VR2-2. Esses valores de tensões, que equivalem a deformações específicas de 8,38‰ e 6,96‰ respectivamente, foram registrados no meio do vão e a 7 cm do meio do vão das vigotas.

As tensões normais no reforço das vigotas VR2-1 e VR2-2 são 39% e 67% superiores à tensão máxima obtida nas vigotas do grupo B, respectivamente. O aumento na magnitude das tensões ao longo do reforço das vigotas moldadas com compósito cimentício reflete uma melhor mobilização do reforço externo.

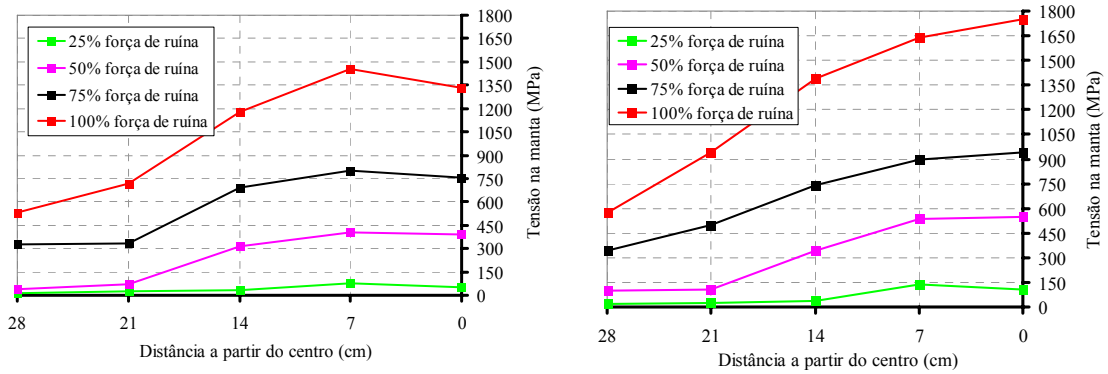
Ainda das Figuras 4.22 e 4.23, verifica-se que nas vigotas do grupo B as tensões normais no reforço para 25% da força de ruína são pequenas (inferiores a 100 MPa). Para 50% da força de ruína, a tensão normal no meio do reforço chega a praticamente 600 MPa devido ao surgimento de fissuras no concreto na seção central. Para 75% e 100% da força de ruína, as tensões evoluem tanto no meio do reforço, quanto na região do meio do vão de cisalhamento.

No caso das vigotas do grupo C, a distribuição de tensões ao longo do comprimento do reforço deu-se de maneira mais uniforme do que nas vigotas do grupo B. Para 50% e 75% da força de ruína, as tensões no meio do vão e a 7 cm do meio do vão das vigotas do grupo C são praticamente iguais. Ainda, observa-se na extremidade do reforço dessas vigotas tensões normais de 530 MPa e 574 MPa, enquanto que nas vigotas do grupo B, as tensões nessa região são de apenas 33 MPa (VR1-1) e 274 MPa (VR1-2).



a) vigota VR1-1 b) vigota VR1-2

Figura 4.22 – Distribuição de tensões normais no reforço das vigotas do grupo B



c) vigota VR2-1 d) vigota VR2-2

Figura 4.23 – Distribuição de tensões normais no reforço das vigotas do grupo C

Na Tabela 4.12 são estabelecidas comparações entre valores teóricos e experimentais das deformações no reforço correspondentes à ruína das vigotas de concreto. Como a ruína dessas vigotas ocorreu prematuramente por desprendimento do reforço, a previsão teórica da máxima deformação no reforço pode ser feita considerando-se os dois modelos descritos no Capítulo 3.

Um terceiro modelo analítico foi aqui utilizado nas comparações. Trata-se do modelo apresentado por Zhang et al. (1995), que se baseia na análise de um segmento de concreto entre fissuras adjacentes localizado na região de cobrimento da armadura tracionada.

O modelo despreza a interação entre outros segmentos de concreto e considera que a ruína prematura da viga reforçada ocorre quando as tensões no ponto A (Figura 4.24) excedem a resistência à tração do concreto. Segundo os autores, a ruína prematura está associada à ruptura do segmento de concreto pelo efeito de tensões de cisalhamento entre o reforço e o concreto.

Esse modelo, inicialmente desenvolvido para o reforço de vigas de concreto com chapas de aço, foi adaptado por Raoof & Hassanen (2000) para o reforço de vigas com fibras de carbono. As expressões propostas pelos autores foram calibradas por meio de ensaios de vigas reforçadas onde a ruína prematura foi localizada próxima ao final do reforço.

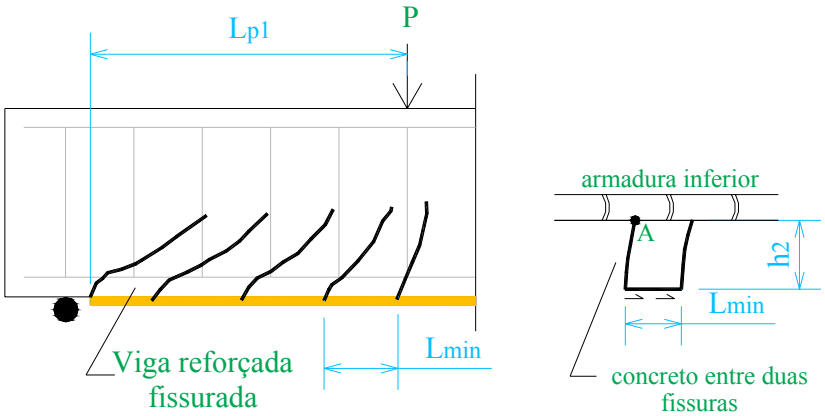


Figura 4.24 – Ilustração do modelo de Zhang et al. (1995)

Para prever a ruína prematura, o modelo estabelece o cálculo de uma tensão mínima no reforço ($\sigma_{r(min)}$). Essa tensão, dada pela Eq. (4.7), é a necessária à formação de fissuras de flexão e à ruptura do segmento de concreto entre fissuras.

$$\sigma_{r(min)} = 0{,}154 \cdot \frac{L_e \cdot h_1 \cdot b^2 \cdot \sqrt{f_c}}{h_2 \cdot b_r \cdot t_r \cdot \left(\sum O_{barra} + b_r\right)} \tag{4.7}$$

Em que:

h_1 = distância do centro da armadura até a face tracionada da viga;

h_2 = é a distância da face externa da armadura inferior até a face tracionada da viga;

b_r = largura do reforço;

$\sum O_{barra}$ = perímetro total das barras da armadura inferior;

L_e = comprimento efetivo de ancoragem.

O comprimento efetivo de ancoragem deve ser tomado como o menor valor entre L_{e1} e L_{e2}. O primeiro é o comprimento do reforço no vão de cisalhamento e o segundo é obtido através das equações (4.8) ou (4.9).

$$L_{e2} = L_{min}\left(11{,}6 - 0{,}17 L_{min}\right) \text{para } L_{min} \leq 56{,}5\text{mm} \tag{4.8}$$

$$L_{e2} = 2 \cdot L_{min} \text{ para } L_{min} > 56{,}5\text{mm} \tag{4.9}$$

O valor de L_{min} é obtido pela eq. (4.10) e como mostrado na Figura 4.25 representa o espaçamento mínimo entre fissuras.

$$L_{min} = \frac{2h_1 \cdot b \cdot f_{ct}}{u_s\left(\sum O_{barra} + b_r\right)} \tag{4.10}$$

Onde:

f_{ct} = é a resistência do concreto à tração direta. Pode ser considerado igual a $0{,}7 \cdot f_{fct,f}$;

u_s = é a resistência média da aderência entre a armadura e o concreto. Segundo os autores pode ser tomada como sendo igual a $0{,}313 \cdot f_c^{1/2}$.

Tabela 4.12 – Comparação entre deformações máximas no reforço

Vigotas		Experimental (‰)		Teórica (‰)		
				Mod.A	Mod.B	Mod.C
Moldadas com concreto	VR1-1	4,82	***4,94***	10,97	11,70	4,43
	VR1-2	5,05				
Moldadas com compósito de argamassa	VR2-1	6,96	***7,67***	10,57	11,70	4,12
	VR2-2	8,38				

Mod.A é o modelo de Chen & Teng (2001);
Mod.B é o modelo do ACI 440.2R (2002);
Mod.C é o modelo de Zhang et al. (1995).

A análise das deformações máximas no reforço das vigotas de concreto indica uma boa aproximação e a favor da segurança, entre os valores experimentais e o teórico obtido através do modelo de Zhang et al. (1995). A diferença verificada foi de 11,5% em relação à deformação média experimental. Esse fato revela que o mecanismo de ruína do modelo teórico representa satisfatoriamente a ruína obtida nas vigotas de concreto. O mesmo não se pode dizer para as vigotas do grupo C, em que a ruína foi bem distinta da considerada pelo modelo, o que justifica a diferença entre a deformação experimental e teórica do reforço.

Os modelos de Chen & Teng (2001) e do ACI 440.2R (2002) apresentaram valores de deformações bem superiores aos verificados nas vigotas, principalmente naquelas de concreto. Esses modelos consideram que com apenas uma camada de reforço é possível mobilizar quase toda a capacidade resistente do material. Entretanto, isso não foi verificado aqui. As peculiaridades das vigotas analisadas no presente estudo (baixa relação entre o vão de cisalhamento e a sua altura útil – $a_v/d = 2,7$ - e o modo de ruína apresentado), não são comuns à maioria das vigas analisadas em outras pesquisas, nas quais as equações desses modelos são baseadas.

Deve-se frisar que tais modelos têm conseguido fornecer resultados com razoável aproximação. Beber (2003), na análise de vigas reforçadas com manta a partir de três camadas, constatou uma excelente aproximação entre os resultados experimentais e teóricos. Uma ligeira vantagem para a proposição do ACI foi verificada, pois apresentou uma diferença de apenas 1% em relação aos resultados experimentais.

Os três modelos teóricos apresentados não consideram em suas formulações o efeito da presença das fibras de aço, logo no caso das vigotas do grupo C, o valor médio experimental de deformação no reforço não foi bem representado pelos valores teóricos, pois ficou 86% acima do proposto pelo modelo Zhang et al. (1995), 37,8% e 52,5%

abaixo do proposto pelos modelos de Chen & Teng (2001) e do ACI 440.2R (2002), respectivamente.

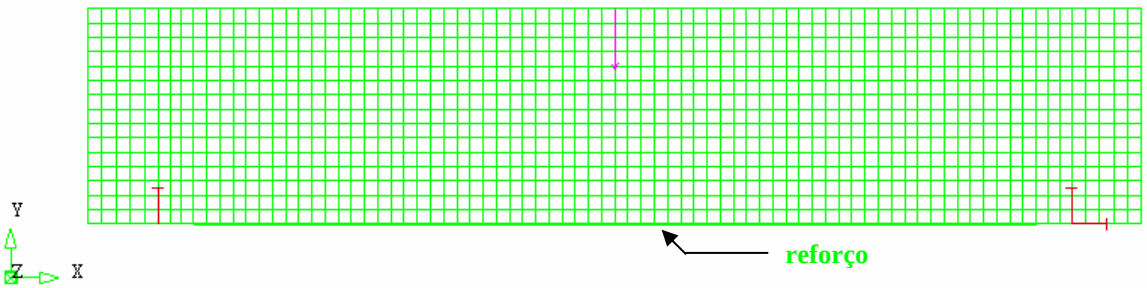
4.5.Modelo numérico

Uma análise numérica não-linear das vigotas reforçadas e sem reforço foi conduzida utilizando-se o programa Diana versão 9.1, baseado no método dos elementos finitos (MEF). Maiores considerações sobre esse programa são feitas no Capítulo 8. A Figura 4.25 apresenta a malha de elementos finitos e a disposição geométrica das armaduras definidas no programa.

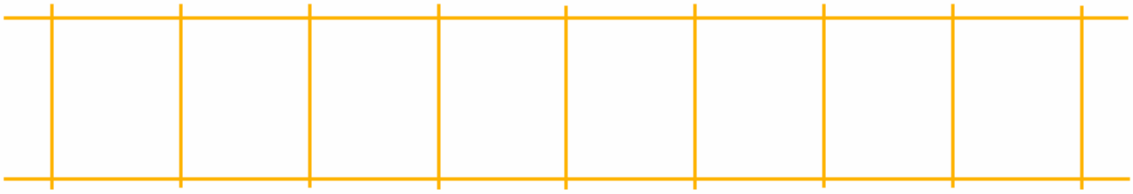
As condições de contorno foram estabelecidas de maneira a representar o ensaio realizado no laboratório. A malha de elementos finitos foi elaborada utilizando-se elementos quadráticos de oito nós do tipo CQ16M com dimensões uniformes. Para as armaduras discretas foram utilizados elementos do tipo “embedded reinforcement”.

Os nós dos elementos do reforço externo (Figura 4.25-a) foram conectados aos nós adjacentes dos elementos de concreto simulando uma perfeita aderência entre os materiais.

Os modelos de elementos finitos foram carregados pela imposição de uma força concentrada do tipo “displace”. Essa opção permitiu carregar o modelo de maneira semelhante a que foram realizados os ensaios, ou seja, por controle de deslocamento.



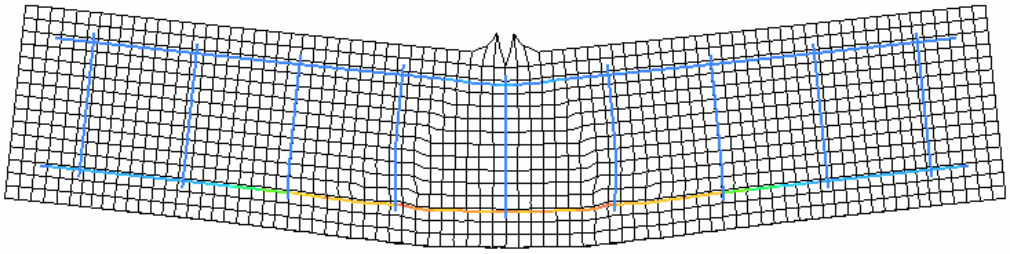
a) malha de elementos finitos, condições de contorno e aplicação da força



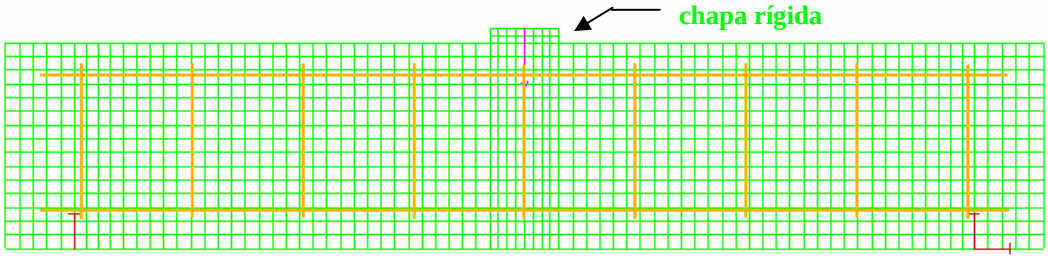
b) armadura inferior, superior e estribos

Figura 4.25 – Modelo numérico

Deve-se observar que foi feito um pequeno ajuste na malha de elementos finitos dos modelos representativos das vigotas reforçadas VR1 e VR2. Esse ajuste consistiu na adição de uma chapa rígida de comportamento linear elástico no ponto de aplicação da força concentrada. Tal medida foi tomada para promover uma melhor distribuição de tensões nesse ponto, o que não estava acontecendo nos primeiros processamentos que foram realizados (ver Figura 4.26). Uma outra solução para resolver o problema seria a aplicação da força em mais de um ponto nodal.



a) deformação expressiva da malha no ponto de aplicação da força



b) malha de elementos finitos readaptada para as vigotas reforçadas

Figura 4.26 – Deformação da malha no ponto de aplicação da força e malha readaptada

Os parâmetros considerados no programa Diana e as propriedades dos materiais utilizadas na análise não-linear das vigotas VRE, VR1 e VR2 estão descritas respectivamente, nas Tabelas 4.13, 4.14 e 4.15. As propriedades das armaduras superior e inferior e dos estribos são idênticas para os três modelos, logo elas foram indicadas somente na Tabela 4.13.

Deve-se registrar que inicialmente foi conduzida uma análise utilizando-se para o concreto o modelo “Fixed crack”, no entanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios. Assim, optou-se por empregar o modelo “Rotating crack”. Essa escolha está relacionada com a maior estabilidade apresentada no processamento quando da utilização desse modelo, com a melhor aproximação dos resultados numéricos aos experimentais e ao conhecimento dos parâmetros que são exigidos para representação do comportamento do concreto.

Tabela 4.13 – Materiais e parâmetros do modelo numérico da vigota VRE

Concreto
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 32.403 MPa, Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct input, Exponential softening in tension, Ideal in compression, Tensile strength = 2,34 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 0,155 N.mm/mm^2, Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 10,0 mm; Compressive strength = 49,86 MPa.
Armadura inferior e superior
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus = 208.189 MPa   ***Static Nonlinearity:***   Reinforcement, Von Mises plasticity, Work hardening diagram.
Estribos
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus = 194.503 MPa   ***Static Nonlinearity:***   Reinforcement, Von Mises plasticity, Ideal plasticity, Yield stress = 633 MPa.
Malha de elementos finitos
1.110 elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M - 3.509 nós - Plane Stress

Tabela 4.14 – Materiais e parâmetros do modelo numérico da vigota VR1

Concreto
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 32.403 MPa, Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct input, Exponential softening in tension, Ideal in compression, Tensile strength = 2,34 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 0,155 N.mm/mm^2, Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 9,91 mm; Compressive strength = 49,86 MPa.
Reforço
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 209.000 MPa
Malha de elementos finitos
1.392 elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M - 4.247 nós - Plane Stress

Tabela 4.15 – Materiais e parâmetros do modelo numérico da vigota VR2

Compósito cimentício
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 24.955 MPa, Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct input, Exponential softening in tension, Ideal in compression, Tensile strength = 2,21 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 1,738 N.mm/mm^2, Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 9,91 mm; Compressive strength = 43,11 MPa.
Reforço
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 209.000 MPa
Malha de elementos finitos
1.392 elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M - 4.247 nós - Plane Stress

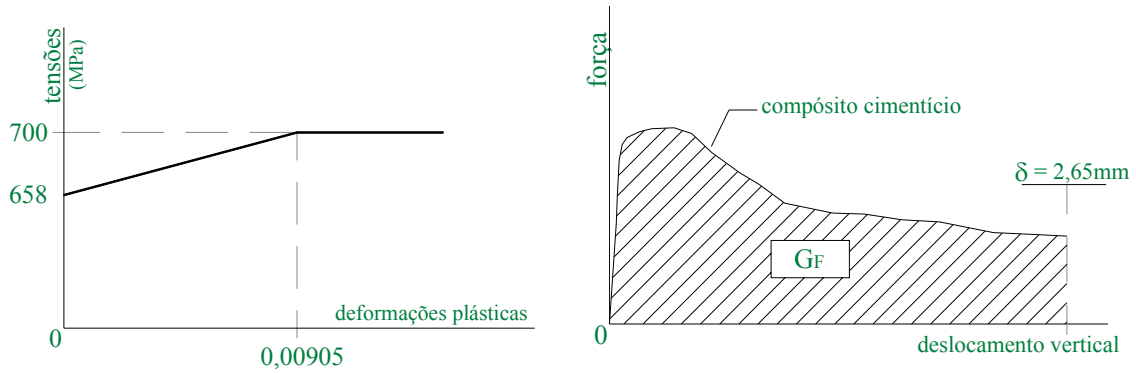
As barras de aço inferior e superior da armadura das vigotas foram modeladas considerando-se o encruamento observado nos ensaios de caracterização realizados. Os valores de tensões e deformações plásticas da armadura definidos no programa Diana são ilustrados na Figura 4.27-a.

A resistência à tração direta do concreto foi tomada segundo o ACI-318M (1989) como $0{,}332 \cdot \sqrt{f_c}$. Análises preliminares realizadas apresentaram resultados mais satisfatórios quando a resistência à tração direta do concreto foi considerada como a obtida através da expressão do ACI-318M (1989), ao invés das resistências estimadas por meio das expressões indicadas na NBR 6118 (2003).

Para o compósito cimentício a resistência à tração direta foi tomada segundo a RILEM TC 162-TDF (2002b) como $0{,}6 \cdot f_{fct,L}$. O seu comportamento pós-pico foi representado com o "Exponential softening in tension", considerando-se para tanto a energia de fratura calculada até um δ = 2,65 mm com base nas curvas P-δ do ensaio de flexão em três pontos realizado (Figura 4.27-b).

Deve-se mencionar que a RILEM (1985) não recomenda a aplicação de seu método para a obtenção da energia de fratura de um material cimentício com fibras. A RILEM entende que a energia de fratura é a quantidade de energia necessária para fraturar toda a zona de concreto acima do entalhe executado num corpo-de-prova prismático. A energia de fraturamento do concreto é obtida com base na área sob a curva P-δ medida até o final da fratura, ou seja, quando P = 0.

Para o caso da presença de fibras de aço, tem-se uma incerteza quanto ao fraturamento de toda a zona acima do entalhe e também uma dificuldade em se conduzir o ensaio até P = 0. Entretanto, neste trabalho, procurou-se modelar simplificadamente o comportamento pós-pico do compósito cimentício por meio da consideração da sua energia de fratura. O valor de δ = 2,65 mm tomado como limite para o cálculo da energia de fraturamento do compósito cimentício, é o mesmo indicado pela RILEM TC 162-TDF (2002a) na definição da área sob a curva que conduz à obtenção do valor da capacidade de absorção de energia pelas fibras de aço.



a) tensão-deformação plástica da armadura b) força-deslocamento compósito cimentício

Figura 4.27 – Parâmetros da armadura e do compósito cimentício

Na Figura 4.28 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais de um nó situado na face inferior da vigota, na mesma linha de aplicação da força concentrada. Esses deslocamentos são comparados com os obtidos experimentalmente. De uma maneira geral, as curvas obtidas por meio da análise numérica não-linear apresentaram-se semelhantes às curvas experimentais.

Considerando-se somente a fase elástica de comportamento das vigotas, pode-se afirmar que as curvas numéricas e experimentais são idênticas. No entanto, após a fissuração do concreto são notadas diferenças no comportamento das curvas, sendo que para as vigotas reforçadas as curvas numéricas apresentaram-se mais rígidas do que as experimentais.

Após o escoamento da armadura, a curva numérica da vigota sem reforço mostrou ter um comportamento intermediário entre as duas curvas experimentais das vigotas VRE-1 e VRE-2. No entanto, percebe-se que a primeira fissura no concreto ocorreu para um valor de força experimental bem inferior ao obtido numericamente. Tal fato pode estar associado à resistência à tração direta do concreto.

Após a primeira fissura e até antes do escoamento da armadura, observa-se um acentuado distanciamento das curvas experimentais em relação à numérica. Da curva experimental, nota-se que a força aplicada às vigotas decresce em função da perda de rigidez provocada pela fissuração do concreto. Esse efeito não foi representado na curva numérica. As curvas voltam a se aproximar, praticamente no nível de força referente ao escoamento da armadura, e mantém boa semelhança até ao final do ensaio.

A curva numérica representativa do comportamento das vigotas do grupo B apresentou boa concordância com as experimentais, especialmente com a da vigota VR1-1. Nota-se que após a fissuração do concreto a curva numérica mostra-se mais rígida do que curva VR1-2 e com evolução praticamente igual à da vigota VR1-1.

A força última numérica é 13,0% superior ao valor médio obtido experimentalmente. As flechas correspondentes às forças últimas das vigotas VR1-1 e VR2-1 foram respectivamente, iguais a 2,09 mm e 2,12 mm, enquanto que a obtida via MEF foi de 2,46 mm, ou seja, 16,6% superior à média registrada experimentalmente.

O fato da análise não-linear conduzida com o programa computacional Diana não levar em consideração o efeito da perda de rigidez devido ao processo de desprendimento do reforço, assim como a idealização de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto, explicam a superação dos valores de forças experimentais pelos numéricos e também a maior rigidez da curva numérica.

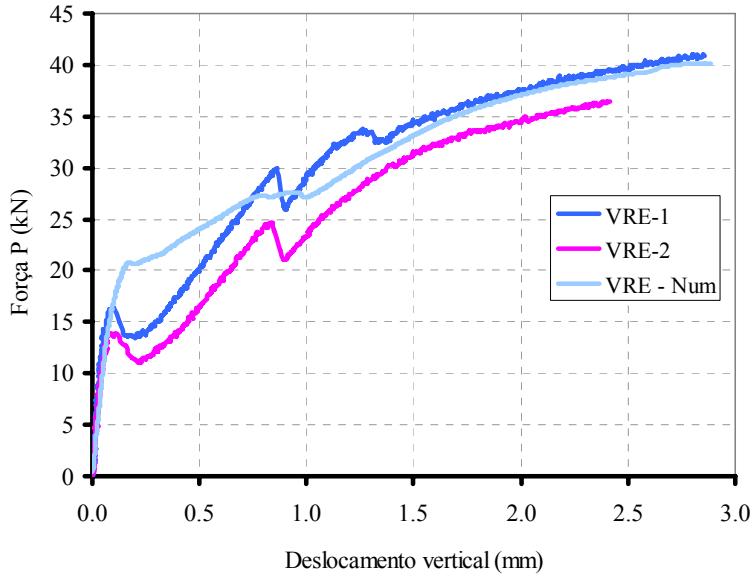
A curva numérica das vigotas do grupo C mostrou-se também mais rígida do que as curvas experimentais. A força de ruína obtida via MEF é 4,6% superior à força média obtida experimentalmente. A flecha última da curva numérica foi igual a 4,08 mm, enquanto que, as experimentais foram de 3,93 mm e 4,50 mm.

No entanto, pode-se afirmar que apesar da relativa homogeneidade do modelo numérico quando comparado com a heterogeneidade das vigotas analisadas no laboratório e, das simplificações consideradas no modelo (principalmente, a resistência à tração direta do compósito cimentício e o uso do G_F para definição do seu comportamento pós-pico) os resultados numéricos conseguiram representar bem o comportamento experimental das vigotas do grupo C.

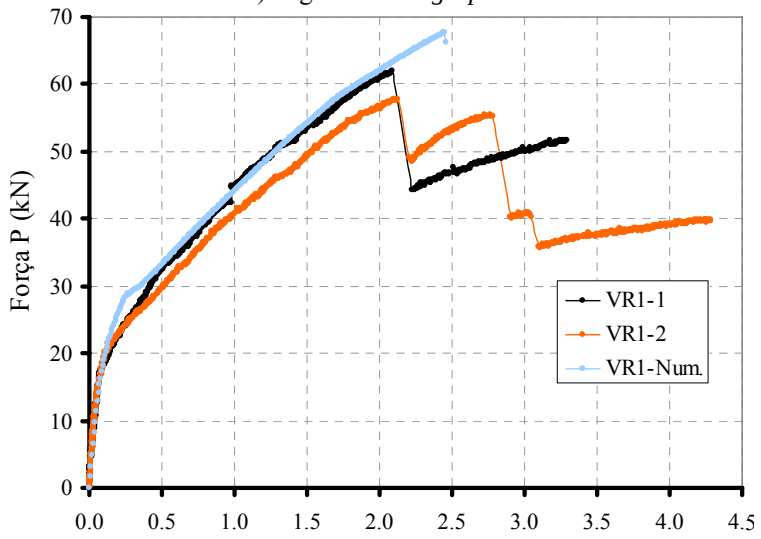
A Figura 4.29 compara a evolução das deformações numéricas e experimentais do reforço no meio do vão livre das vigotas. Observa-se que as deformações no reforço obtidas via MEF e as experimentais são semelhantes, principalmente nas vigotas do grupo C. Nesse caso, a máxima deformação obtida numericamente foi de 8,40‰, enquanto que as experimentais foram de 6,96‰ e de 8,38‰.

Nas vigotas do grupo B, as máximas deformações experimentais do reforço foram de 4,82‰ e de 5,05‰. Já a máxima deformação numérica do reforço foi de 5,19‰, ou seja, apenas 5,1% superior à média experimental.

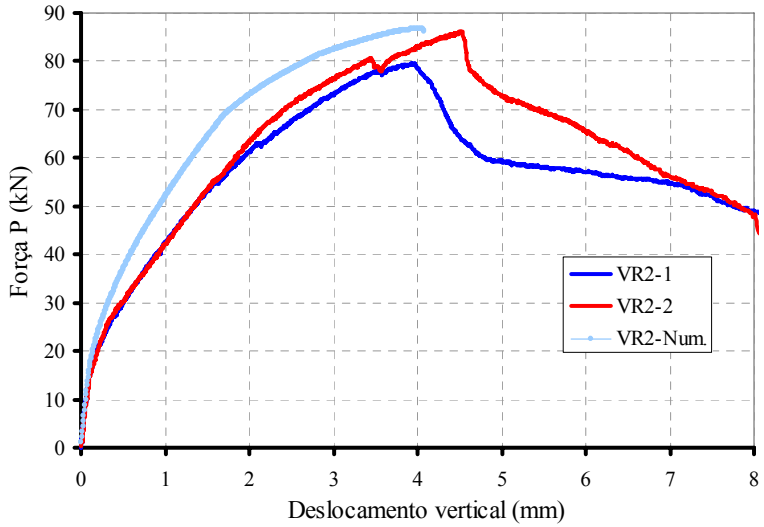
Após a fissuração do concreto e considerando-se um mesmo valor de força, as deformações do reforço via MEF mostraram-se bem inferiores às experimentais. A fissuração do concreto provoca concentração de tensões no reforço (como já visto). Porém, esse efeito não foi reproduzido no modelo numérico. Interessante é notar que nas vigotas do grupo C, como a fibras de aço evitam a concentração de tensões no reforço, a curva numérica melhor aproximou-se das experimentais (como também já visto).



a) Vigota VRE – *grupo A*

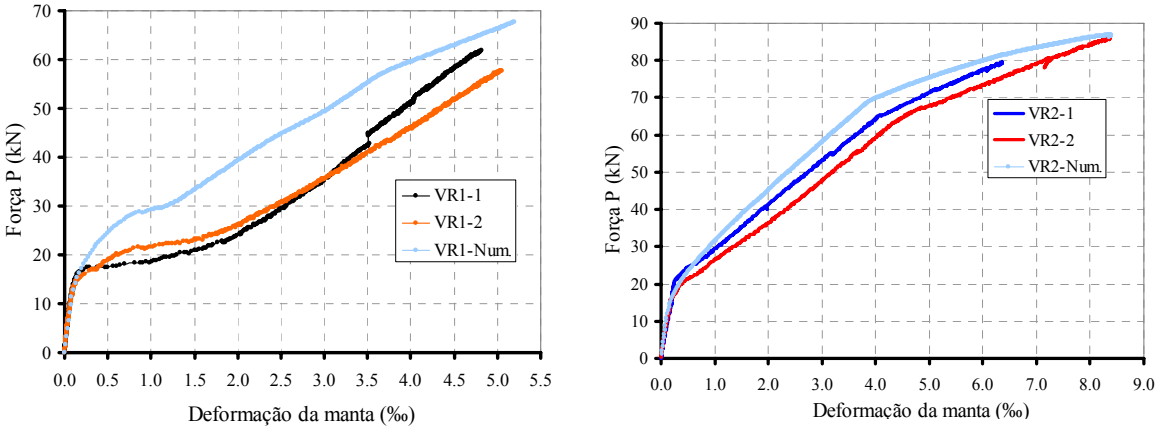


b) Vigota VR1 *grupo B*



c) Vigota VR2 – *grupo C*

Figura 4.28 – Deslocamentos verticais numéricos e experimentais



a) vigota VR1 b) vigota VR2

Figura 4.29 – Deformações numéricas e experimentais do reforço no meio do vão

Nas Figuras 4.30, 4.31 e 4.32 o panorama de fissuração obtido da análise pelo MEF referente ao último passo de carga é comparado com o experimentalmente observado nas vigotas dos grupos A, B e C, respectivamente. Vetores foram utilizados para representar a configuração de fissuras na ruína das vigotas. Tal opção permite que se conheça a orientação das fissuras e a magnitude da sua abertura comparativamente às demais fissuras.

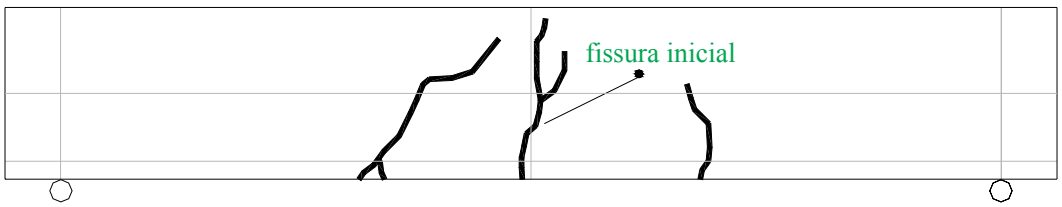
Da Figura 4.30 observa-se claramente uma grande semelhança entre o panorama de fissuração obtido com o programa computacional Diana e o observado experimentalmente. Desse último, constatou-se a formação de apenas três fissuras ao longo do vão livre da vigota sem reforço, o mesmo foi verificado pela análise numérica. A distribuição de deformações principais de tração indica os pontos de localização das deformações e formação das fissuras.

Da Figura 4.31 nota-se que o modelo numérico aponta para o surgimento de várias fissuras ao longo do comprimento do reforço. No entanto, da observação experimental, não foram registradas tantas fissuras assim. Esse efeito pode ser conseqüência da rigidez idealizada da ligação entre o reforço e o concreto, de forma que não foi possível representar o modo de ruína obtido experimentalmente.

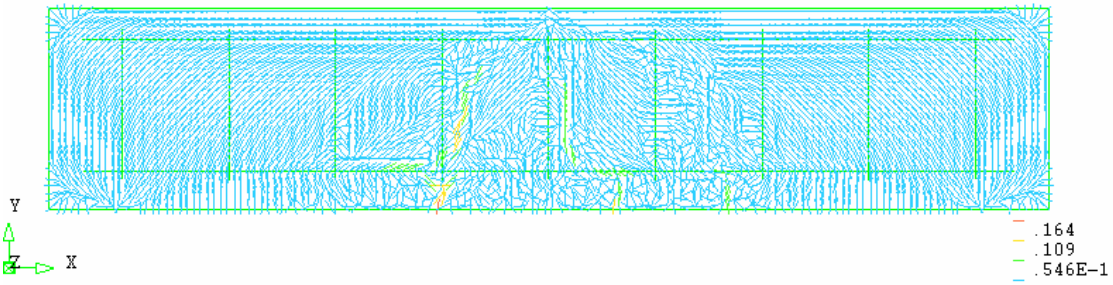
O modelo numérico apontou para uma fissuração violenta na seção central, enquanto que a ruína ocorreu pelo desprendimento do reforço no meio do vão de cisalhamento. Para detectar tal ruína, seria necessário alimentar o modelo numérico com parâmetros adicionais que seriam associados à elementos de interface que caracterizariam a ligação entre o reforço e o substrato de concreto.

O panorama de fissuração apontado pelo modelo numérico no instante da ruína da vigota VR2 correspondeu a uma intensa fissuração ao longo de toda a extensão do reforço, porém de forma mais acentuada na região do meio do vão livre. Experimentalmente, também se observou a presença de grande quantidade de fissuras ao longo da extensão do reforço, no entanto, a ruína correspondeu a uma fissuração na extremidade desse reforço.

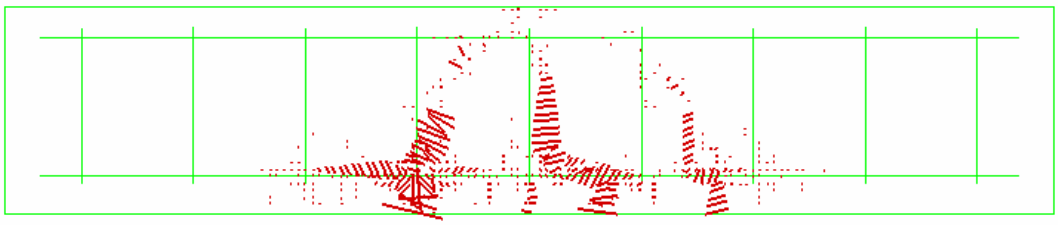
Observa-se que o modelo numérico mostra a presença de fissuras inclinadas na extremidade do reforço devido ao efeito das tensões normais e tangenciais, porém a ruína foi indicada por fissuração intensa no meio do vão, que é diferente da que foi observada experimentalmente.



a) aspecto da ruína da vigota VRE-1

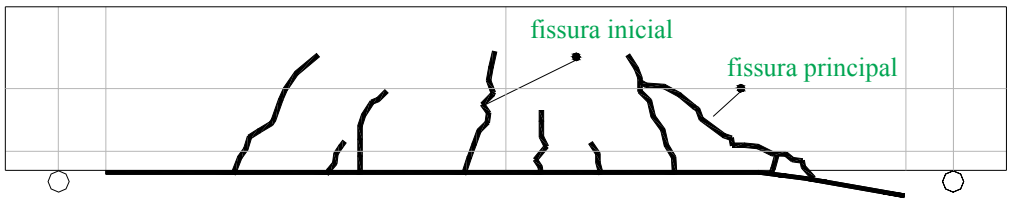


a) deformações principais de tração na ruína

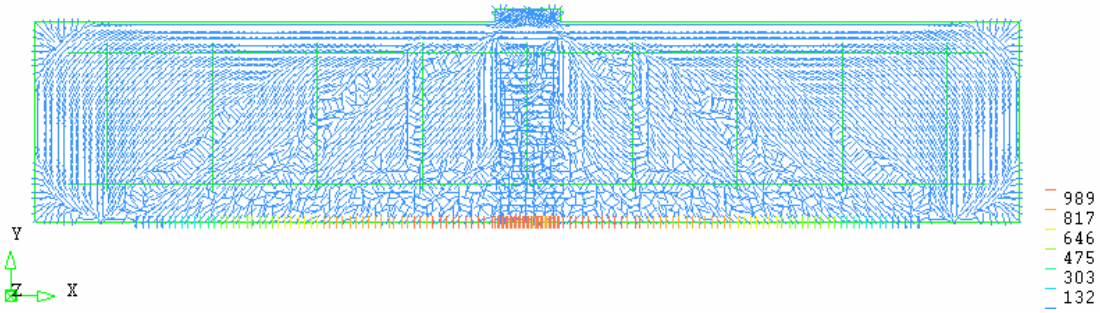


b) fissuras na ruína

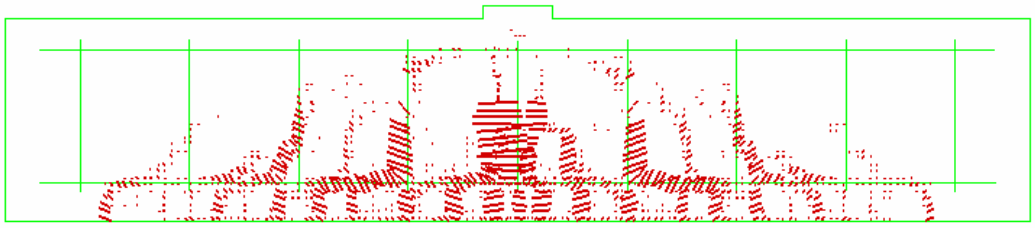
Figura 4.30 – Panorama de fissuração e deformações principais – *grupo A*



a) aspecto da ruína da vigota VR1-1

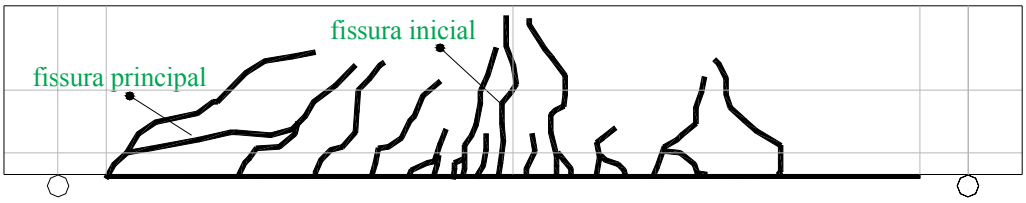


b) tensões principais de tração na ruína

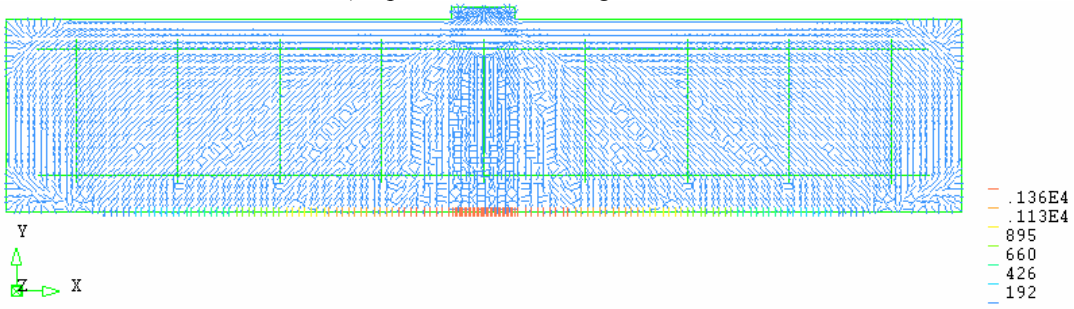


c) fissuras na ruína

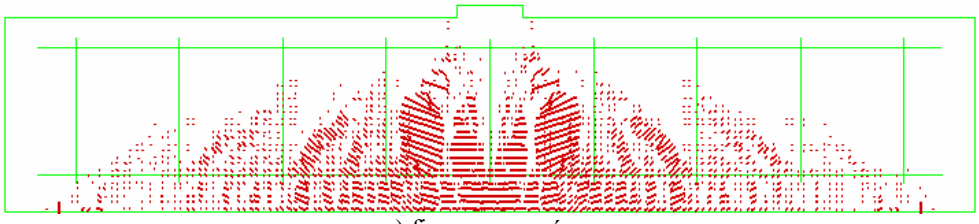
Figura 4.31 – Panorama de fissuração e tensões principais – *grupo B*



a) aspecto da ruína da vigota VR2-1



b) tensões principais de tração



c) fissuras na ruína

Figura 4.32 - Panorama de fissuração e tensões principais – *grupo C*

As principais conclusões do presente estudo são ressaltadas no Capítulo 9. Entretanto, entre outras coisas, o estudo preliminar realizado serviu para indicar que há viabilidade em se aplicar o reforço externo polimérico a um substrato formado por um compósito cimentício com fibras curtas de aço. O mecanismo de ação dessas fibras mostrou ser possível evitar concentração de tensões no reforço, alterar a configuração de fissuras ao longo da extensão do reforço e até tornar mais dúctil a sua ruína, que até então era considerada prematura e frágil.

Neste sentido, o trabalho descrito no Capítulo 5 foi desenvolvido com vistas à obtenção de um compósito cimentício com propriedades ainda melhores que o utilizado nos ensaios-piloto. O compósito desenvolvido foi aplicado na reconstituição do banzo tracionado das chamadas vigas principais, tratadas nos Capítulos 7 e 8.

4.6.Bibliografia do capítulo

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1999). *ACI 544.4R-99*: Design considerations for steel fiber reinforced concrete. Detroit.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2002). *ACI 440.2R*: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. October, 2003. Detroit.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). *ACI 318M*: Building code requirements for reinforced concrete. Detroit.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NBR 5739:* Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NBR 7222:* Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 8522:* Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). *NBRISO 6892:* Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118:* Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

BEBER, A. J. (2003). *Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono*. 317p. Tese (Doutorado) –

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). *Fibre reinforced cementitious composites.* Elservier Applied Science, London.

CARRAZEDO, R. (2005). *Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão.* 267p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2005.

CHEN, J. F.; TENG, J. G. (2001). Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*, New York, ASCE. v.127, n.7, p.784-791, jul. 2001.

FEDERATION INTERNATIONALE DE BETON – FIB (1999). Structural concrete textbook on behavior, design and performance. Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990, v.1. International Federation for Structural Concrete (FIB), Switzerland.

GARDEN, H. N.; HOLLAWAY, L. C. (1998). An experimental of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. *Composite Structures.* v.42, p.175-188.

RAOOF, M.; HASSANEN, M.A.H. Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre-reinforced plastic or steel plates glued to their soffits. Proceedings of the Institution of Civil Engineering: Structures and Buildings, 2000; 140 (August): 291-305.

RILEM (1985). Draft Recommendation, 50-FMC Committee Fractures Mechanics of Concrete. Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.18, n.106, p.285-290.

RILEM TC 162-TDF (2002a): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.579-582, November.

RILEM TC 162-TDF (2002b): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ-w method: principles and applications. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.262-278, June.

SMITH; S.T.; TENG, J.G. FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models. Engineering Structures 24 (2002) 385-395.

ZHANG, S.; RAOOF, M.; WOOD, L.A. Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded plates. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, 1995; 110 (August), 257-68.

CAPÍTULO 5
COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS DE ALTO DESEMPENHO

5.1.Introdução

Nesta parte do trabalho, são apresentados a metodologia experimental e os resultados obtidos no desenvolvimento de um compósito cimentício com características mais apropriadas para reconstituir o banzo tracionado de vigas de concreto armado, que sirva de substrato para colagem do PRFC. Espera-se com esse compósito, constituir o chamado "substrato de transição" para melhor controlar a fissuração do concreto e retardar o desprendimento prematuro do reforço polimérico.

Em virtude de sua finalidade específica, busca-se desenvolver um compósito cimentício com os seguintes atributos:

- Facilidade de aplicação sem a exigência de equipamentos e instrumentos especiais;
- Elevado desempenho através de melhorias na resistência, ductilidade e tenacidade ao fraturamento;
- Utilização de materiais conhecidos (cimento, agregados e fibras de aço), que possam ser encontrados sem maiores dificuldades e possibilitem reproduzir o compósito de maneira fácil e de custo aceitável.

Em razão da aplicação específica e da elevação dos níveis de desempenho estrutural que se pretende alcançar com a incorporação de fibras de aço, o compósito será denominado neste trabalho por compósito cimentício de alto desempenho (CCAD).

Como se sabe, as modificações decorrentes da adição de fibras de aço ao concreto, em taxa relativamente baixas (no máximo 2%), restringem-se apenas a fase de pós-pico do histórico de carregamento. Segundo Ferreira (2002), nessas condições, as fibras de aço não são suficientes para inibir o processo de fissuração da matriz que antecede a

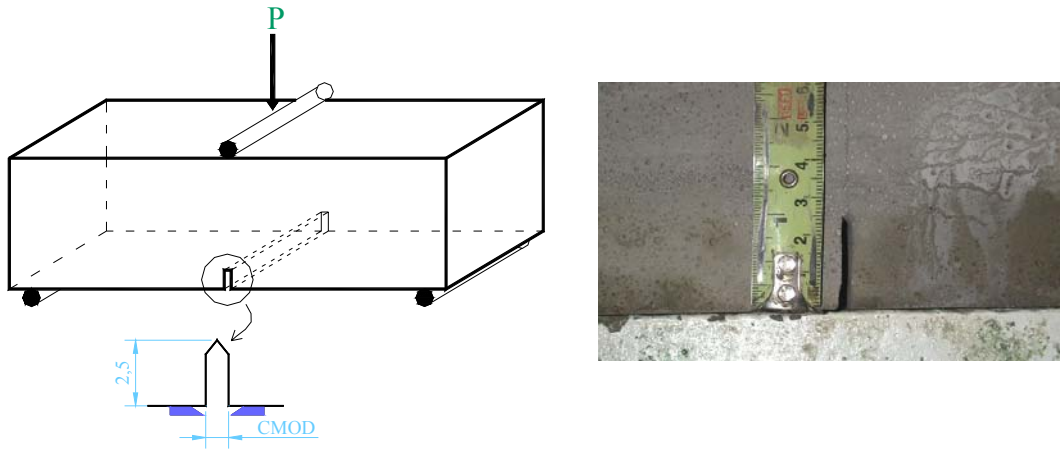
carga máxima (crescimento subcrítico da fissura). Assim, com o objetivo de melhorar o comportamento do CCAD na fase pré-pico de resistência, estuda-se o efeito da incorporação de microfibras de aço às fibras de aço convencionais, numa tentativa de modificar o compósito em sua microestrutura e consequentemente melhorar o processo de transferência de tensões da matriz para as fibras.

5.2.Configuração do ensaio e instrumentação

Para avaliar o comportamento à tração na flexão dos CCAD foram realizados ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos seguindo as recomendações da RILEM TC 162-TDF (2002a).

Trata-se de ensaios em corpos-de-prova dotado de entalhe central reto passante, com profundidade nominal de 25 mm e largura de 2 mm, executado com disco de corte diamantado na face lateral (Figura 5.1).

A execução do entalhe tem por objetivo induzir o fraturamento em um plano preferencial e também elevar os níveis de solicitação em todo o material à frente da ponta do entalhe. Assim, durante a solicitação do corpo-de-prova entalhado, a deformação é sempre localizada no plano que contém o entalhe e a dissipação de energia volumétrica (que ocorre predominantemente na fase pré-pico de carregamento) é reduzida.



a) esquema do corpo de prova com entalhe reto passante b) detalhe do entalhe

Figura 5.1 – Configuração geométrica do corpo de prova para ensaio de flexão em três pontos

A partir das Figuras 5.2 e 5.3 é possível observar o aspecto geral da configuração do ensaio e dos dispositivos auxiliares utilizados. Para medição dos deslocamentos

verticais da linha de aplicação da força foi utilizado um transdutor de deslocamentos que se encontrava apoiado num suporte denominado “Yoke”. Esse suporte permite que o deslocamento vertical seja tomado com referência ao próprio corpo de prova.

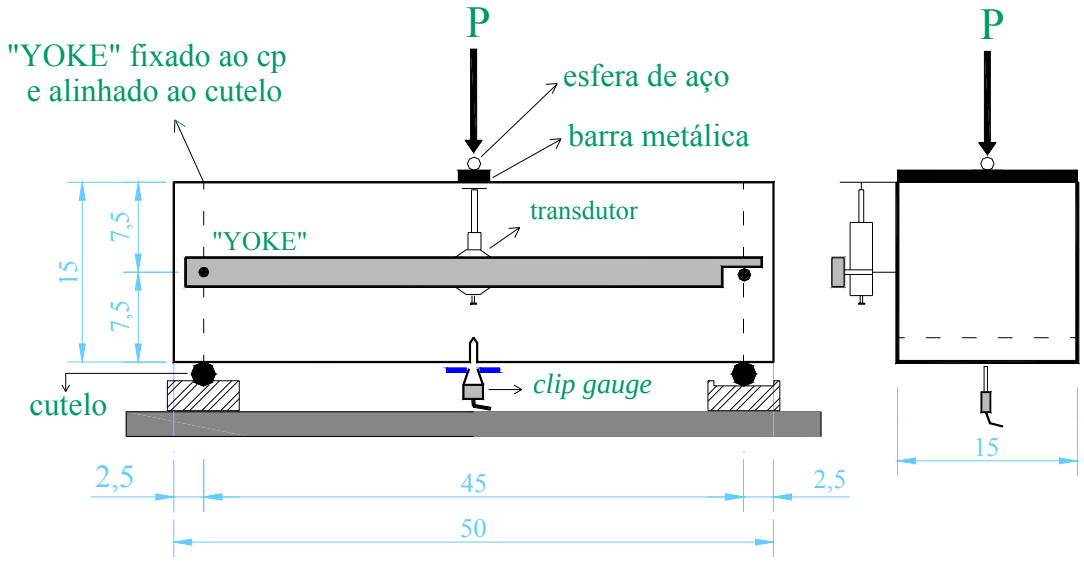


Figura 5.2 – Configuração geral do ensaio

a) dispositivo de apoio b) dispositivo de transmissão de força

Figura 5.3 – Dispositivos auxiliares utilizados nos ensaios

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. Fez-se uso de um equipamento servo-hidráulico MTS 815 (*Rock Mechanics Test System*) com o emprego de uma célula de carga com capacidade de 100 kN. A Figura 5.4 ilustra o equipamento e o sistema de aquisição de dados utilizados nos ensaios.

a) equipamento MTS

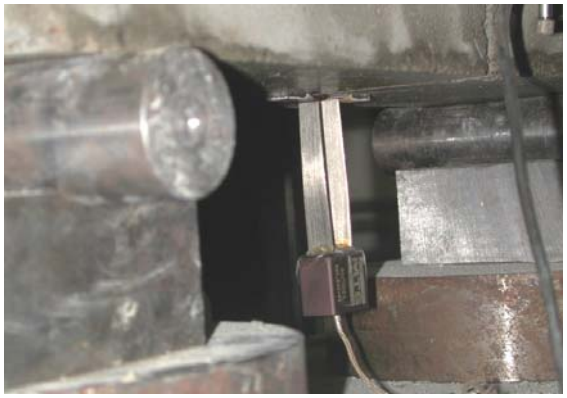
b) sistema de aquisição de dados

Figura 5.4 – Equipamento servo-hidráulico e sistema de aquisição

Os ensaios foram conduzidos sob o controle dos deslocamentos de abertura da entrada do entalhe (CMOD), utilizando-se para tanto um extensômetro elétrico do tipo *clip gauge* (Figura 5.5-b). A operação dos ensaios foi realizada com a imposição de uma taxa de abertura do *clip-gauge* de 0,02 mm/min para CMOD até 0,1 mm. Após esse limite, aumentou-se a taxa para 0,40 mm/min.

Na Tabela 5.1 apresenta-se uma descrição geral dos equipamentos e instrumentos de medição utilizados nos ensaios.

a) corpo-de-prova posicionado



b) detalhe do *clip gauge*

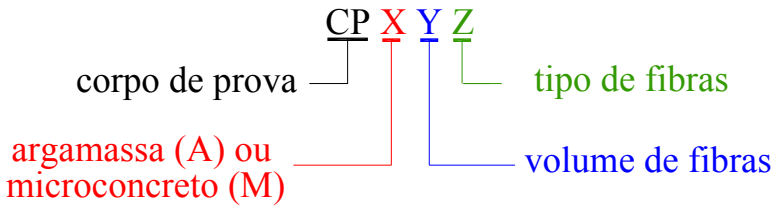
Figura 5.5 – Ensaio de flexão em três pontos sob controle do CMOD

Tabela 5.1 – Características técnicas dos equipamentos e instrumentos de medição utilizados

Equipamentos e instrumentos	Marca e modelo	Características	Finalidade
Máquina de ensaio servo-hidráulica	MTS 815 – *Rock Mechanics Test System*	Capacidade nominal de 3000kN	Aplicação do carregamento nos corpos-de-prova
Célula de carga	MTS Peso de 4,31kg e perfil baixo	Capacidade nominal de 100kN	Medir carregamento aplicado
Sistema de aquisição de dados de extensometria	*Vishay Measurements Group System* 5000	-	Aquisição automática dos dados
Máquina hidráulica automática	ELE – Autotest 2000	Controle de força	Caracterização dos compósitos à compressão e a tração por compressão diametral
Transdutor de deslocamento	Kyowa – DT-20D	Curso de 20 mm e resolução de 0,005 mm	Medição dos deslocamentos
Clip gauge	MTS 632.02F-20	Alcance inicial de 5 mm (calibração de 0,6mm)	Medir CMOD dos compósitos sem fibras de aço
	MTS 632.03F-30	Alcance inicial de 12mm (calibração de 6mm)	Medir CMOD nos compósitos com fibras de aço
Extensômetro removível	MSI	Base de medida de 10cm	Medição do encurtamento dos corpos de prova cilíndricos para determinação do módulo de elasticidade
Suporte "YOKE"	Aço 1020 e espessura de ½"	Formato de régua de seção retangular	Suporte para fixação do transdutor de deslocamento

5.3.Programa de ensaios

Ao todo foram moldados 60 corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 15 cm x 15 cm x 50 cm. Eles foram divididos em grupos formados por 3 prismas moldados com as mesmas características. Assim, foi formado um conjunto de 20 compósitos a partir da variação do volume e do tipo de fibras de aço adicionadas à matriz cimentícia. Para facilitar a identificação das características de cada compósito utilizou-se a seguinte nomenclatura:



Na Tabela 5.2 apresentam-se os diferentes compósitos analisados. Esses foram divididos em duas etapas conforme o tipo de matriz cimentícia utilizada. Na primeira etapa de ensaios, foram confeccionados compósitos utilizando-se um traço de argamassa, com resistência à compressão da matriz na faixa de 50 MPa. A segunda etapa correspondeu aos compósitos confeccionados com traço de um microconcreto, fazendo-se uso de brita 0 e resistência à compressão da mesma ordem da argamassa. Nessa etapa, foram moldados mais 4 compósitos de argamassa, a fim de se complementar as análises da primeira etapa.

Na Tabela 5.3 encontram-se descritas as características das fibras de aço utilizadas. A fibra aqui especificada simplesmente por "A", tem nome comercial *FS8-Wirand*, foi fornecida pela empresa *Maccaferri – América Latina*, possui um comprimento de 25 mm com ganchos nas extremidades e um diâmetro de 0,75 mm, o que resulta num fator de forma igual a 33.

Existe uma recomendação de que o comprimento da fibra de aço não deve ser superior a 1/3 da menor dimensão do local onde se pretende aplicar o compósito. Essa limitação deve ser seguida para impedir que ocorra um arranjo bidimensional das fibras durante a moldagem. Assim, selecionou-se, dentre as diversas opções de fibras disponíveis comercialmente, a fibra FS-8, que possui comprimento 20% inferior as tradicionais fibras de 30 mm.

Por razões já descritas no início deste capítulo, buscou-se estudar o efeito da incorporação de microfibras de aço às fibras FS-8. Para tanto, um primeiro obstáculo que se apresentou, foi com relação à dificuldade de encontrar uma microfibra de aço no mercado nacional. Porém, a partir de contatos, foi possível estabelecer parceria com a empresa *Maccaferri*, que aceitou o desafio de produzir microfibras de aço (comprimento de cerca da metade do comprimento da fibra FS-8), a princípio exclusivamente para o uso no presente trabalho.

A empresa encontrou certa dificuldade inicial de produzir as microfibras de aço, em virtude do comprimento reduzido e da presença de ganchos nas extremidades. Então, um primeiro lote de microfibras retas, ou seja, sem ganchos nas extremidades e com um comprimento de 13 mm, foram produzidas e utilizadas na produção dos compósitos (Etapa I). Esse tipo de fibra foi especificado simplesmente por fibras do tipo "B" e mais informações estão descritas na Tabela 5.3.

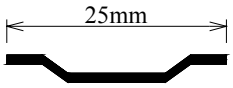
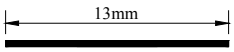
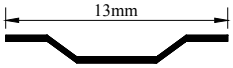
Porém, em função da ausência de ganchos, a aderência dessas microfibras com a matriz foi prejudicada, e os resultados em termos de ductilidade e tenacidade ao fraturamento não se mostraram adequados (mais detalhes no item 5.5).

Sugeriu-se então que fossem incorporados ganchos nas extremidades das microfibras. Assim, após adaptações no processo de produção da empresa e de algumas tentativas, chegou-se a uma microfibra de aço com 13 mm de comprimento e 0,75 mm de diâmetro nominal. Essas microfibras, especificadas por "C", foram então utilizadas para produção dos compósitos da Etapa II.

Tabela 5.2 – Compósitos analisados

Etapa		Grupo	Compósitos	Taxa de fibra	Tipo fibra	Material	Data da moldagem	Idade no ensaio
Argamassa	I	1	CPA	0%	-	argamassa	22/08/2005	29 dias
		2	CPA1A	1%	A	argamassa	22/08/2005	29 dias
		3	CPA1.5A	1,5%	A	argamassa	22/08/2005	29 dias
		4	CPA2A	2%	A	argamassa	23/08/2005	29 dias
		5	CPA1B	1%	B	argamassa	23/08/2005	29 dias
		6	CPA1.5B	1,5%	B	argamassa	23/08/2005	29 dias
		7	CPA2B	2%	B	argamassa	25/08/2005	28 dias
		8	CPA2.5B	2,5%	B	argamassa	25/08/2005	28 dias
		9	CPA0.5A1.5B	0.5%+1.5%	A+B	argamassa	25/08/2005	28 dias
		10	CPA1A1B	1%+1%	A+B	argamassa	26/08/2005	28 dias
		11	CPA1.5A0.5B	1.5%+0.5%	A+B	argamassa	26/08/2005	28 dias
	II	12	CPA1.5A0.5C	1.5%+0,5%	A+C	argamassa	23/01/2006	28 dias
		13	CPA1.5A1.5C	1.5%+1.5%	A+C	argamassa	23/01/2006	28 dias
		14	CPA1.5A2.5C	1,5%+2.5%	A+C	argamassa	23/01/2006	28 dias
		15	CPA1.5A3.5C	1.5%+3.5%	A+C	argamassa	23/01/2006	28 dias
Microconcreto		16	CPM	0%	-	microconcreto	26/01/2006	28 dias
		17	CPM1A	1%	A	microconcreto	26/01/2006	28 dias
		18	CPM1A1C	1%+1%	A+C	microconcreto	26/01/2006	28 dias
		19	CPM1A2C	1%+2%	A+C	microconcreto	26/01/2006	28 dias
		20	CPM1A2.5C	1%+2.5%	A+C	microconcreto	26/01/2006	28 dias

Tabela 5.3 – Características das fibras de aço utilizadas na produção dos compósitos

Parâmetros	Fibra A: FS8 WIRAND	Fibra B	Fibra C
Formato longitudinal			
Diâmetro nominal	0,75 mm	0,60 mm	0,75 mm
Área da seção transversal	0,4418 mm^2	0,2827 mm^2	0,4418 mm^2
Fator de forma	33	22	17
Tensão máxima de tração	1.100 MPa	1.100 MPa	1.100 MPa
Peso específico	7.850 kg/m^3	7.850 kg/m^3	7.850 kg/m^3

5.4.Preparação dos compósitos

Para produção dos CCAD a composição de materiais constituintes (Tabela 5.4) foi projetada de maneira a obedecer alguns critérios práticos, tais como:

- Uso de cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), por possibilitar elevados ganhos de resistência já nas primeiras idades e assim, ter influência significativa em casos específicos de reparo, onde a estrutura precisa ser recolocada em serviço rapidamente;
- Adição de aditivo superplastificante de maneira a contribuir para mobilidade da pasta de cimento e assim, à fluidez global da mistura, necessária para aplicações em regiões congestionadas por armaduras e de dimensões reduzidas;
- Observação quanto à compatibilidade dimensional do tamanho máximo da partícula de agregado graúdo que não deve ser muito maior do que 1/3 do comprimento das fibras (TEUTSCH, 1997).

Para proceder à mistura dos materiais, empregou-se uma argamassadeira elétrica de capacidade nominal de 50 litros. Para produção do microconcreto utilizou-se uma betoneira elétrica com capacidade de 200 litros. Os procedimentos usados na mistura foram:

a) Mistura da areia, brita e cimento por cerca de 1 minuto;
b) Adição aleatória das fibras durante a mistura ainda seca;
c) Adição de toda a água e em seguida de todo o aditivo à mistura.

O tempo gasto em cada mistura foi de no máximo 6 minutos, sendo em seguida lançada em um carrinho de mão e transportada para o local de moldagem. As misturas, tanto da argamassa, quanto do microconcreto, apresentaram uma boa trabalhabilidade. Não se encontrou nenhum tipo de dificuldade na mistura e na moldagem dos compósitos, mesmo naqueles de maiores volumes de fibras.

Devido à fluidez da mistura e para não provocar uma orientação preferencial das fibras e acúmulo no fundo das fôrmas, a vibração foi dada de forma rápida, cerca de 5 segundos, somente para garantir a expulsão de ar aprisionado. As Figuras 5.6 e 5.7 mostram os aspectos das misturas ainda no estado fresco.

Tabela 5.4 – Composição de materiais para produção dos compósitos

Material	Argamassa		Microconcreto	
	Traço em massa	Massa específica	Traço em massa	Massa específica
Cimento CP-V ARI PLUS	1,0	3,15 kg/dm^3	1,0	3,15 kg/dm^3
Areia	3,0	2,65 kg/dm^3	2,13	2,65 kg/dm^3
Brita 0	-	-	1,83	2,87 kg/dm^3
a/c	0,5	-	0,48	-
Consumo de cimento (kg/m^3)	512		446	
Teor de fibra de aço	variável		variável	
Aditivo Superplastificante Glênium 51	0,4%*	1,09 kg/dm^3	0,5%*	1,09 kg/dm^3
* o aditivo foi dosado em relação ao peso do cimento				

a) materiais já dosados para a mistura

b) argamassadeira elétrica

c) aspecto do compósito no estado fresco

d) fôrma metálica

Figura 5.6 – Mistura e moldagem do CCAD de argamassa

a) fibras metálicas

b) betoneira elétrica

c) compósito no interior da betoneira

d) compósitos moldados

Figura 5.7 – Moldagem do CCAD de microconcreto

Para cada compósito foram também moldados seis corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, com o objetivo de obter a resistência à compressão, a resistência à tração por compressão diametral e o seu módulo de elasticidade. Os corpos-de-prova cilíndricos foram mantidos às mesmas condições de adensamento e cura dos prismáticos. A Figura 5.8 mostra os compósitos armazenados em câmara úmida, local onde foram inseridos 24 horas após a moldagem e onde permaneceram até a data de ensaio.

a) corpos-de-prova prismáticos

b) corpos-de-prova cilíndricos

Figura 5.8 – Corpos-de-prova prismáticos e cilíndricos armazenados em câmara úmida

5.5.Resultados

5.5.1.Ensaios de compressão e tração em corpos-de-prova cilíndricos

Os valores das propriedades mecânicas dos compósitos: resistência média à compressão (f_{cm}), resistência média à tração por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$) e o módulo de elasticidade (E_{cs}) são apresentados na Tabela 5.5. A determinação dessas propriedades foi feita na mesma data dos ensaios de flexão, utilizando-se um equipamento com controle automático da aplicação de força (Figura 5.9).

a) máquina de ensaio ELE

b) detalhe do ensaio de compressão axial

c) ensaio de tração por compressão

Figura 5.9 – Ensaios de caracterização dos compósitos à compressão

De uma maneira geral, verificou-se que com a adição de fibras de aço, a resistência à compressão dos compósitos, tanto de argamassa quanto de microconcreto, diminui. O ACI 544.2R (1999) comenta que as fibras de aço, nos teores normalmente empregados (até 2% em volume), não acrescentam melhoras substanciais na resistência à compressão do concreto, podendo até levar a uma pequena redução nesta propriedade.

Entre os compósitos de argamassa, o CPA2.5B apresentou a maior redução em relação à matriz sem fibras, cerca de 44%, enquanto o CPA1.5A0.5C exibiu apenas 7% de diferença. Já entre os compósitos de microconcreto, a maior divergência na resistência à compressão em relação à matriz sem fibras, chegou até a 199% para o CPM1A2.5C e somente a 46% para o CPM1A2C.

De certa forma, verificou-se que as fibras têm influência significativa na redução da resistência à compressão. Este fato pode estar relacionado ao papel que o volume de fibras exerce na incorporação de ar pela matriz. Segundo Balaguru & Shah (1992), de particular importância no comportamento à compressão do concreto com fibras é o

aumento da sua ductilidade. A presença das fibras modifica consideravelmente a resposta pós-pico do concreto, refletindo em aumento de tenacidade e ductilidade.

Tabela 5.5 – Resultados médios da caracterização dos compósitos à compressão

Grupos	Compósitos	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	E_{cs} (MPa)
1	CPA	52,54	3,07	23.839
2	CPA1A	43,78	3,68	22.696
3	CPA1.5A	42,24	3,70	23.100
4	CPA2A	45,68	4,92	23.974
5	CPA1B	43,50	2,99	23.495
6	CPA1.5B	41,51	2,99	24.994
7	CPA2B	40,20	3,48	24.175
8	CPA2.5B	36,34	2,83	22.459
9	CPA0.5A1.5B	40,81	3,15	22.636
10	CPA1A1B	38,60	3,15	22.476
11	CPA1.5A0.5B	39,60	3,41	24.443
12	CPA1.5A0.5C	49,23	4,44	28.217
13	CPA1.5A1.5C	47,22	4,89	32.261
14	CPA1.5A2.5C	43,55	4,75	31.041
15	CPA1.5A3.5C	42,76	4,88	29.137
16	CPM	62,30	3,81	35.160
17	CPM1A	42,01	3,04	30.551
18	CPM1A1C	40,57	3,67	26.281
19	CPM1A2C	42,76	5,14	29.974
20	CPM1A2.5C	20,82	2,82	19.900

Observações:
Para cada compósito foram ensaiados 3 corpos-de-prova à compressão axial e 3 à tração por compressão diametral.
E_{cs} – é o módulo secante de deformação correspondente a inclinação da reta secante ao diagrama tensão-deformação, passando pelos pontos correspondentes a tensão de 0,5MPa e à tensão de 30% da ruptura

Com relação ao módulo de elasticidade, nos compósitos de argamassa com composição entre as fibras A e C, verificou-se um aumento de até 35%, já nos demais compósitos, foram registradas pequenas variações em seu valor. Nos compósitos de microconcreto, o módulo de elasticidade sempre diminuiu com a presença de fibras.

Com relação aos valores de tração por compressão diametral, observou-se uma grande dispersão de resultados, mas de forma geral, deve-se frisar que a adição de fibras nos compósitos de argamassa sempre aumentou o valor dessa resistência. Nos

compósitos de microconcreto, a resistência à tração indireta diminuiu com a presença de fibras. Exceção à parte, foi o compósito CPM1A2C, que apresentou um elevado valor para essa resistência.

5.5.2.Ensaios de flexão

5.5.2.1.Forças e resistências

A determinação da tenacidade flexional dos CCAD foi feita seguindo-se as recomendações prescritas pelo grupo de trabalho TC 162-TDF da RILEM. Esse grupo, tem-se destacado no âmbito da normalização de ensaios a serem realizados para caracterização de materiais com fibras, assim como para o estabelecimento de parâmetros a serem utilizados na análise e dimensionamento de estruturas de concreto reforçadas com fibras de aço.

O critério de avaliação da tenacidade pela RILEM, baseia-se na capacidade de absorção de energia, entendida como a área sob a curva P-δ (P é a força aplicada ao corpo-de-prova e δ é o seu deslocamento vertical). A contribuição das fibras para a tenacidade do compósito é avaliada através da subtração da parcela de tenacidade que provém da resposta da matriz cimentícia.

Na Figura 5.10 ilustra-se uma típica resposta do comportamento à flexão de compósitos com fibras, juntamente com as expressões utilizadas para cálculo das resistências equivalentes à tração na flexão ($f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$) e das resistências residuais em flexão (f_{R1} e f_{R4}). Os significados dos parâmetros apresentados nessa figura são:

F_L - é a força máxima de *offset* dentro do intervalo de δ=0,05 mm. Esse intervalo é obtido com o auxílio de uma reta paralela à tangente inicial, passando pelo ponto que caracteriza o deslocamento δ de *offset*. Esse procedimento geométrico para cálculo do valor de F_L, faz parte das recomendações de versões anteriores da RILEM. A versão mais atual permite tomar simplificadamente, F_L, como sendo o maior valor de força registrado no intervalo de δ=0,05mm. Aqui, com auxílio de uma ferramenta computacional denominada TENAC (Ferreira et al., 2000), foi possível considerar o valor de F_L como sendo o de *offset*.

δ_L – é o valor de deslocamento vertical correspondente a F_L;

$f_{fct,L}$ – é a tensão correspondente à força F_L, dado pela expressão: $f_{fct,L} = \frac{3.F_L.L}{2.b.h_{sp}^2}$;

L – é o vão livre do corpo-de-prova e b é a sua largura;

h_{sp} – distância do topo do entalhe até a face superior do corpo-de-prova;

D^b_{BZ}, $D^f_{BZ,2}$ e $D^f_{BZ,3}$ – parcelas de absorção de energia pela matriz e pelas fibras, respectivamente. São calculadas através da área sob a curva P-δ até deslocamentos específicos (ver Figura 5.10);

$F_{R,1}$ e $F_{R,4}$ – valores de força correspondentes aos deslocamentos δ_{R1}=0,46 mm e δ_{R4}=3,00 mm. São valores utilizados para cálculo das resistências residuais dos compósitos.

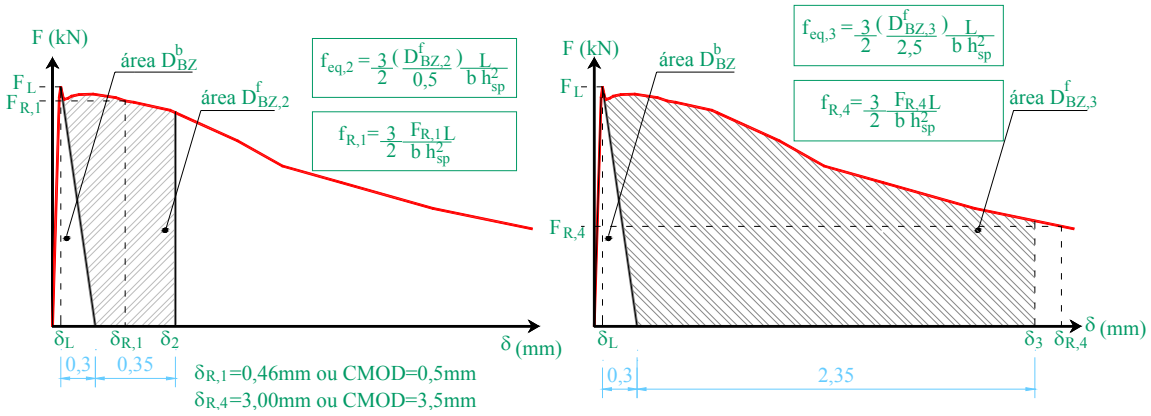


Figura 5.10 – Critérios da RILEM para avaliação do comportamento de materiais com fibras

De acordo com a RILEM TC 162-TDF, as parcelas de tenacidade ($D^f_{BZ,2}$ e $D^f_{BZ,3}$) são transformadas em resistências flexionais equivalentes ($f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$) para os diferentes níveis de deslocamentos δ_2 e δ_3. A capacidade de carga do material em relação a um valor pré-definido de flecha é ser avaliada através do conceito de resistências flexionais residuais ($f_{R,1}$ e $f_{R,4}$). Utilizando-se esses conceitos, na Tabela 5.6 apresentam-se os valores de forças e resistência calculados com base nas recomendações da RILEM.

Na Tabela 5.6 é também apresentado o valor da força (F_M), que corresponde à força máxima alcançada pelo compósito ao longo do histórico de carregamento. Seguindo uma tendência européia, a RILEM descartou o conceito de força de primeira fissura (*first-crack strength*) e passou a adotar o valor de F_L, que é a força máxima de *offset*.

Tabela 5.6 – Forças e resistências conforme RILEM (2002a)

Compósitos	Forças				Resistências				
	F_L (kN)	F_M (kN)	$F_{R,1}$ (kN)	$F_{R,4}$ (kN)	$f_{fct,L}$ (MPa)	$f_{eq,2}$ (MPa)	$f_{eq,3}$ (MPa)	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)
CPA	8,00	8,00	1,26	-	2,33	-	-	0,37	-
CPA1A	13,41	13,41	12,46	5,22	3,87	3,31	2,58	3,60	1,51
CPA1.5A	13,15	16,10	16,01	6,10	3,73	4,58	3,16	4,54	1,73
CPA2A	14,50	17,59	17,35	7,59	4,56	5,53	4,20	5,45	2,38
CPA1B	12,12	12,12	7,11	3,16	3,84	2,01	1,62	2,25	0,99
CPA1.5B	13,87	13,87	7,09	2,82	3,95	1,80	1,41	2,03	0,81
CPA2B	12,75	12,75	8,90	2,92	4,03	2,68	1,87	2,81	0,92
CPA2.5B	9,59	9,59	5,63	2,18	2,89	1,55	1,20	1,70	0,66
CPA0.5A1.5B	11,74	11,74	8,13	2,20	3,47	2,29	1,49	2,40	0,65
CPA1A1B	11,30	11,30	7,18	3,73	3,64	2,03	1,76	2,31	1,20
CPA1.5A0.5B	11,81	11,81	10,29	4,69	3,51	2,88	2,34	3,06	1,39
CPA1.5A0.5C	16,41	17,78	17,23	9,32	4,58	4,94	3,98	4,79	2,61
CPA1.5A1.5C	16,01	20,95	20,91	9,42	4,79	6,46	4,80	6,25	2,81
CPA1.5A2.5C	22,12	23,68	23,49	12,79	6,13	6,49	4,97	6,51	3,55
CPA1.5A3.5C	20,03	21,42	20,79	6,08	5,52	5,66	3,75	5,73	1,68
CPM	14,19	14,19	1,25	-	4,04	-	-	0,36	-
CPM1A	12,05	12,05	7,53	3,69	3,32	1,97	1,58	2,07	1,02
CPM1A1C	17,63	18,53	16,92	7,47	5,17	5,06	3,73	4,96	2,19
CPM1A2C	19,37	21,94	19,73	8,04	5,54	5,73	4,13	5,65	2,30
CPM1A2.5C	10,03	10,03	6,34	2,26	2,95	1,54	1,07	1,86	0,66

Com base nos resultados da Tabela 5.6, os valores de resistência máxima de *offset* e resistências flexionais equivalentes são representados graficamente através das Figuras 5.11 e 5.12. De acordo com a RILEM, o valor de $f_{fct,L}$ corresponde à tensão referente à força F_L e representa a parcela de resistência proveniente da contribuição da matriz cimentícia. Os valores de resistências flexionais equivalentes, $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ representam o comportamento do compósito proveniente da parcela de contribuição das fibras na resistência do material.

Para os CCAD de argamassa a adição de fibras sempre aumentou o valor da resistência ($f_{fct,L}$) assim, pode-se dizer que para esses compósitos a contribuição da matriz em termos de resistência foi incrementada com a incorporação de fibras de aço.

Ainda com relação aos CCAD de argamassa não se percebeu mudanças significativas entre os valores de resistência ($f_{fct,L}$) para os compósitos produzidos com

fibras A, B e A+B. Exceção ocorreu para os compósitos CPA2.5B e CPA2A, que apresentaram respectivamente, valores de resistência inferior e superior aos demais.

Os compósitos híbridos com adição de microfibras de aço do tipo C às fibras do tipo A, foram os que apresentaram maiores valores de resistência ($f_{fct,L}$) entre todos os CCAD de argamassa analisados. Uma tendência de aumento nessa resistência foi detectada em função do acréscimo de microfibras até o volume de 2,5%. É interessante notar que o compósito CPA1.5A0.5C apresentou valor de resistência superior ao compósito CPA1.5A (sem microfibras de aço) e inferior aos demais: CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C. Para o compósito CPA1.5A3.5C o elevado volume de fibras pode ter prejudicado o desempenho da matriz.

Para os CCAD de microconcreto o valor da resistência ($f_{fct,L}$) do compósito CPM1A diminuiu em relação ao compósito CPM. Isso mostra que a presença isolada da fibra A não melhorou a contribuição da matriz de microconcreto em termos dessa resistência. Entretanto, com a incorporação das microfibras de aço às fibras do tipo A, verificou-se aumento no valor da resistência $f_{fct,L}$. Essa tendência foi verificada nos compósitos CPM1A1C e CPM1A2C, nos quais, a resistência foi respectivamente, de 28% e 37% maior do que a do CPM.

Os valores das resistências $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, caracterizam o comportamento dos compósitos em relação ao desempenho das fibras. Logo, destaca-se entre os CCAD de argamassa, o desempenho dos compósitos CPA1.5A, CPA2A, CPA1.5A0.5C, CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C e, entre os CCAD de microconcreto, somente o compósito CPM1A2C. Nesses compósitos, a ação das fibras de aço elevou o nível de resistência do material de forma que a resistência flexional equivalente ($f_{eq,2}$) superou o valor de resistência dado pela contribuição apenas da matriz ($f_{fct,L}$).

Em nenhum dos compósitos analisados com a presença da microfibra B, verificou-se aumento na resistência equivalente. Com isso, pode-se dizer que essa microfibra não apresentou as características necessárias para poder proporcionar aumento na capacidade de carga do compósito além da contribuição da matriz cimentícia.

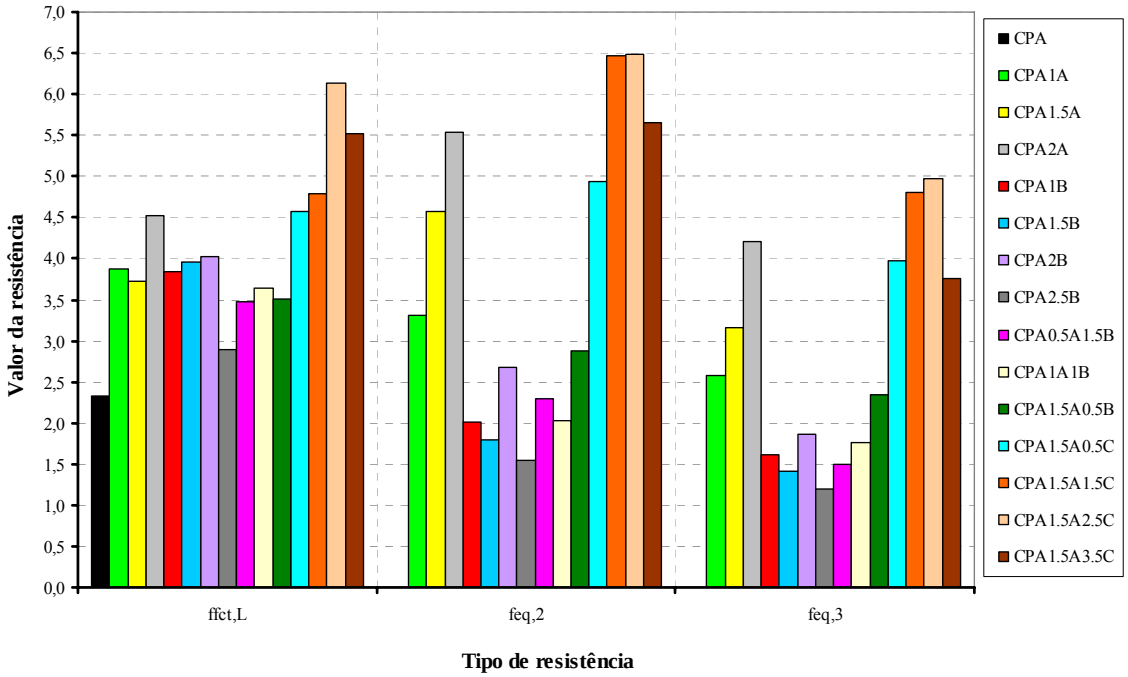


Figura 5.11 – CCAD de argamassa: valores de resistência

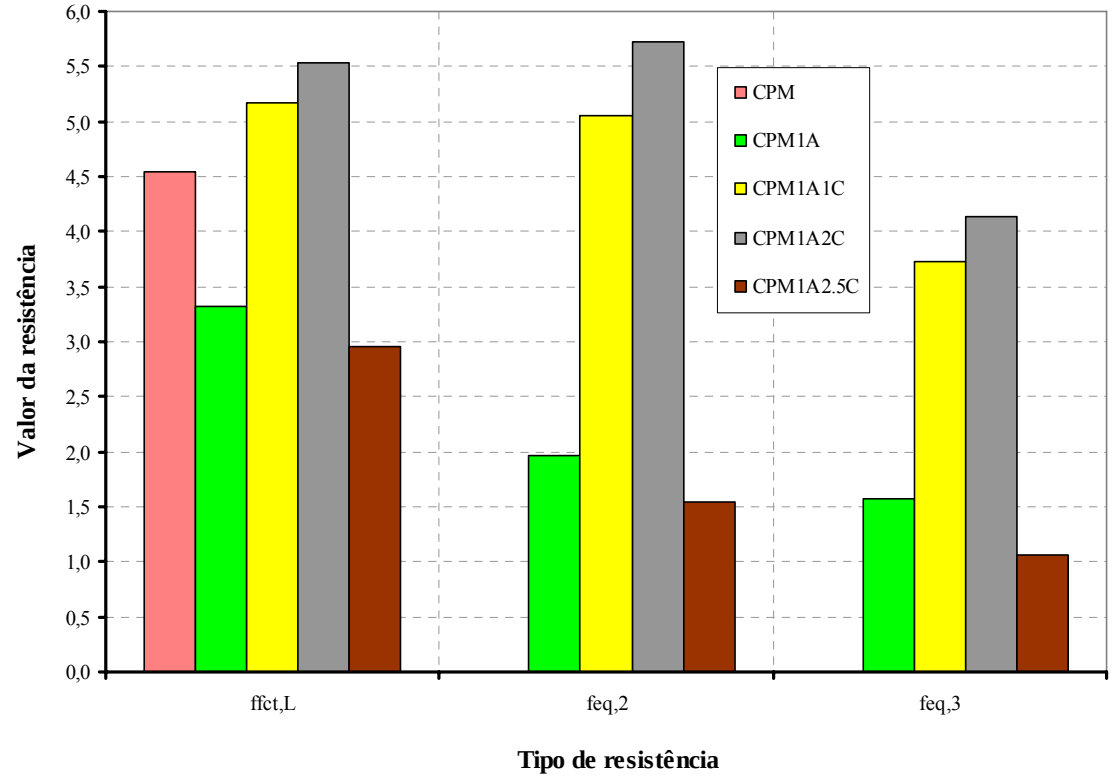


Figura 5.12 – CCAD de microconcreto: valores de resistência

A resistência flexional residual ($f_{R,1}$) é um parâmetro que permite avaliar a resistência do compósito em função da contribuição das fibras para um nível específico de deformação, no caso, o deslocamento vertical da linha de carga igual a δ=0,46 mm.

Na Figura 5.13 ilustra-se o valor desse parâmetro comparativamente à parcela de resistência da matriz. Dessa maneira, é possível analisar o efeito da contribuição das fibras no desempenho dos diversos compósitos num mesmo nível de deformação.

As fibras A, isoladamente e em volumes de 1,5% e 2%, contribuíram para aumento da tenacidade do CCAD de argamassa. Nesses, a ação das fibras foi suficiente para elevar a capacidade de absorção de energia do material na fase pós-pico.

A incorporação das microfibras de aço do tipo C resultou em maior elevação do nível de resistência residual para os compósitos de argamassa do que para os compósitos de microconcreto. Recorda-se que nesses últimos o volume de fibras A foi de 1%, enquanto que nos compósitos de argamassa foi de 1,5%.

Novamente, adverte-se a deficiência no comportamento dos compósitos com adição das microfibras B. Nesses, a parcela de resistência dada pela adição da microfibra é menor do que a contribuição dada pela matriz, ou seja, não houve absorção de energia, mas apenas dissipação devido ao escorregamento das microfibras em relação à matriz.

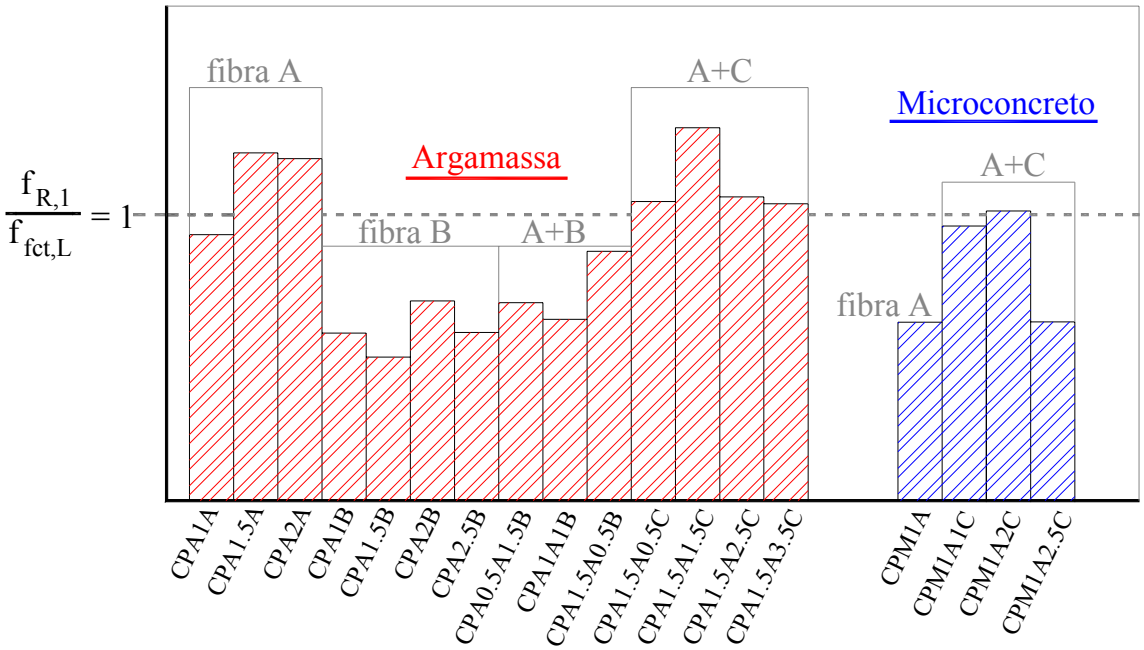


Figura 5.13 – Relação entre resistências

É possível ainda, verificar a contribuição das fibras e microfibras de aço na tenacidade do compósito agora, para um nível de deformação mais elevado. A Figura 5.14 mostra a relação entre as resistências ($f_{R,4}$) e ($f_{fct,L}$). A resistência flexional residual corresponde nesta ocasião, a um deslocamento vertical da linha de carga igual a δ=3,0 mm.

Em razão do elevado nível de deformação, o padrão de resistência de todos os compósitos foi inferior à resistência dada pela contribuição da matriz cimentícia. Entretanto, em alguns compósitos, a capacidade resistente manteve-se ainda, acima da metade da resistência observada na fase de solicitação inicial (deslocamento δ=0,05 mm).

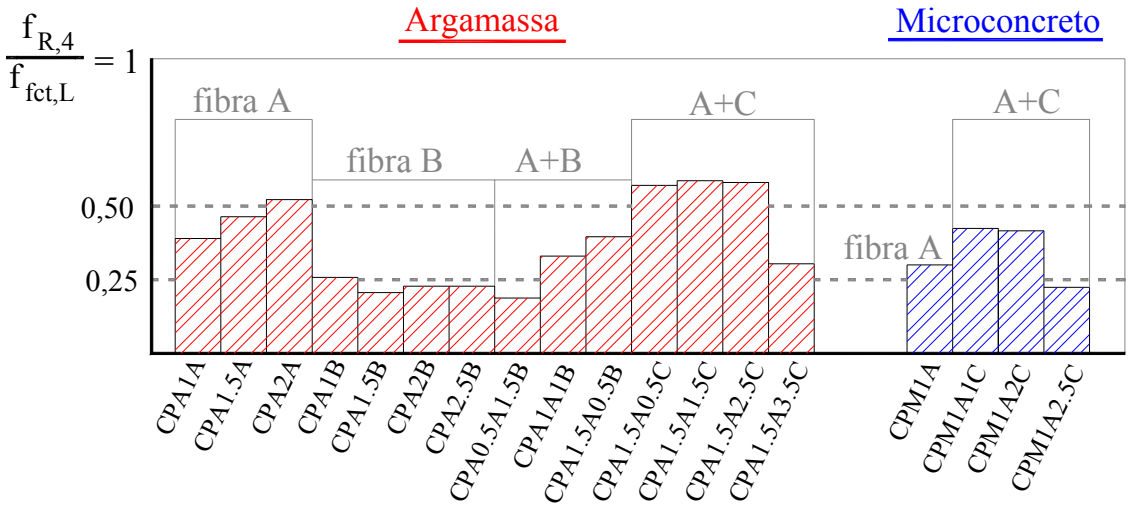


Figura 5.14 – Relação entre resistências

Na Figura 5.15 analisa-se a relação entre a força máxima de *offset* (F_L) e a força máxima resistida pelos compósitos (F_M). De acordo com o ilustrado nessa figura, nos compósitos representados por uma única cor, a força F_M é igual a F_L, ou seja, as fibras não proporcionaram aumento da capacidade de carga além da contribuição da matriz. Nos compósitos, em que *hachurado* de cor amarela se faz presente, a força F_M é supeiror a F_L, isto é, a capacidade de carga é incrementada pela parcela de contribuição das fibras.

Fica evidente para se constatar que nos CCAD de argamassa, a capacidade de carga da matriz foi aumentada em razão da presença das fibras e/ou microfibras. Já no CCAD de microconcreto, a capacidade da matriz foi a princípio reduzida com a presença isolada da fibra A. Porém, com a incorporação das microfibras C à fibra A, verificou-se aumento na capacidade de carga por parte da matriz, mas também decréscimo para o compósito CPM1A2.5C.

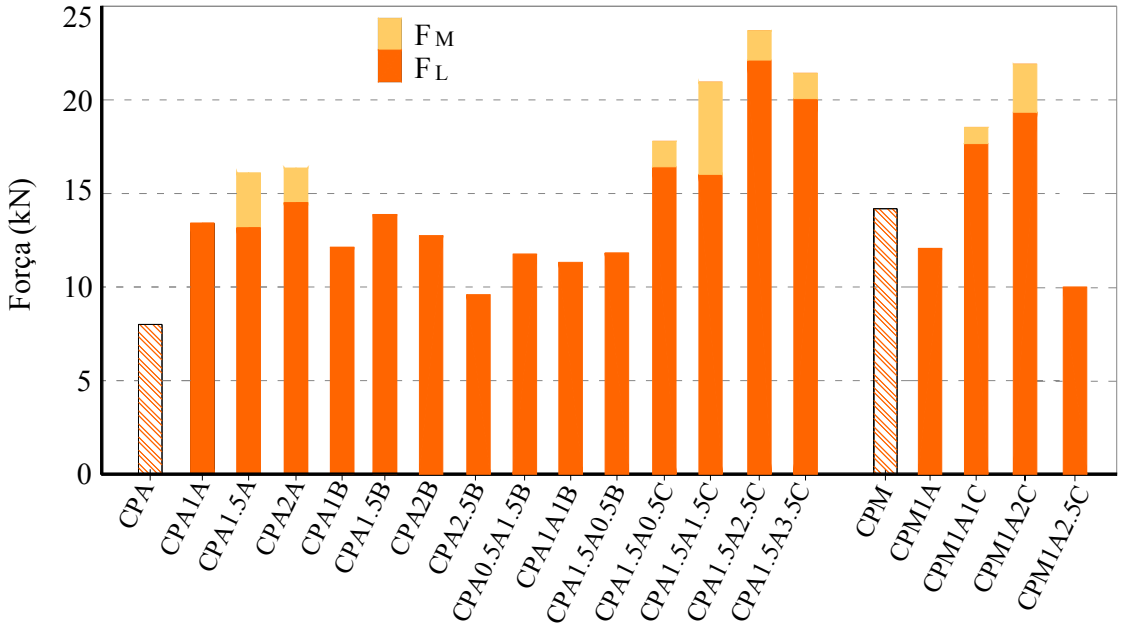


Figura 4.16 – Força máxima de *offset* (F_L) e força máxima do compósito (F_M)

5.5.2.2.Curvas P-CMOD

O conjunto global de curvas P-CMOD obtidas nos ensaios de flexão, relativo ao comportamento dos diversos compósitos estudados encontram-se reunidos no **Apêndice A**. Para representar o comportamento de cada compósito, selecionou-se dentre as três curvas obtidas por grupo, a curva "média", que é aquela de comportamento intermediário que possa ser representativo das outras duas curvas do grupo.

Nos compósitos CPA1.5A2.5C, CPA1.5A3.5C e CPM1A1C, por conta do desempenho distinto entre as três curvas de cada grupo, selecionou-se ao invés da curva "média", a curva de "maior potencial" para representação desses compósitos. A curva "potencial" é aquela que representa o comportamento do exemplar do grupo que demonstrou maior ductilidade e resistência.

O comportamento desigual entre as curvas que representam os compósitos mencionados anteriormente, acentuou-se mais notavelmente após a ruptura da matriz, ou seja, quando a contribuição das fibras passa a ser efetiva. Isso mostra que a concentração e a maneira como as fibras encontram-se distribuídas à frente da região do entalhe em muito influenciam no desempenho do compósito.

Nas Figuras 5.16 e 5.17 reúnem-se as curvas "médias" P-CMOD dos CCAD de argamassa e de microconcreto, respectivamente.

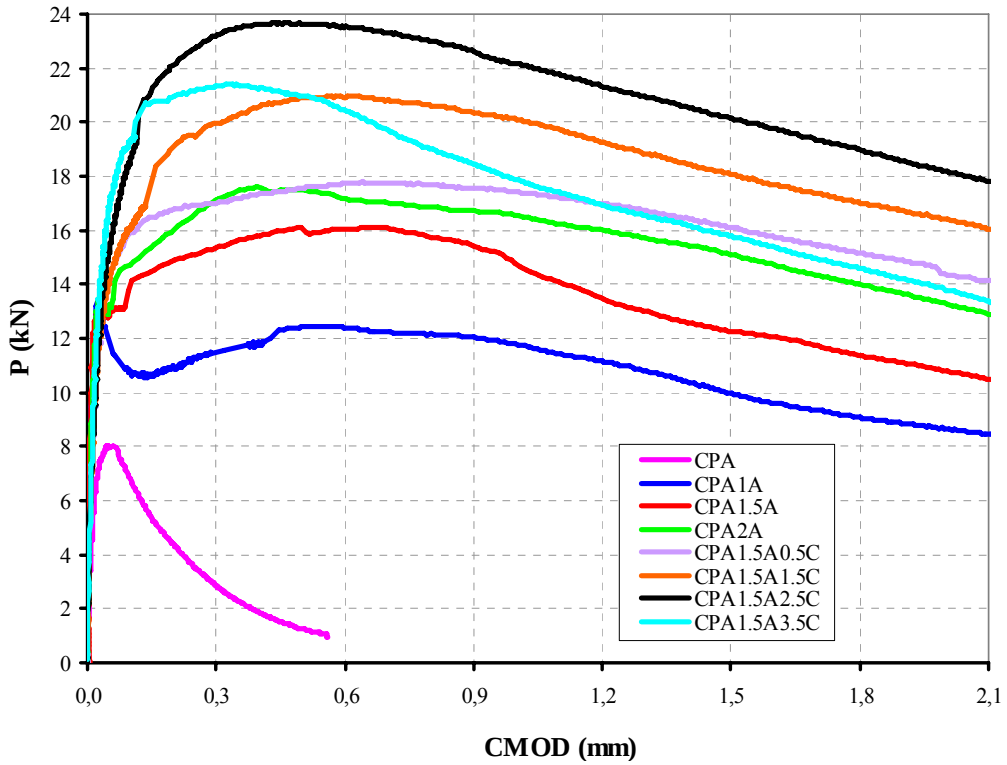


Figura 5.16 – Curvas P-CMOD dos CCAD de argamassa

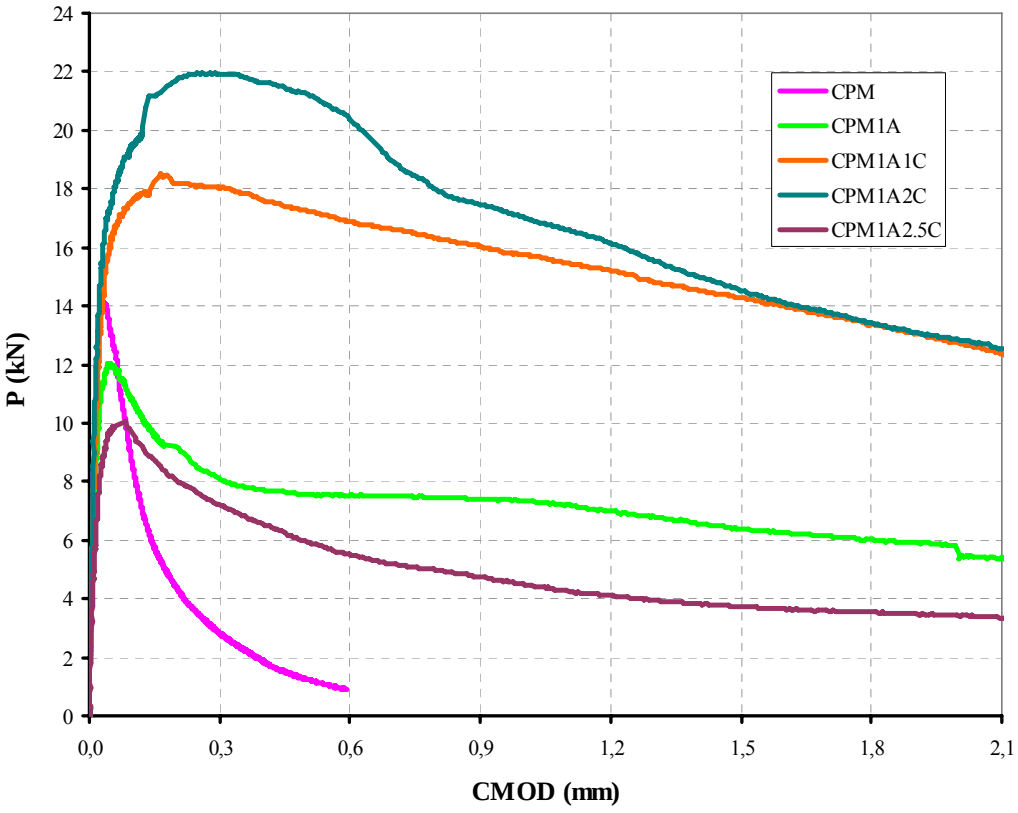


Figura 5.17 – Curvas P-CMOD dos CCAD de microconcreto

Como pôde ser visto, a presença de fibras e microfibras de aço na matriz cimentícia de argamassa melhorou o seu comportamento, traduzido em termos de

aumento da capacidade de absorção de energia e elevação dos níveis de resistência antes e após a ruptura da matriz. O aumento no volume de fibras A, proporcionou melhora gradual na ductilidade desses compósitos. Sobremaneira, a incorporação das microfibras C às fibras A contribuiu ainda mais nesse sentido.

Com a adição de 0,5% de microfibras, foi possível elevar a capacidade de absorção de energia do compósito CPA1.5A ao mesmo nível do CPA2A. Daí por diante, com o aumento no volume de microfibras até 2,5%, respostas ainda melhores foram obtidas. Na Figura 5.18 são reapresentadas as curvas mostradas na Figura 5.16, agora dando ênfase ao intervalo inicial de solicitação do compósito (CMOD até 0,15 mm). Assim, é possível melhor compreender o efeito das microfibras na resposta do material.

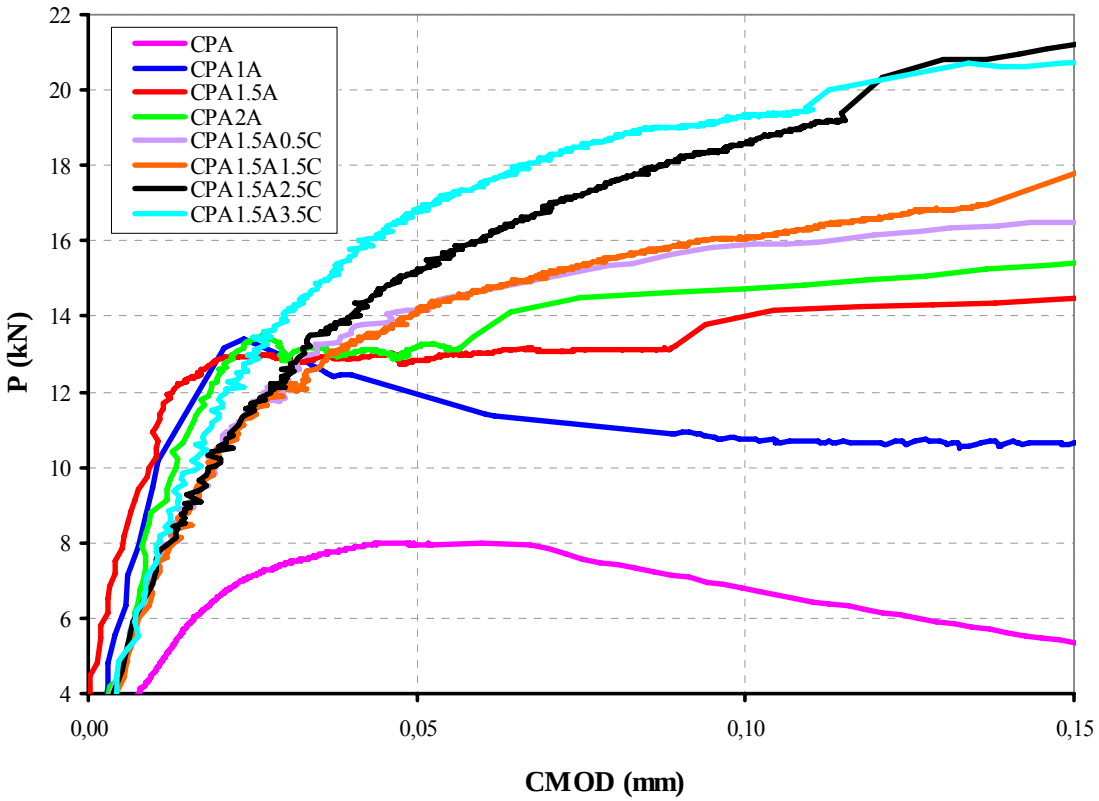


Figura 5.18 – Comportamento P-CMOD inicial dos CCAD de argamassa

Com a presença das microfibras a rigidez inicial das curvas dos compósitos foi diminuída em razão da maior descontinuidade na matriz provocado pela elevada quantidade de fibras. Nos compósitos com presença apenas da fibra A, o trecho após a fissuração da matriz, que se caracteriza pela transferência de tensões da matriz para as fibras encontra-se bem definido - resistência constante e CMOD variável. Quando se

tem microfibras presentes na matriz, a transferência de tensões foi gradual e ocorreu com aumento da capacidade de carga dos compósitos.

O processo de transferência de tensões durante a evolução da fissuração da matriz é então facilitado pela presença das microfibras, que devido à grande quantidade dispersa na matriz, aumenta a possibilidade de interceptação de uma fissura. Com isso, o crescimento da fissura, fica condicionado à elevação do nível de carregamento aplicado ao compósito.

Da Figura 5.17, mostrada anteriormente, verifica-se que a presença de fibras e microfibras na matriz de microconcreto melhorou, principalmente, a capacidade de absorção de energia desses compósitos. Já a capacidade resistente foi diminuída com a presença isolada das fibras A. Com a incorporação de 1% e de 2% de microfibras, o comportamento do compósito CPM1A experimentou uma elevação dos níveis de resistência e absorção de energia. Para visualizar o efeito das microfibras no processo de transferência de tensões na matriz de microconcreto, apresentam-se na Figura 5.19 as curvas P-CMOD para intervalo de CMOD até 0,15 mm.

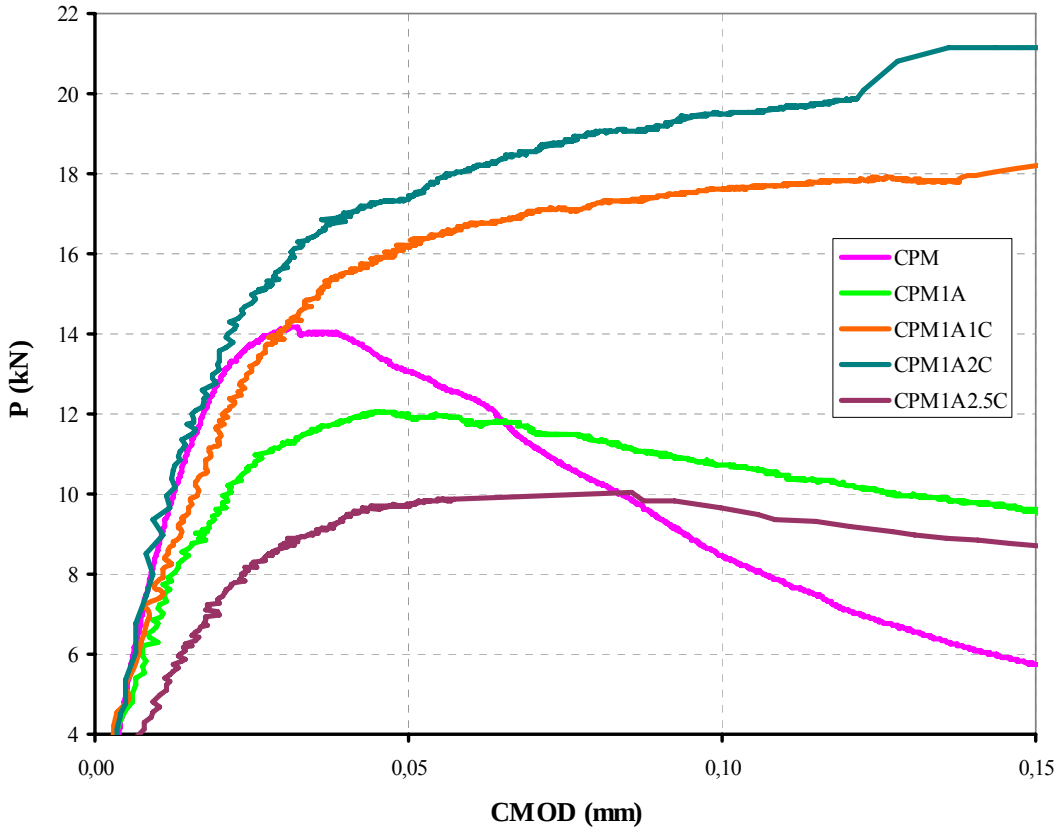


Figura 5.19 – Comportamento P-CMOD inicial dos CCAD de microconcreto

No comportamento P-CMOD dos compósitos CPM1A1C e CPM1A2C o trecho inicial reto estendeu-se de forma semelhante ao microconcreto sem fibras, podendo-se

notar que o início da fissuração da matriz ocorreu inclusive, praticamente no mesmo nível de solicitação. Nos demais compósitos (CPM1A e CPM1A2.5C) a fissuração da matriz aconteceu com uma solicitação inferior à necessária para provocar o mesmo efeito na matriz sem fibras.

Com a fissuração da matriz, em virtude da presença das microfibras, verificou-se que o processo de transferência de tensões matriz-fibras ocorreu com elevação dos níveis de resistência nos compósitos CPM1A1C e CPM1A2C. Ainda, com o aumento no volume de microfibras de 1% para 2%, percebeu-se melhora no comportamento desses materiais nesse processo.

Com o intuito de caracterizar estruturalmente o comportamento dos diversos compósitos analisados, apresenta-se a classificação a seguir com base na ilustração da Figura 5.20.

- ***Compósitos CPA e CPM***: comportamento quase-frágil, característico da matriz sem fibras. O diagrama P-CMOD passa a apresentar não-linearidade a partir do momento em que a microfissuração da matriz torna-se mais acentuada. A evolução da microfissuração ocorre até o ponto onde se verifica localização da deformação (ponto de força máxima). Uma vez alcançado esse ponto, um aumento do carregamento provoca a ruptura do material;
- ***Compósitos CPA1A, CPM1A e CPM1A2.5C***: *"softening"*, após a fissuração da matriz, apresenta apenas ganho de tenacidade em razão da melhor capacidade de transmitir tensões entre as faces da fissura. A ruptura ocorre mais lentamente;
- ***Compósitos CPA1.5A, CPA2A***: comportamento plástico devido à ductilidade apresentada pelo material. É capaz de suportar, após a fissuração da matriz, uma deformação significativa sob carregamento constante, antes de ocorrer uma ruptura bem lenta;
- ***Compósitos CPA1.5A0.5C, CPA1.5A1.5C, CPA1.5A2.5C, CPA1.5A3.5C, CPM1A1C e CPM1A2C***: característica de pseudo-encruamento, onde evidencia-se um aumento da capacidade de carga e tenacidade após a fissuração da matriz.

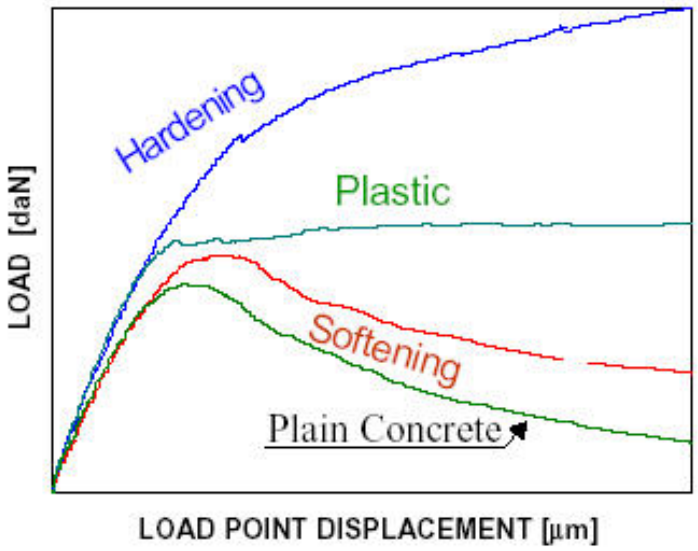


Figura 5.20 – Comportamento do concreto com diferentes volumes de fibras (CANGIANO et al., 2000)

O comportamento dos compósitos em que foram adicionadas à matriz as microfibras do tipo B foi caracterizado por pequeno ganho de tenacidade após a fissuração da matriz (Figura 5.21). Nesses compósitos a carga máxima foi condicionada à ruptura da matriz, ou seja, não se verificou nenhum acréscimo de resistência pela ação das fibras após a fissuração da matriz.

Segundo Bentur & Mindess (1990), com a fissuração da matriz, o mecanismo de transferência de tensões para as fibras é controlado pelo atrito. Assim, o efeito da presença de ganchos nas extremidades das fibras tem grande influência no desempenho dos compósitos. Portanto, pode-se afirmar que a configuração geométrica das microfibras do tipo B não contribuiu para evitar o seu deslizamento em relação à matriz. Logo, o compósito ao invés de absorver, dissipou energia com o deslizamento das microfibras.

Alcântara et al. (2005) observaram a influência da adição de fibras metálicas de 30 mm de comprimento, retas e sem ganchos, no comportamento de concretos auto-adensáveis de 35 a 40 MPa de resistência à compressão. No comportamento à flexão (Figura 5.22), verificou-se que a adição de fibras metálicas contribuiu para o aumento de resistência à flexão, porém, na fase pós-fissuração, as fibras em pouco influenciaram a modificação do comportamento frágil do material. Esse desempenho, segundo os autores foi uma conseqüência do deslizamento das fibras.

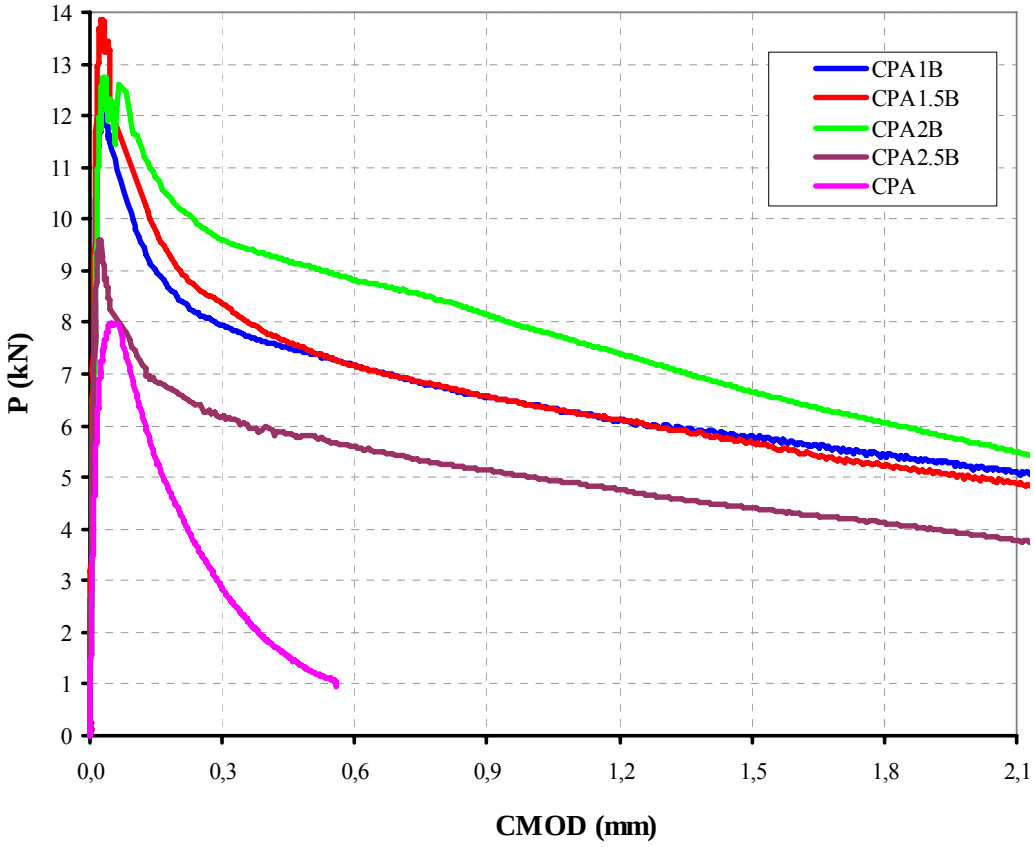


Figura 5.21 – Comportamento dos compósitos com microfibras B

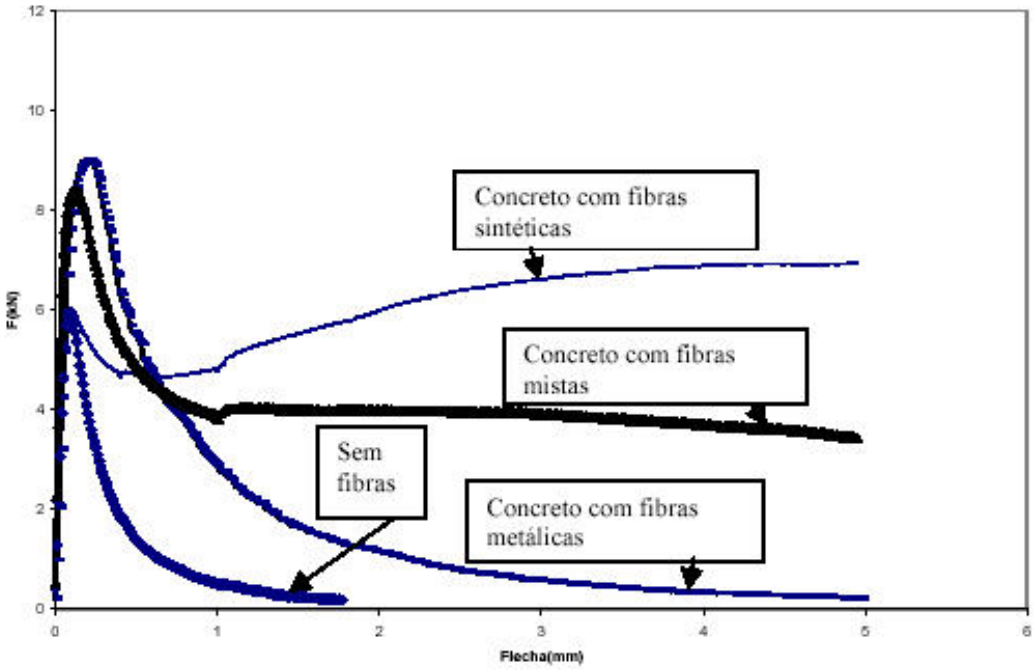


Figura 5.22 – Concreto auto-adensável com fibras metálicas sem ganchos (ALCANTÂRA et al., 2005)

5.5.2.3.Curvas de Resistência ao Fraturamento

As curvas P-CMOD obtidas experimentalmente (Figuras 5.16 e 5.17) são agora analisadas sob o enfoque da Mecânica do Fraturamento. Para tanto, foram construídas curvas de resistência ao fraturamento seguindo-se a metodologia sugerida por Ferreira (2000), brevemente comentada no Capítulo 2.

As curvas de resistência obtidas para os CCAD de argamassa e de microconcreto são apresentadas nas Figuras 5.23 e 5.24, respectivamente. Nas figuras K_R é a resistência ao fraturamento e α é a profundidade da fissura (a) normalizada relativamente à altura (W) do corpo-de-prova prismático, ou seja, α = a/W.

Da análise das curvas de resistência é possível tecer algumas considerações quanto ao desempenho dos compósitos em termos de resistência à propagação de fissuras. De forma geral, a adição de fibras metálicas na matriz de argamassa, quanto na de microconcreto, aumentou a resistência ao crescimento das fissuras.

O ganho de resistência ao fraturamento ficou bem evidenciado principalmente no regime de ruptura pós-pico, aumentando entre os diferentes compósitos com o aumento do teor de fibras metálicas incorporadas a cada um deles. Exceções apenas para os compósitos CPA1.5A3.5C e CPM1A2.5C, em que suas resistências ao fraturamento ao longo do histórico de carregamento foram inferiores às dos compósitos CPA1.5A2.5C e CPM1A2C, respectivamente.

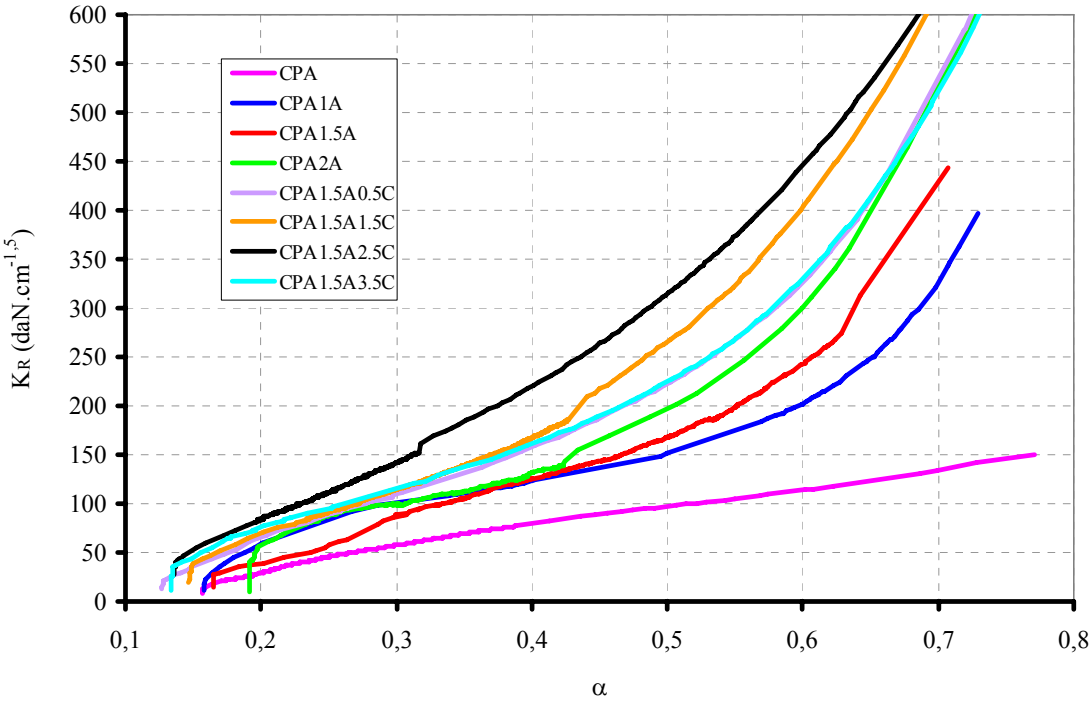


Figura 5.23 – Curvas de Resistência para os CCAD de argamassa

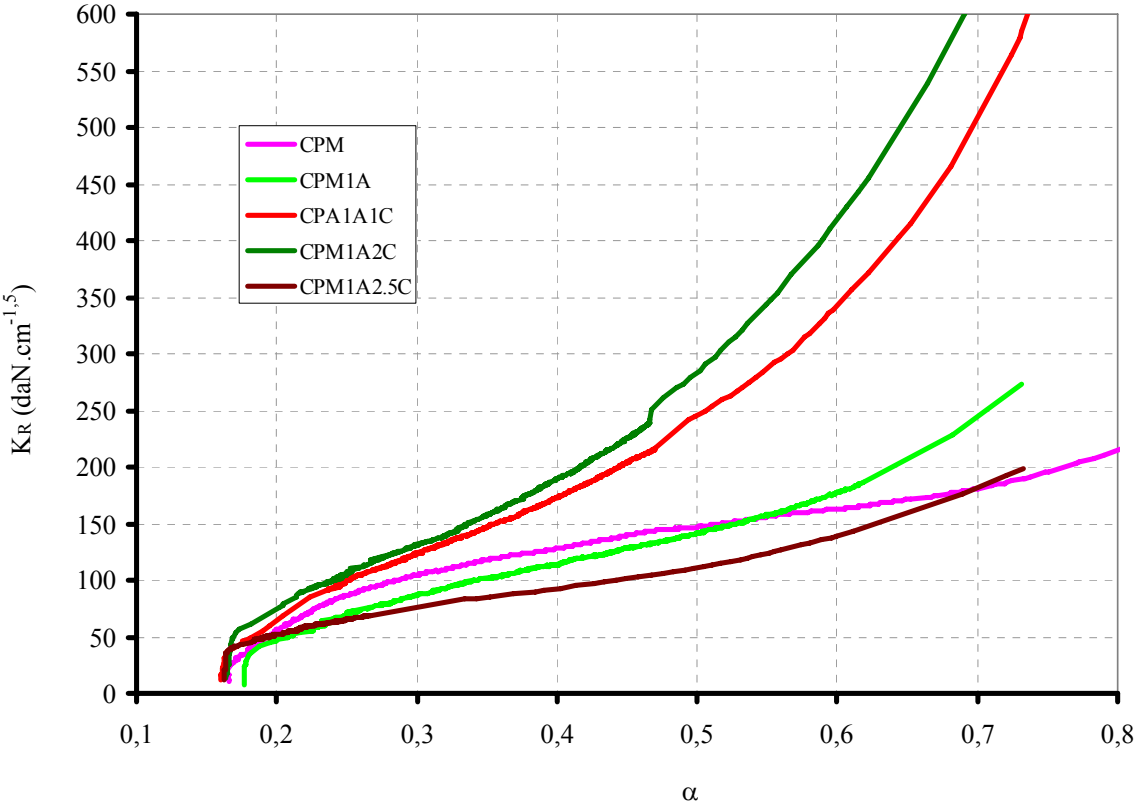


Figura5.24 – Curvas de Resistência para os CCAD de microconcreto

Do exame das Figuras 5.23 e 5.24, nota-se que na fase pós-pico de carregamento, os trechos finais das curvas de resistência para os CCAD de argamassa (CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C) e de microconcreto (CPM1A1C e CPM1A2C) são ascendentes, o que caracteriza o elevado ganho de resistência à propagação da fissura proporcionado pela presença das fibras e microfibras de aço. Tal fato, pode ser associado à dissipação de energia envolvida no processo de arrancamento das fibras e microfibras.

Para uma melhor visualização da resistência ao fraturamento dos compósitos, reapresentam-se, nas Figuras 5.25 e 5.26, as curvas de resistência anteriores, agora somente com os trechos iniciais tendo como limites $\alpha = 0{,}5$ e $K_R = 250$ daN.cm$^{-1,5}$.

Da Figura 5.25, no que diz respeito à matriz sem fibras (CPA), observa-se como era esperado uma baixa capacidade de resistência ao avanço da fissura, traduzido pela pequena extensão do trecho vertical inicial. Esse fato, sugere o crescimento subcrítico das fissuras mesmo em baixos níveis de carregamento, eventualmente em virtude da ausência de agregados graúdos na mistura. Por outro lado, a presença de fibras e microfibras de aço à matriz, parece ter retardado esse fenômeno.

Mesmo para pequenos estágios de avanços da fissura ($\alpha = 0{,}2$), as resistências ao fraturamento dos compósitos com fibras foram superiores à da matriz sem fibras

(CPA), chegando até a 183% de aumento para o compósito CPA1.5A2.5C. Do exame da Figura 5.25 é evidente que dentre todos os compósitos cimentícios de argamassa, os maiores ganhos de resistência foram os observados com os compósitos CPA1.5A1. CPA1.5A2.5C.

Da Figura 5.26, nota-se que para pequenos avanços da fissura, as resistências ao fraturamento dos compósitos CPM1A e CPM1A2.5C são inferiores às da matriz sem fibras. Entretanto, para maiores estágios de avanço da fissura, $\alpha > 0,6$, a resistência ao fraturamento dos compósitos CPM1A e CPM1A2.5C supera a da matriz. Para esse último, a configuração da sua curva (pequena declividade comparativamente às demais), indica a baixa resistência do material ao avanço da fissura.

Para $\alpha = 0,2$, as resistências ao fraturamento dos compósitos CPM1A1C e CPM1A2C foram, respectivamente, 18% e 36% superiores às da matriz sem fibras. Com relação ao compósito CPM1A os incrementos foram ainda mais significativos, 44% e 66% respectivamente, o que evidencia o efeito da presença das microfibras na resistência ao fraturamento.

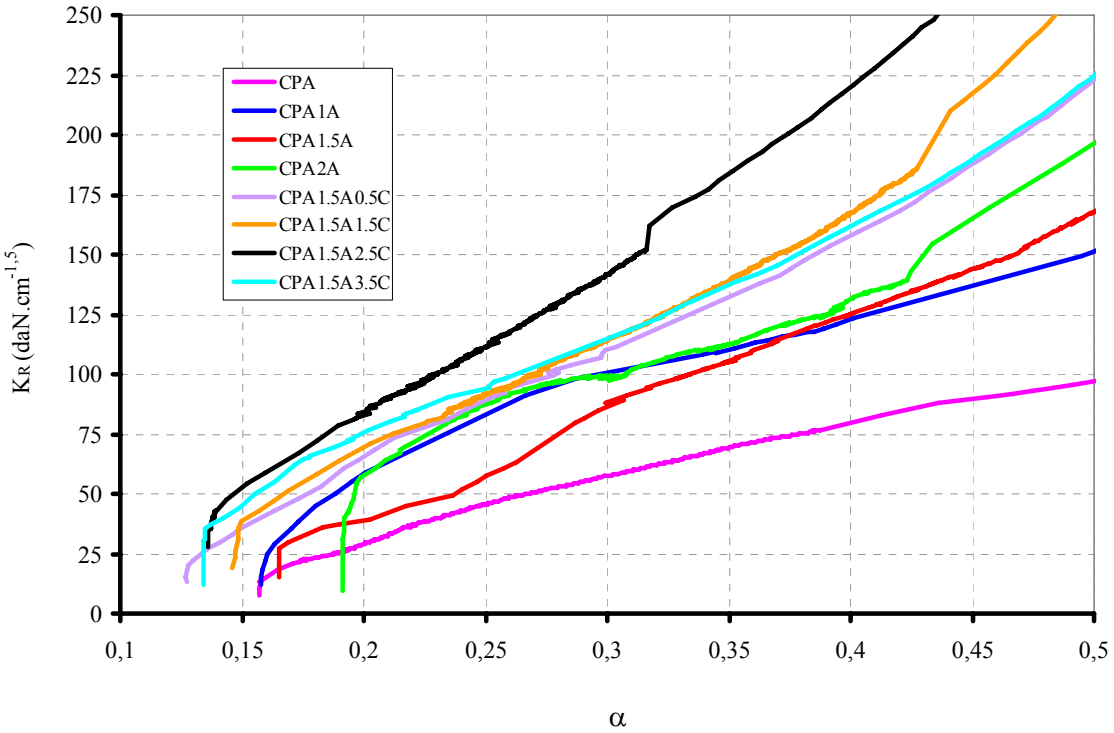


Figura 5.25 – Curvas de Resistência para os CCAD de argamassa - $\alpha<0,5$

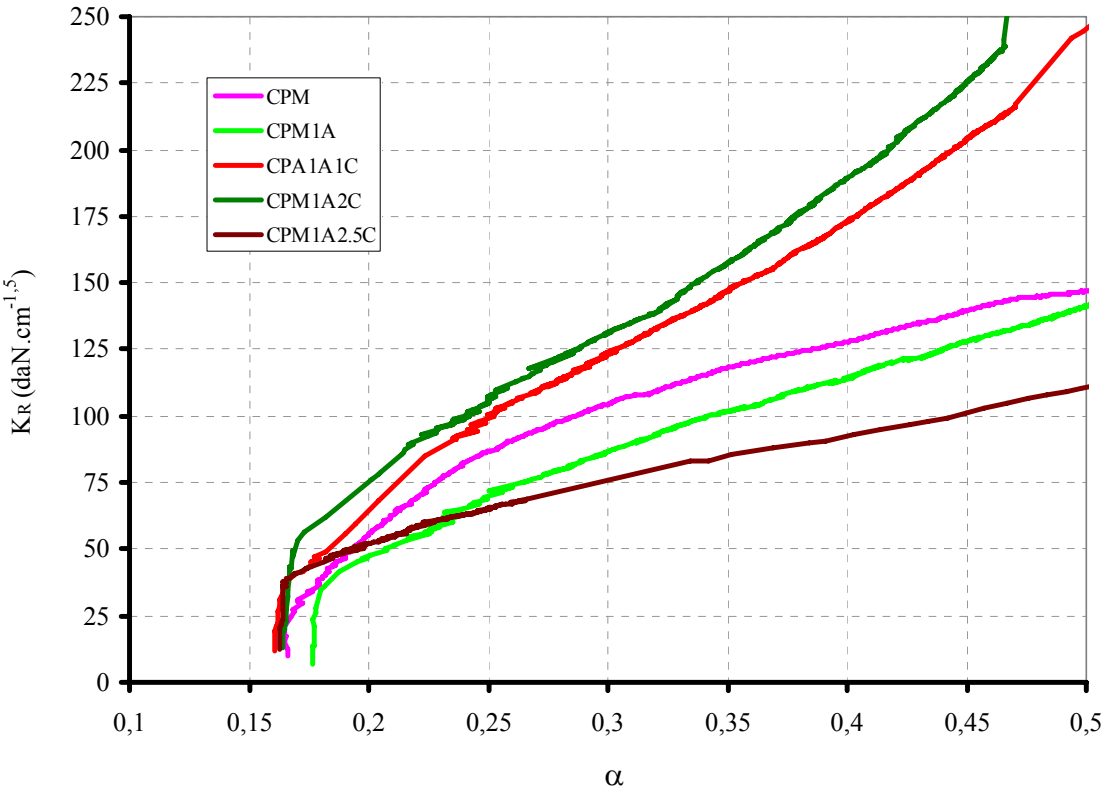


Figura 5.26 – Curvas de Resistência para os CCAD de microconcreto - $\alpha<0,5$

Por fim, na Figura 5.27, o desempenho das curvas de resistência dos CCAD de argamassa CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C é comparado com o do microconcreto CPM1A2C. Na figura são representadas também as curvas de resistência da matriz de argamassa e de microconcreto sem fibras juntamente com os históricos de carregamento ao longo do processo de ruptura.

Comparando-se o comportamento da matriz de argamassa (CPA) ao da matriz de microconcreto (CPM), verifica-se que esse último adquire maior resistência ao fraturamento após a ruptura da matriz (ponto A na figura). O intertravamento e arrancamento dos agregados graúdos pode ser o principal mecanismo responsável pelo aumento da tenacidade ao fraturamento do microconcreto.

Como mostra a figura, a partir do ponto em que se inicia o processo de crescimento de fissuras na matriz dos compósitos CPA1.5A1.5C, CPA1.5A2.5C e CPM1A2C, observa-se um aumento eminente da resistência ao fraturamento desses materiais. Por exemplo, analisando-se a ponta da fissura a 70% da altura da seção, infere-se que a resistência ao fraturamento alcança valores até quatro vezes superiores àqueles verificados à 1/3 da altura da seção.

O extraordinário ganho de resistência desses três compósitos foram aproximadamente iguais, com ligeira superioridade para o compósito de argamassa CPA1.5A2.5C, seguido pelo de microconcreto CPM1A2C e pelo CPA1.5A1.5C.

É importante destacar que a evolução do ganho de resistência ao fraturamento ocorreu para cada compósito segundo dois estágios distintos bem definidos: o estágio inicial da fissuração (antes da linha tracejada em amarelo), onde se verificou um aumento de tenacidade ao fraturamento um pouco mais suave, e o estágio final do processo de fissuração (após a linha tracejada em amarelo), onde a resistência ao fraturamento aumentou de maneira mais acentuada.

No estágio inicial é onde se inicia o processo de tracionamento das fibras e microfibras de aço e a transmissão de tensões entre as faces da fissura por meio dessas fibras. Nesse estágio, em que ocorre a formação das faces das fissuras, nota-se que uma característica é o fato da fissura mais evoluir do que o material ganhar resistência ao fraturamento.

No estágio final do processo de fissuração é onde se verifica um aumento considerável da resistência ao fraturamento do compósito por conta do arrancamento das fibras, que se encontram ancoradas à matriz cimentícia. Nesse estágio, a eficiência das fibras em relação à contribuição para o acréscimo de tenacidade ao fraturamento é refletida notavelmente.

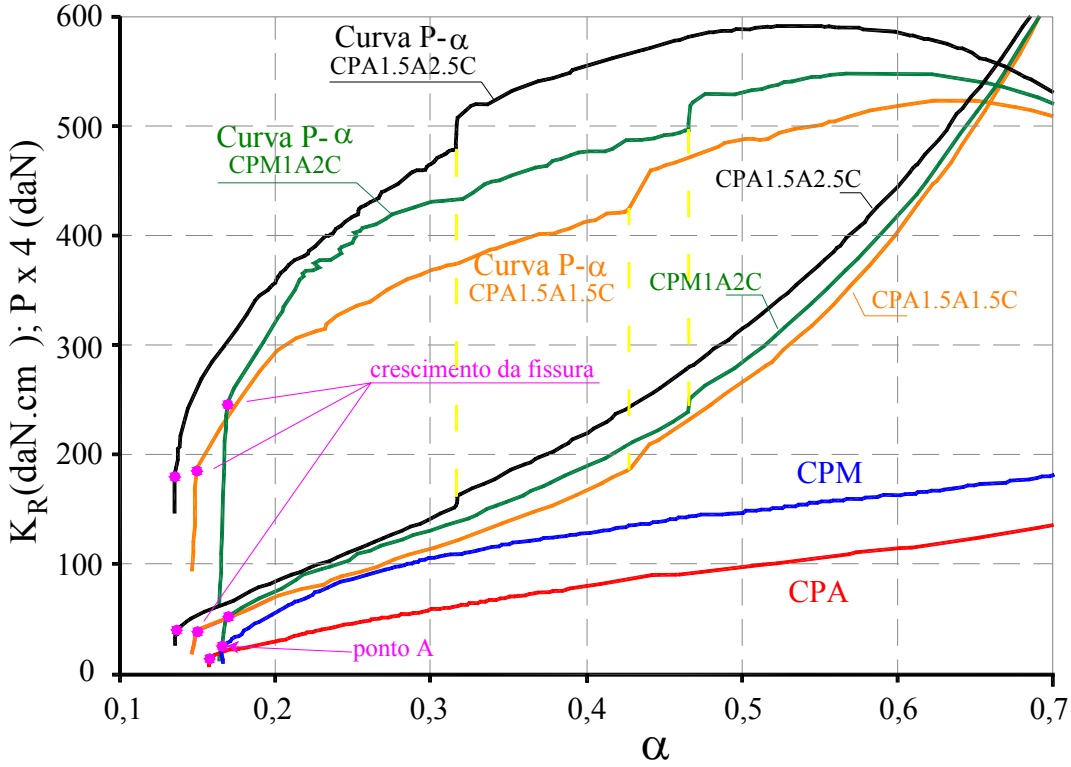


Figura 5.27 – Esquematização do desempenho dos compósitos CPA1.5A2.5C e CPM1A2C

5.5.3.Considerações quanto à definição do melhor compósito cimentício

A síntese das principais conclusões construídas ao longo do presente estudo está mencionada no Capítulo 9. No entanto, é importante deixar claro aqui que, considerando-se o ganho contínuo de resistência ao fraturamento, a característica de pseudo-encruamento e a aplicação específica a que se destina, escolheu-se o CPM1A2C dentre os vinte compósitos estudados, como o mais apropriado para reconstituir o banzo tracionado de vigas de concreto armado.

Não se pode deixar de destacar a resposta obtida com os demais compósitos, entre eles o CPA1.5A1.5C e o CPA1.5A2.5C. Como visto, a resistência ao fraturamento do compósito de microconcreto CPM1A2C é inferior ao do CPA1.5A2.5C e ligeiramente superior ao do compósito CPA1.5A1.5C.

A tenacidade flexional é um outro parâmetro que deve ser comentado em relação à definição do melhor compósito. Com relação à resistência máxima de *offset* ($f_{fct,L}$) o compósito CPM1A2C apresentou um valor 15,7% superior ao CPA1.5A1.5C e 10,6% inferior ao CPA1.5A2.5C. Com relação às resistências flexionais equivalentes ($f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$) o compósito de microconcreto apresentou uma resistência inferior aos dois compósitos de argamassa. Considerando-se os valores de $f_{eq,2}$, a resistência do microconcreto foi 12,7% e 13,3% inferior aos compósitos CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C, respectivamente.

Considerando-se as resistências residuais ($f_{R,1}$ e $f_{R,4}$), o valor obtido para o compósito de microconcreto foi inferior ao observado nos dois compósitos de argamassa. Considerando-se o valor de $f_{R,4}$, o valor da resistência residual do microconcreto foi 22,2% e 54,3% inferior aos compósitos CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C, respectivamente.

Não se pode esquecer também da resistência à tração por compressão diametral. O valor obtido para o compósito de microconcreto, a partir da média de seis corpos-de-prova cilíndricos, foi 5,1% superior CPA1.5A1.5C e 8,2% superior ao CPA1.5A2.5C.

Pelo que foi exposto neste item, constata-se que o desempenho dos compósitos CPA1.5A1.5C e CPA1.5A2.5C, em se tratando de tenacidade flexional, é superior ao do microconcreto. Porém, em termos de resistência ao fraturamento, pode-se dizer que o melhor resultado foi o obtido com o microconcreto, pois, não se deve esquecer que o compósito CPA1.5A2.5C representa o comportamento “potencial” e não o “médio” do seu grupo.

Portanto, dos resultados obtidos, pode-se dizer que se tem um compósito de argamassa (CPA1.5A1.5C) com desempenho compatível ao de microconcreto, e que ambos poderiam ter sido escolhidos. No entanto, o escolhido foi o de microconcreto, pois um outro aspecto adicional que norteou essa escolha foi a presença do agregado graúdo. Essa é uma característica importante na aderência da manta de PRFC ao substrato.

5.6.Bibliografia do Capítulo

ALCÂNTARA, M. A. M.; GRANJU, J.L.; PONS, G.; MOURET, M. (2005). Estudo comparativo de soluções mono e bi-fibradas para casos de concreto auto-adensável e concreto vibrado. In: 1° ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2005, São Carlos. *Anais*... São Carlos: 1°ENPPPCPM. 1 CD-ROM.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1999). *ACI 544.2R-99*: Measurement of properties of fiber reinforced concrete. Detroit.

BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. (1992). *Fiber reinforced cement composites*. McGraw-Hill International Editions, New York.

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). *Fibre reinforced cementitious composites.* Elservier Applied Science, London.

CANGIANO, S.; CUCITORE, R.; PLIZZARI, G. A. (2002). A new proposal for a standard test method on fiber reinforced concrete. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON STRUCTURAL APPLICATIONS OF STEEL FIBRE REINFORCE CONCRETE, Di Prisco M. e Toniolo G. Eds., Milano, Italia, 4 aprile 2000, pp. 11-17.

FERREIRA, L. E. T.; GETTU, R.; BITTENCOURT, T. N. (2000). TENAC – An automatic tool for the analysis of the toughness of steel fiber reinforced concrete, Universidade de São Paulo, Brazil, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.

FERREIRA, L. E. T. (2002). Sobre a resistência ao fraturamento do concreto e do concreto reforçados com fibras de aço. 266p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo. 2002.

RILEM TC 162-TDF (2002a): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.579-582, November.

TEUTSCH, M. (1997). Uses of fibrous concrete in concrete and precasting plants, *Concrete Precasting Plat and Technology*, BFT 10/1997, pp. 84-89.

CAPÍTULO 6
DESEMPENHO DO CCAD EM VIGAS NÃO ARMADAS ENTALHADAS E REFORÇADAS À FLEXÃO COM MANTA DE PRFC

6.1.Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos juntamente com a descrição da metodologia utilizada para investigar experimentalmente e numericamente o comportamento de vigas não armadas entalhadas sem reforço e reforçadas à flexão com mantas flexíveis de PRFC. O compósito cimentício CPM1A2C, de acordo com os resultados apresentados no Capítulo 5, foi o selecionado para moldagem das vigas.

O modo como o compósito cimentício responde à concentração de tensões nos entalhes das vigas sem reforço e reforçadas é um dos focos da presente investigação. Para efeito de referência nas comparações, vigas de microconcreto sem adição de fibras foram também moldadas.

Variou-se a relação a_v/h (a_v é o vão de cisalhamento e h é a altura da viga), de maneira que fosse possível concentrar tensões no entalhe da extremidade do reforço, ora no entalhe central localizado no meio do vão livre.

Logo, investiga-se no presente estudo, o efeito do tipo de material na resposta das vigas entalhadas reforçadas e sem reforço frente à concentração de tensões. Para tanto, as análises serão estabelecidas avaliando-se:

i) o comportamento resistente de vigas não armadas e sem reforço moldadas com o compósito cimentício CPM1A2C. Essas vigas serão aqui denominadas por *vigas-compósito*;

ii) o comportamento resistente das vigas-compósito reforçadas à flexão com mantas de fibras de carbono. Essas serão denominadas por *vigas-compósito-reforçadas*.

6.2.Configuração do ensaio

6.2.1.Características das vigas

Foram moldadas 24 vigas, sem armadura interna, com dimensões de 10 cm x 12 cm x 110 cm. As características geométricas dessas vigas e a disposição do carregamento são apresentadas na Figura 6.1. A dimensões são indicadas no Quadro 6.1.

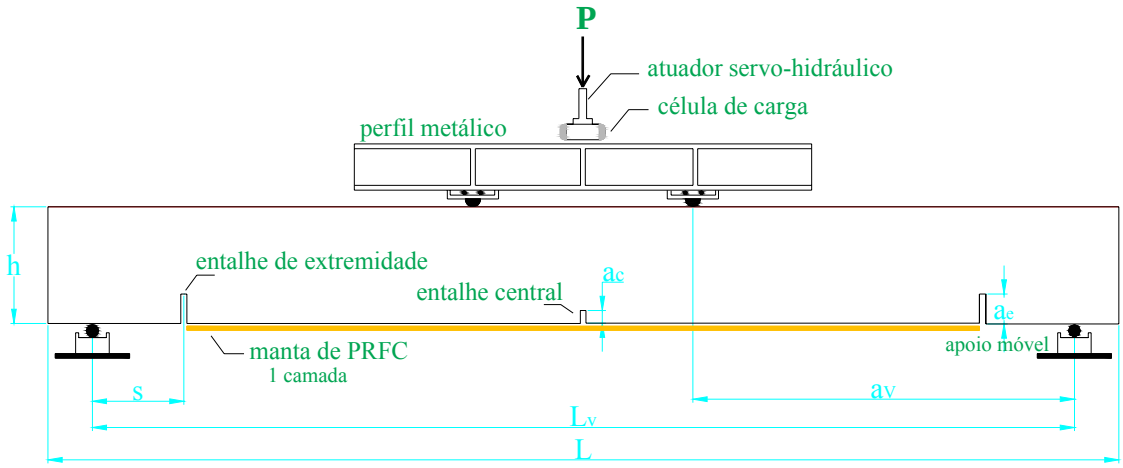


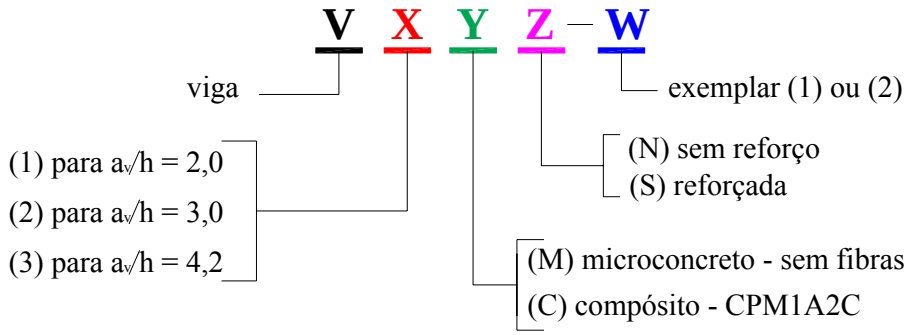
Figura 6.1 – Configuração geométrica das vigas e disposição do carregamento

Quadro 6.1 – Características geométricas das vigas

Altura da viga (h)	12 cm
Comprimento da viga – L	110 cm
Vão livre - L_v	100 cm
Vão de cisalhamento - a_v	variável: 24 cm, 36 cm e 50 cm
Profundidade do entalhe central - a_c	0,6 cm
Profundidade do entalhe de extremidade - a_e	3 cm
Distância do apoio ao entalhe de extremidade - s	9 cm

Como visto na Figura 6.1, as vigas foram dotadas de três entalhes, projetados (detalhes no item 6.3.2.5) para concentrar tensões, conforme a relação a_v/h no entalhe de extremidade, ora no entalhe central. Nessas condições, é que se pretende investigar a capacidade das vigas reforçadas e sem reforço moldadas com o compósito cimentício.

As vigas foram divididas em grupos conforme o valor da relação a_v/h, do tipo de material que foram moldadas, e da presença ou não do reforço externo. Na Tabela 6.1 apresenta-se a nomenclatura das vigas e a classificação utilizada. Para facilitar a identificação das características de cada viga, utilizou-se a seguinte simbologia:



Assim, V1MN – 1, por exemplo, representa o primeiro exemplar de uma viga de microconcreto, sem reforço e com relação a_v/h igual a 2,0.

Tabela 6.1 – Vigas analisadas

Vigas	Material	Característica	a_v (cm)	a_v/h	Idade no ensaio
V1MN	Microconcreto	Sem reforço	24	2,0	40 dias
V1CN	Compósito				40 dias
V1MS	Microconcreto	Com reforço			40 dias
V1CS	Compósito				40 dias
V2MN	Microconcreto	Sem reforço	36	3,0	41 dias
V2CN	Compósito				41 dias
V2MS	Microconcreto	Com reforço			41 dias
V2CS	Compósito				41 dias
V3MN	Microconcreto	Sem reforço	50	4,2	42 dias
V3CN	Compósito				42 dias
V3MS	Microconcreto	Com reforço			42 dias
V3CS	Compósito				42 dias

6.2.2.Moldagem das vigas

Para a moldagem das vigas foram utilizadas fôrmas confeccionadas em madeira compensada plastificada com 14 mm de espessura. O preparo do microconcreto e do compósito cimentício foi realizado com uso de uma betoneira elétrica de 300 litros de capacidade. A composição de materiais utilizada nas misturas está descrita na Tabela 6.2.

Devido à elevada fluidez apresentada pelo microconcreto e pelo compósito cimentício, o vibrador de imersão foi ligeiramente usado para expulsar o ar aprisionado no interior das misturas. Após sete dias de cura, as vigas foram retiradas das fôrmas e armazenadas no galpão de ensaio do laboratório. Na Figura 6.2 destacam-se algumas etapas da moldagem das vigas.

Tabela 6.2 – Composição de materiais para moldagem das vigas

Material	Microconcreto - CPM		Compósito – CPM1A2C	
	Traço em massa	Massa específica	Traço em massa	Massa específica
Cimento CP-V ARI PLUS	1,0	3,15 kg/dm^3	1,0	3,15 kg/dm^3
Areia	2,13	2,65 kg/dm^3	2,13	2,65 kg/dm^3
Brita 0	1,83	2,87 kg/dm^3	1,83	2,87 kg/dm^3
a/c	0,48	-	0,48	-
Consumo de cimento (kg/m^3)	446		446	
Teor de fibra de aço**	-		1% fibra A + 2% fibra C	
Aditivo – Superplastificante Glênium 51	0,5%*	1,09 kg/dm3	0,5%*	1,09 kg/dm3

* o aditivo foi dosado em relação ao peso do cimento;
** fibras de aço apresentadas no Capítulo 5.

a) fôrmas de madeira

b) materiais já dosados

c) betoneira elétrica

d) microconcreto no interior da betoneira

e) moldagem das vigas

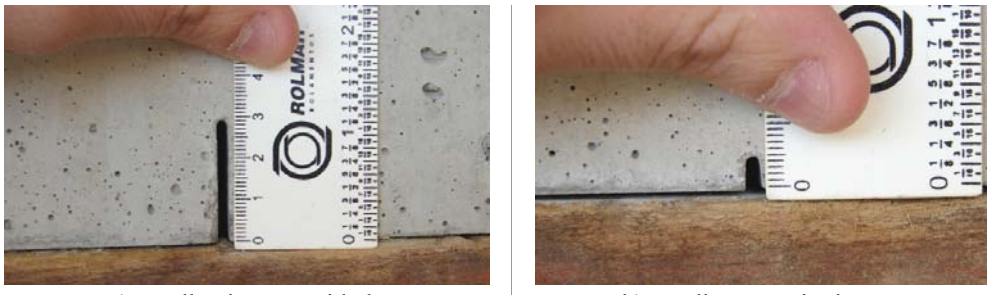
f) vigas após moldagem

Figura 6.2 – Etapas da moldagem das vigas

Para determinação das propriedades mecânicas (resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade, energia de fraturamento, tenacidade flexional e tenacidade ao fraturamento) do microconcreto e do compósito cimentício, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura e corpos-de-prova prismáticos de 15 cm x 15 cm x 50 cm. Esses foram mantidos às mesmas condições de cura e de adensamento das vigas.

6.2.3.Aplicação do reforço

Antes da aplicação do reforço nas vigas, procedeu-se com a execução dos entalhes exatamente na posição e profundidade indicadas na Figura 6.1 e no Quadro 6.1. Os entalhes, como mostra a Figura 6.3, foram executados por meio de um disco de corte de concreto acoplado a uma serra elétrica manual.



a) entalhe de extremidade b) entalhe no meio do vão

Figura 6.3 – Detalhe dos entalhes executados nas vigas

O sistema de reforço aplicado nas vigas foi constituído por uma manta de fibras de carbono (*CVU 334HM-0,3*), fornecida pela Texiglass Indústria e Comércio Têxtil, por um adesivo epóxi (*Epóxi Estruturante FC*) e por um *primer* (*Primer Epóxico FC*) fornecidos pela Rogertec Engenharia e Comércio Ltda. Os componentes do sistema de reforço podem ser vistos na Figura 6.4. A manta de fibras de carbono foi a mesma aplicada no reforço das vigotas do Capítulo 4.

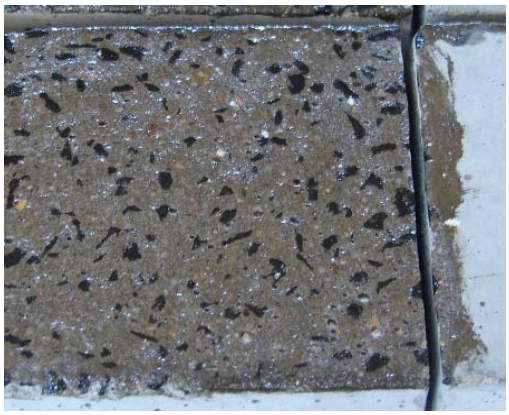
a) manta de fibra de carbono b) *primer* e adesivo epoxídico

Figura 6.4 – Componentes do sistema de reforço

Os procedimentos para aplicação do reforço nas vigas obedeceram às seguintes etapas:

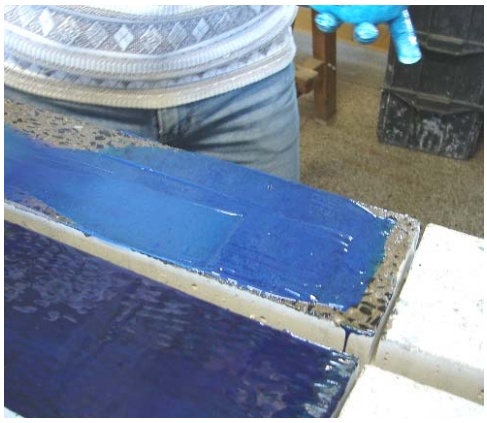
- Preparo do substrato das vigas por meio da retirada da camada de pasta de cimento e exposição parcial dos agregados graúdos, utilizando-se para tanto um disco diamantado acoplado a uma esmerilhadeira elétrica (Figura 6.5.a);
- Aplicação do *primer* sobre a superfície para favorecer a aderência do adesivo (Figura 6.5.b);
- Mistura do adesivo bi-componente, na proporção 1:1 em volume e aplicação sobre a superfície com auxílio de uma espátula, procurando-se formar uma camada de espessura uniforme (Figuras 6.5.c e 6.5.d);
- Posicionamento da manta sobre a camada de adesivo com aplicação de uma pequena pressão com as próprias mãos e, em seguida com um rolo de borracha (Figura 6.6-a);
- Aplicação de uma camada final de adesivo sobre a manta para concluir a aplicação do reforço (Figura 6.6-b).

a) preparo do substrato



b) superfície com *primer*

c) mistura do adesivo



d) aplicação do adesivo

Figura 6.5 – Preparo do substrato e aplicação do adesivo

a) posicionamento da manta b) vigas após aplicação do reforço

Figura 6.6 – Posicionamento e aplicação da manta

6.2.4.Ensaio das vigas

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - LE-EESC, utilizando-se um atuador servo-hidráulico da marca Instron, com capacidade máxima de 100 kN, que permitiu aplicar o carregamento por meio de controle de deslocamento a uma taxa de 0,005 mm/s. Na Figura 6.7 pode-se observar o aspecto geral do ensaio. O atuador servo-hidráulico encontrava-se fixo a uma viga metálica de elevada rigidez que fazia parte de um pórtico metálico de reação.

Os valores de forças e flechas das vigas e as deformações no reforço foram monitorados durante a realização dos ensaios por um sistema automático de aquisição de dados (Figura 6.8). Para obtenção das flechas das vigas, os transdutores de deslocamentos foram acoplados a uma régua metálica presa na própria viga.

As vigas foram biapoiadas (apoios de primeiro gênero) e carregadas até a ruína por meio da aplicação de duas forças concentradas (para $a_v/h = 2,0$ e 3,0) e de apenas uma força concentrada no meio do vão (para $a_v/h = 4,2$). Com o intuito de investigar a distribuição de tensões no reforço, extensômetros elétricos de resistência foram coladas na manta de fibras de carbono nas posições indicadas na Figura 6.9.

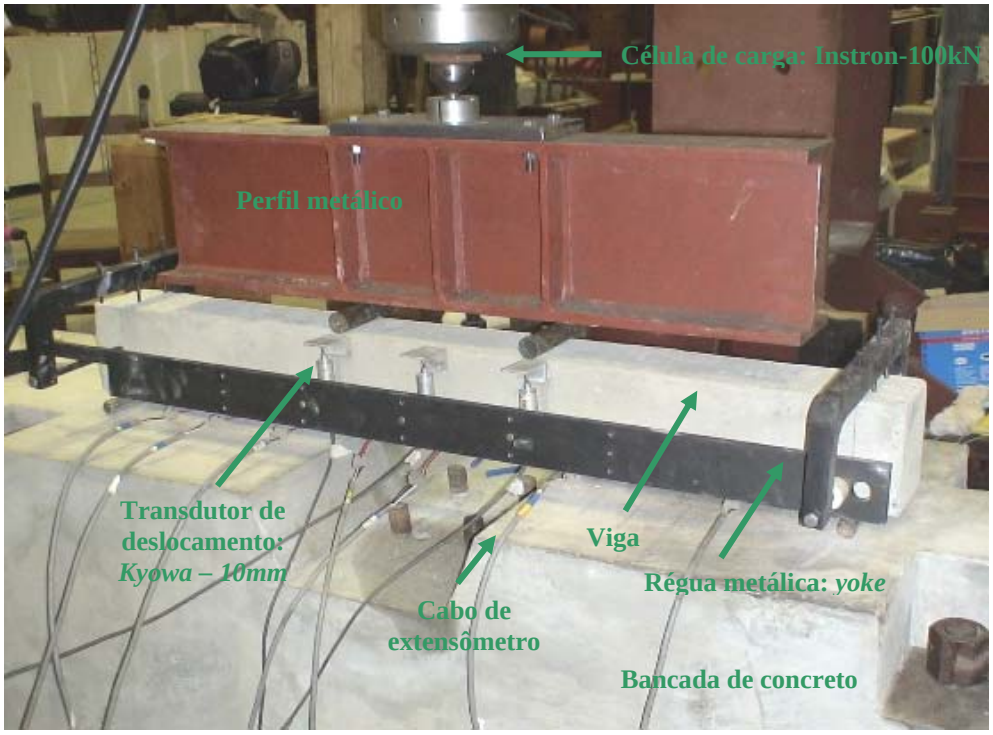


Figura 6.7 – Aspecto geral do ensaio das vigas

Sistema de aquisição de dados de extensometria: *Vishay Measurements Group System* 5000

Controlador: *IST – Instron Structural Testing Systems 8400*

Módulo: *System 5000 – Vishay Micro-Measurements*

Figura 6.8 – Sistema de aquisição de dados

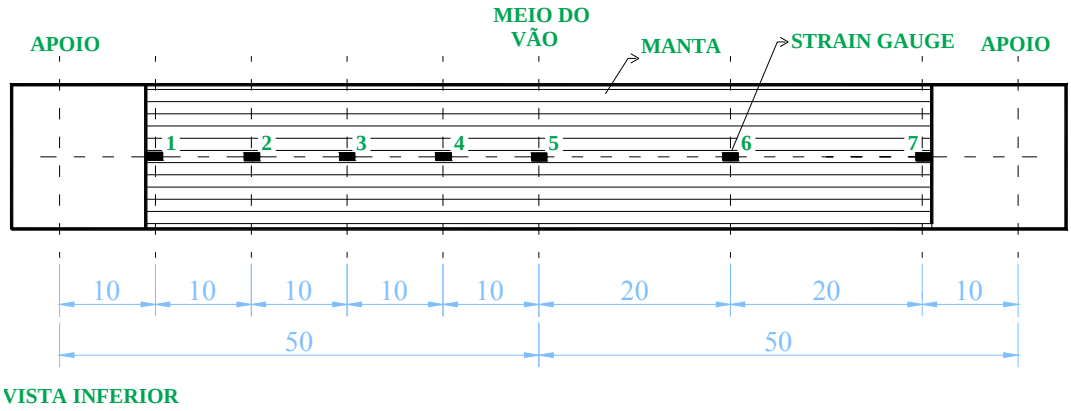


Figura 6.9 – Posicionamento dos extensômetros no reforço

6.3.Apresentação e análise dos resultados

6.3.1.Caracterização do microconcreto e do compósito cimentício

6.3.1.1.Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos

Foram realizados, em corpos-de-prova cilíndricos (10 cm x 20 cm), ensaios usuais para determinação da resistência à compressão axial, da resistência à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade dos materiais, microconcreto e compósito. A execução dos ensaios procedeu-se ao término dos ensaios de flexão das vigas.

A resistência à compressão e o módulo de elasticidade foram obtidos por meio da máquina servo-hidráulica Instron, modelo 8506. Os corpos-de-prova foram instrumentados com extensômetros removíveis (com base de medida de 10 cm) para determinação das deformações axiais, como mostra a Figura 6.10.

A resistência à tração por compressão diametral foi obtida utilizando-se um equipamento de controle automático da aplicação da força (máquina de ensaio hidráulica ELE – Autotest 2000).

a) máquina de ensaio INSTRON b) instrumentação do corpo-de-prova

Figura 6.10 – Ensaio de compressão axial

Os resultados médios das propriedades mecânicas com base em três corpos-de-prova de cada material estão apresentados na Tabela 6.3, e as curvas tensão-deformação, para ambos os materiais, estão apresentadas na Figura 6.11. Essas curvas são “médias”, ou seja, representam o comportamento intermediário entre as outras duas.

Os valores do módulo de elasticidade foram calculados a partir das prescrições da NBR 8522 (1984) e referem-se ao módulo secante de deformação (E_{cs}).

Tabela 6.3 – Resultados dos ensaios de compressão

Material	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	E_{cs} (MPa)	Idade (dias)
Microconcreto - CPM	53,64	3,56	29.410	43
Compósito - CPM1A2C	42,07	5,40	28.803	43

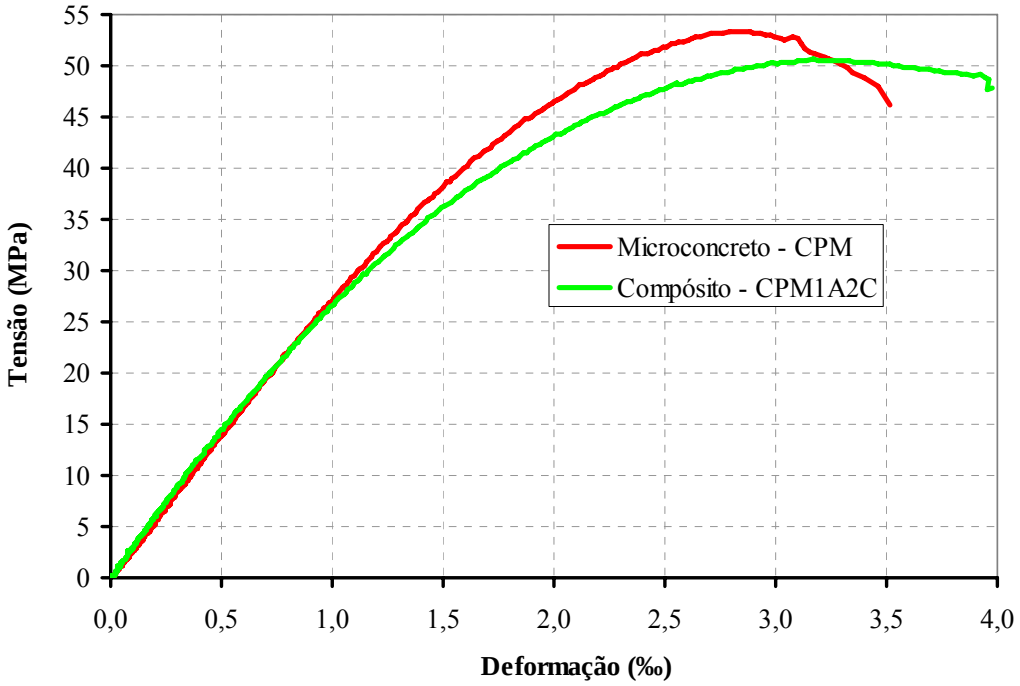


Figura 6.11 – Curva tensão-deformação do microconcreto e do compósito cimentício

A presença das fibras de aço provocou uma diminuição da resistência à compressão do compósito cimentício em relação ao microconcreto sem fibras. A quantidade de fibras de aço presentes na matriz cimentícia e a incorporação de vazios podem explicar tal fato.

No caso da tração indireta, o compósito cimentício apresentou uma resistência 51,6% superior à do microconcreto. Em relação ao módulo de elasticidade, os materiais apresentaram valores bem próximos.

6.3.1.2.Ensaios de tenacidade e de energia de fraturamento

Foram realizados ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos (15 cm x 15 cm x 50 cm) moldados com microconcreto e com o compósito cimentício CPM1A2C. Os corpos-de-prova foram dotados de entalhe central reto passante executado no meio do vão.

Os ensaios, procedidos de maneira análoga aos procedimentos descritos no Capítulo 5, foram executados sob controle de abertura do CMOD no Laboratório de

Estruturas, onde se fez o uso de um atuador servo-hidráulico e de uma célula de carga, ambos da marca Instron e com capacidades de 100 kN. A Figura 6.12 mostra a configuração geral do ensaio.

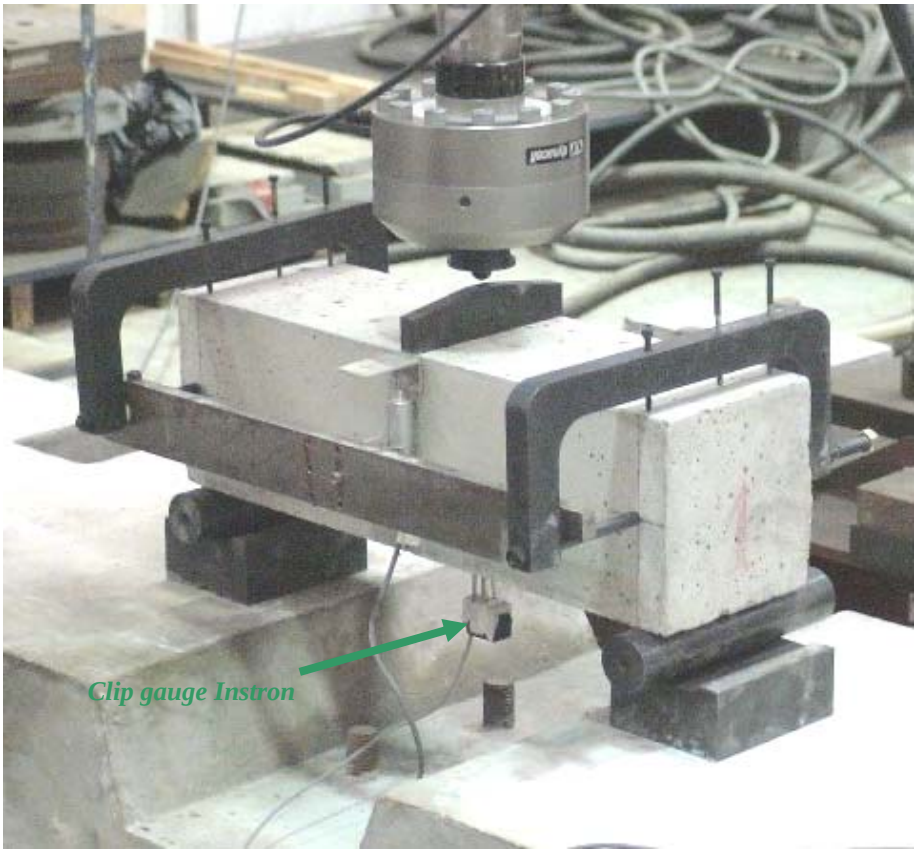


Figura 6.12 – Ensaio de flexão em três pontos

Os ensaios foram realizados 43 dias após a moldagem dos corpos-de-prova objetivando-se determinar experimentalmente a energia de fratura (G_F), a tenacidade ao fraturamento do microconcreto (K_{IC}) e os parâmetros necessários para caracterização dos materiais quanto à tenacidade flexional segundo a RILEM TC 162-TDF (2002a). Para isso, foram ensaiados cinco corpos-de-prova de microconcreto e três de compósito cimentício.

A energia de fraturamento (G_F) do microconcreto foi calculada por meio da eq. (6.1) seguindo-se as prescrições da RILEM (1985), a partir da curva P-δ do ensaio de flexão e admitindo-se que só há absorção de energia na zona de fraturamento. Na Figura 6.13-a reúnem as curvas "médias" P-δ representativas do comportamento à flexão do microconcreto e do compósito e na Tabela 6.4 são apresentados os resultados.

$$G_F = \frac{\left(W_0 + m.g.\delta_0\right)}{A_{lig}} \quad [N/m] \tag{6.1}$$

Onde:

W_0: é a área contida abaixo da curva P – δ, calculada até o instante em que, P = 0;

m: massa do corpo de prova [kg];

g: aceleração da gravidade [9,81 m/s^2];

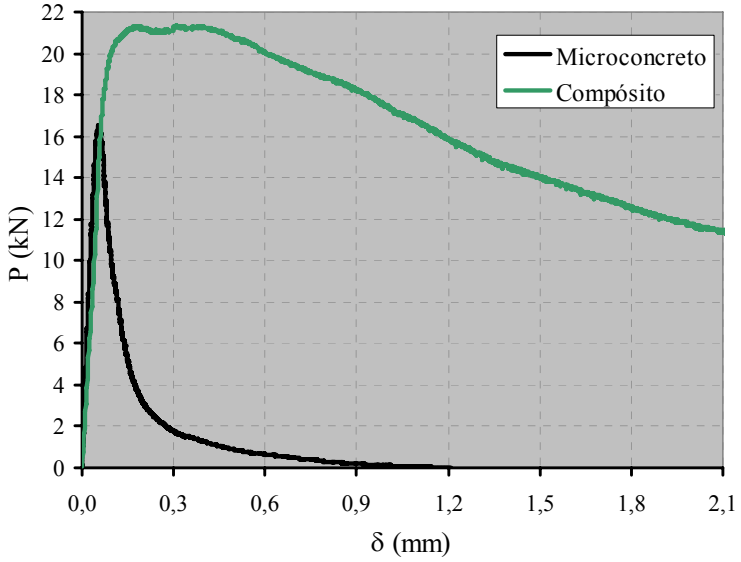
δ_0 : flecha última, registrada quando P = 0 [m];

A_{lig}: área do ligamento. É a região da seção transversal acima do entalhe [m^2].

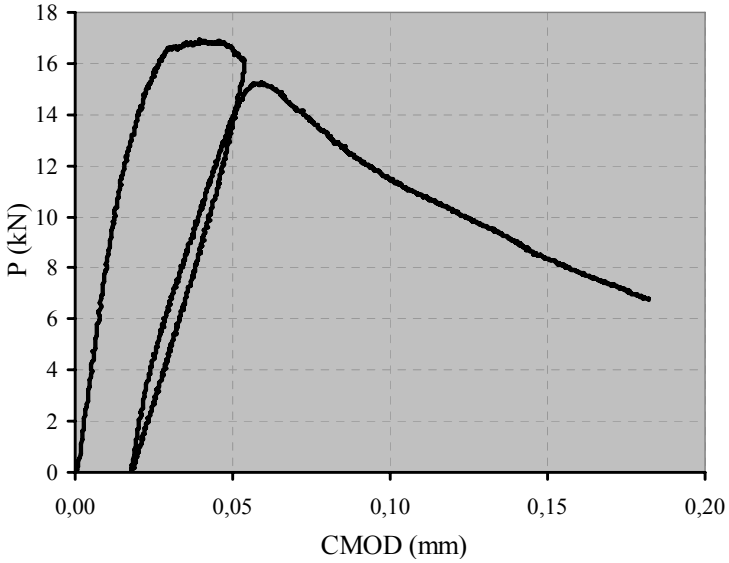
O ensaio de tenacidade ao fraturamento foi realizado utilizando-se a metodologia do Modelo dos Dois Parâmetros (Jenq & Shah, 1985), recomendada pela RILEM (1990). O corpo-de-prova foi carregado monotonicamente até a sua carga máxima e então descarregado. Quando a carga aplicada foi reduzida a zero, procedeu-se com o recarregamento, como mostrado na Figura 6.13-b. Nessa figura é apresentado o gráfico P-CMOD referente ao ensaio de fraturamento do microconcreto. Para maior nitidez somente uma das três curvas do grupo é apresentada.

A partir das informações desse ensaio e por meio da técnica de variação da flexibilidade entre as fases ascendente e a de descarregamento do corpo-de-prova prismático foi possível calcular a tenacidade ao fraturamento do microconcreto. Para tanto, fez-se uso de um programa computacional escrito em linguagem FORTRAN 90/95, desenvolvido por Ferreira (2002).

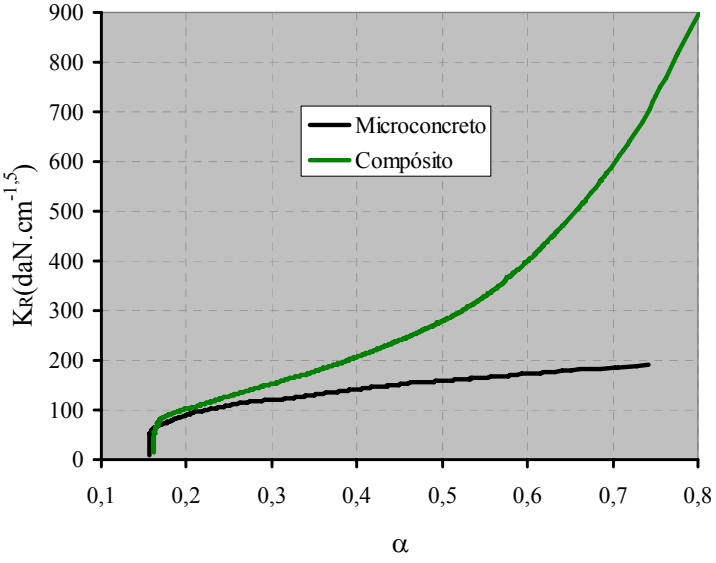
A Figura 6.13-c é apresentada para destacar a evolução do processo de fraturamento no microconcreto comparativamente ao compósito cimentício. Observa-se que a resistência ao fraturamento do compósito é sempre superior à do microconcreto, mesmo para pequenos crescimentos da fissura (isto é, $\alpha < 0,2$). O compósito cimentício apresenta ganho contínuo de resistência ao fraturamento com o crescimento da fissura, atingindo valores bem maiores que no caso do microconcreto. O fato deve-se à grande quantidade de dissipação de energia envolvida no processo de arrancamento das fibras de aço.



a) curvas P-δ do microconcreto e do compósito



b) curva carga-descarga do microconcreto referente ao ensaio de Tenacidade ao fraturamento



c) curvas de resistência ao fraturamento do microconcreto e do compósito cimentício

Figura 6.13 – Caracterização do microconcreto e do compósito cimentício

Tabela 6.4 – Resultados dos ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos

Parâmetros da RILEM (2002a) – Tenacidade flexional										
Material	**F_L (kN)**		**F_M (kN)**		**$F_{R,1}$ (kN)**		**$f_{fct,L}$(MPa)**		**$f_{eq,2}$ (MPa)**	
Microconcreto CPM	16,84 16,55	*16,70*	16,84 16,55	*16,70*	0,74 1,01	*0,88*	4,75 4,65	*4,70*	-	-
Compósito CPM1A2C	18,55 23,49 20,90	*20,98*	20,95 23,67 21,31	*21,98*	19,90 23,27 21,06	*21,41*	5,47 6,81 5,98	*6,09*	5,86 6,62 5,85	*6,11*
Energia de fratura (RILEM, 1985)										
Material	**Massa do corpo de prova (kg)**				**G_F (N/m)**					
Microconcreto CPM	26,35 26,30				139,75 143,42		*141,59*			
Tenacidade ao fraturamento K_{IC} (daN.cm$^{-1,5}$)										
Microconcreto CPM	105,35 109,99 105,65						*107,00*			

Da análise da Figura 6.13-a e dos resultados apresentados na Tabela 6.4, nota-se que a resistência à flexão e a tenacidade flexional do compósito cimentício são significativamente mais elevados do que a do microconcreto. É importante salientar que os valores de forças e resistências aqui obtidos para o microconcreto e para o compósito cimentício são bem semelhantes aos encontrados no Capítulo 5. Essa observação é importante, pois serve para mostrar que houve regularidade nas propriedades do compósito que foi desenvolvido no Capítulo 5 e que o método de ensaio mostrou-se consistente.

Por comparação, pode-se observar que a energia de fratura do microconcreto (141,59 N/m) é inferior a do concreto (154,92 N/m) utilizado para moldagem das vigotas do Capítulo 4. Araújo (2002) obteve para um concreto com resistência à compressão de 71 MPa, uma energia de fratura igual a 152,0 N/m. Esse valor também é superior ao do microconcreto, possivelmente devido ao maior intertravamento proporcionado pelos agregados graúdos (brita 1) do concreto.

Para efeito de comparação com a tenacidade ao fraturamento do microconcreto (107,0 daN.cm$^{-1,5}$), cita-se o valor médio experimental (110,6 daN.cm$^{-1,5}$) obtido por Ferreira (2002) para um concreto comum com resistência à compressão de 32 MPa e o valor teórico (118,92 daN.cm$^{-1,5}$) estimado através da equação empírica $K_{IC}=0{,}06.(f_{cm})^{0,75}$ indicada por Shah et al. (1995).

6.3.1.3.Ensaios de tração uniaxial da manta de fibra de carbono

Com o intuito de obter as propriedades mecânicas da manta de fibras de carbono utilizada no reforço das vigas, foram ensaiados à tração uniaxial, no LAMEM - Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da EESC, três corpos-de-prova seguindo as considerações da ASTM D-3039 (1995).

Os ensaios foram realizados em um equipamento da marca Dartec, modelo M100 RK, com capacidade de 100 kN. As deformações foram registradas por meio de dois extensômetros elétricos de resistência colados no meio do corpo-de-prova ao longo do eixo longitudinal, um de cada lado. Na Tabela 6.5 tem-se os valores das dimensões dos corpos-de-prova, da tensão de ruptura e do módulo de elasticidade do compósito (fibras + adesivo epóxi). Por problemas na aquisição dos dados, os resultados do ensaio do terceiro corpo-de-prova não são apresentados.

Tabela 6.5 – Dimensões dos corpos-de-prova e propriedades mecânicas do compósito

CP	Largura (mm)		Espessura (mm)		Força de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo (GPa)	Deformação (‰)
1	13,45	13,65	1,85	1,73	4,43	187,83	21,7	8,49
	13,72		1,80					
	13,77		1,53					
2	14,40	14,54	2,12	1,92	5,56	199,1	22,1	9,02
	14,65		2,03					
	14,58		1,60					

Na Tabela 6.6 são apresentadas as propriedades mecânicas referentes às fibras de carbono. Para isso, os resultados dos ensaios nos compósitos foram transformados em propriedades das fibras considerando-se para tanto, a espessura fictícia da manta de fibras de carbono igual a 0,170 mm. Essa espessura foi obtida dividindo-se a gramatura da manta (299 g/m^2, conforme dados do fabricante) pela massa específica das fibras de carbono (1,76 g/cm^3, conforme dados do fabricante).

Tabela 6.6 – Propriedades mecânicas das fibras de carbono

CP	Dimensões (mm)	Área efetiva de fibras (mm^2)	Força de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo (GPa)	Deformação (‰)
1	13,65 x 0,170	2,32	4,43	1909	223	8,49
2	14,54 x 0,170	2,47	5,56	2251	245	9,02
			Valores a considerar	*2080*	*234*	*8,76*

Foram obtidos então, para as fibras de carbono, resistência à tração de 2.080 MPa, módulo de elasticidade de 234 GPa e deformação última de 8,76‰. Para se estabelecer comparações com os resultados obtidos, procurou-se conhecer as propriedades

mecânicas das fibras de junto ao seu fabricante. Entretanto, poucas informações foram obtidas. Da Texiglass, que é a empresa que importa as fibras para fabricar a manta, obteve-se apenas o valor de 234 GPa referente ao módulo de elasticidade das fibras de carbono. Logo, constata-se que esse valor é exatamente igual ao aqui obtido.

6.3.2.Vigas sem reforço

6.3.2.1.Forças e momentos fletores

Os valores das forças de fissuração e última e os modos de ruína das vigas não reforçadas encontram-se descritos na Tabela 6.7. A força de fissuração (P_f) corresponde à força em que se observa mudança acentuada de inclinação da curva P-δ em seu ramo ascendente. A força última (P_m) corresponde ao valor da força máxima suportada pela viga.

Tabela 6.7 – Vigas sem reforço

a_v/h	Material	Viga	P_f (kN)		P_m (kN)		Modo de ruína
2,0	microconcreto	V1MN	10,72 9,10	9,91	10,84 9,27	10,01	Fissura no entalhe central
	compósito	V1CN	12,54 -	12,54	13,44 -	13,44	Fissuração nas seções de aplicação da força
3,0	microconcreto	V2MN	5,24 5,94	5,59	5,72 6,12	5,92	Fissura no entalhe central
	compósito	V2CN	7,07 6,03	6,55	8,33 6,47	7,40	Fissuração múltipla no entalhe central
4,2	microconcreto	V3MN	4,12 4,33	4,23	4,85 4,50	4,68	Fissura no entalhe central
	compósito	V3CN	5,70 4,89	5,30	6,64 5,70	6,17	Fissura no entalhe central

Comparações entre as forças de fissuração das vigas não reforçadas moldadas com microconcreto e com o compósito cimentício são exibidas na Figura 6.14. Nota-se que independentemente da relação a_v/h, a força de fissuração das vigas-compósito é sempre superior à das vigas de microconcreto.

A comparação estabelecida na Figura 6.14 indica que a presença das fibras e microfibras de aço influenciou a microfissuração da matriz cimentícia das vigas-compósito de maneira a retardar o surgimento da primeira fissura nessas vigas.

Nas vigas moldadas com microconcreto, uma única fissura surgiu no entalhe central. O mesmo foi observado nas vigas-compósito, exceção apenas para a viga V1CN-1, onde a fissura surgiu na seção de aplicação da força concentrada. Justamente

nesse caso (relação a_v/h = 2,0), foi verificada a maior diferença entre as forças de fissuração das vigas.

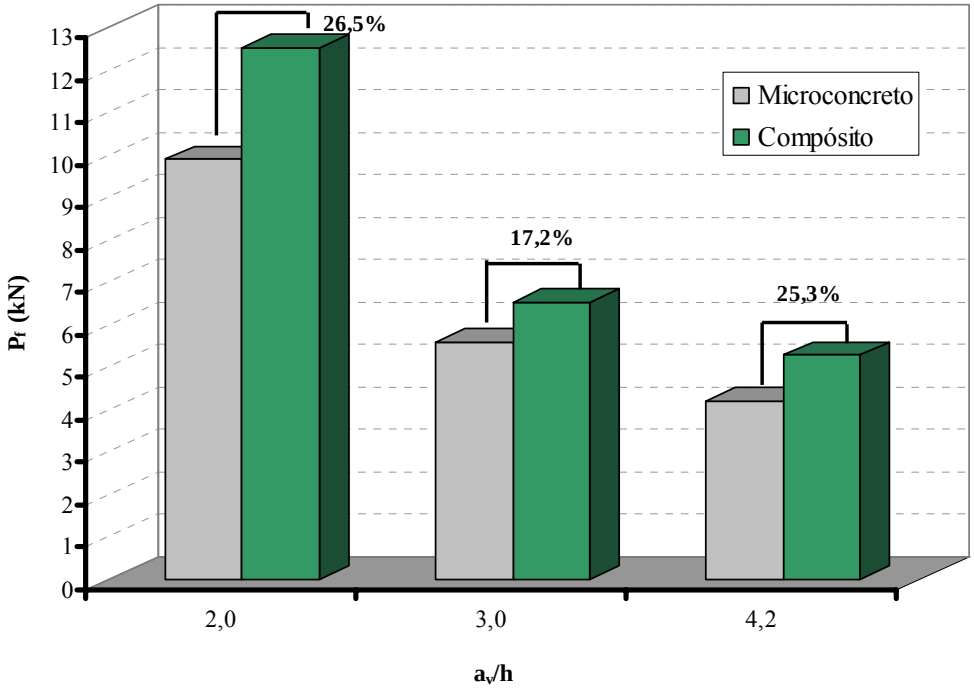


Figura 6.14 – Comparação entre forças de fissuração

Pode-se verificar por comparação entre as vigas com mesma relação a_v/h, que a força máxima das vigas-compósito é sempre superior a das vigas de microconcreto. Os aumentos verificados foram de 34,3%, 25% e 31,8% para as relações a_v/h = 2,0, 3,0 e 4,2, respectivamente.

Os aumentos verificados na força máxima das vigas-compósito foram ainda mais significativos do que aqueles observados para a força de fissuração. Isso indica que após a fissuração, o mecanismo de ação das fibras e microfibras de aço é suficiente para melhorar a capacidade resistente e a ductilidade das vigas. Esta constatação pode ser também verificada através da comparação entre as forças máxima e de fissuração de cada viga na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Vigas sem reforço

a_v/h	Material	Viga	P_f (kN)	P_m (kN)	P_m / P_f
2,0	microconcreto	V1MN	9,91	10,01	1,01
	compósito	V1CN	12,54	13,44	1,07
3,0	microconcreto	V2MN	5,59	5,92	1,06
	compósito	V2CN	6,55	7,40	1,13
4,2	microconcreto	V3MN	4,23	4,68	1,11
	compósito	V3CN	5,30	6,17	1,16

O comportamento de todas as vigas, independentemente da relação a_v/h, é reunido na Figura 6.15, onde são apresentadas as curvas de variação do momento fletor (M) no meio do vão com o deslocamento vertical nessa seção. Os momentos máximos (M_m) correspondentes à força máxima (P_m) de cada viga são mostrados na Tabela 6.9.

Uma das características mais evidentes que pode ser ressaltada pelo exame da Figura 6.15 é a ductilidade das vigas-compósito. Após a fissuração, essas vigas, ao contrário das de microconcreto, têm a sua capacidade resistente aumentada em até 16% e mantida constante até níveis elevados de deslocamentos verticais.

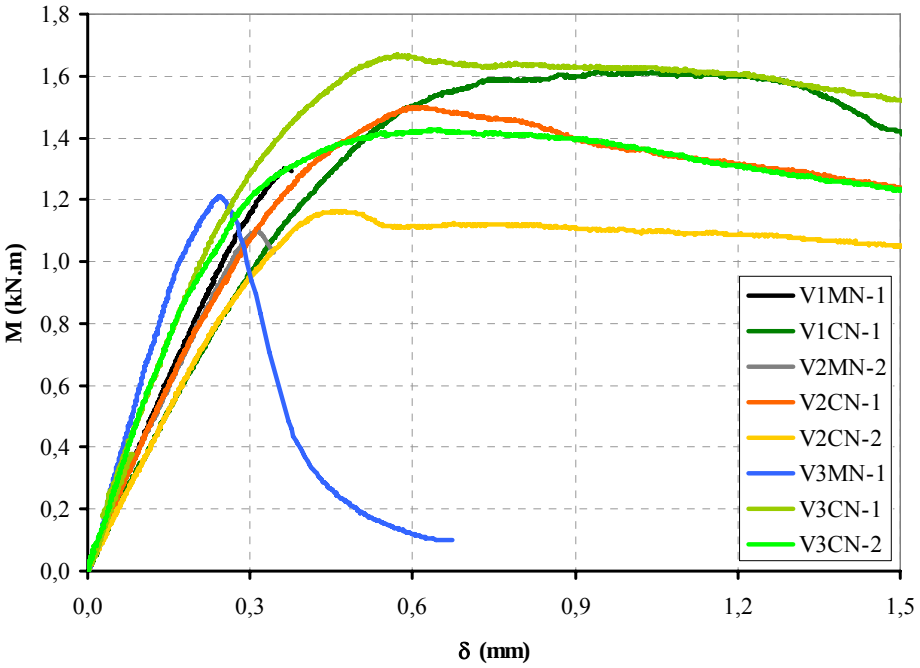


Figura 6.15 – Variação do momento fletor nas vigas não reforçadas

Tabela 6.9 – Valores máximos de força e momento fletor para as várias relações a_v/h

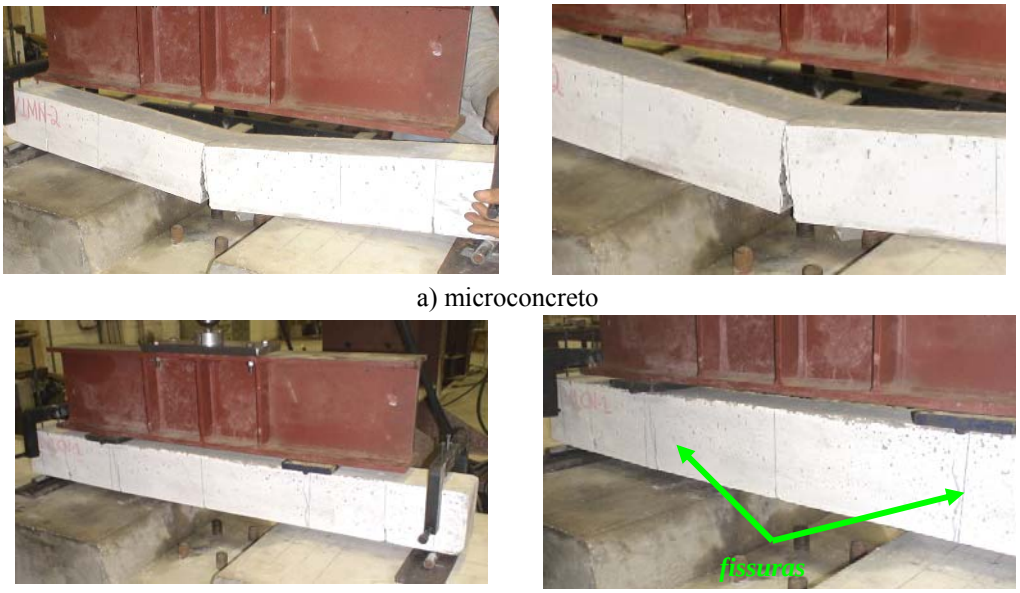
Material	a_v/h	a_v (cm)	Vigas	P_m (kN)	M_m (kN.m)	
Vigas de referência: ***Microconcreto***	2,0	24	V1MN	10,84 9,27	1,30 1,11	1,21
	3,0	36	V2MN	5,72 6,12	1,03 1,10	1,07
	4,2	50	V3MN	4,85 4,50	1,21 1,13	1,17
Compósito cimentício	2,0	24	V1CN	13,44 -	1,61 -	1,61
	3,0	36	V2CN	8,33 6,47	1,50 1,16	1,33
	4,2	50	V3CN	6,64 5,70	1,66 1,43	1,55

$$M_m = \left(\frac{P_m}{2}\right) \cdot a_v$$

6.3.2.2.Vigas com relação $a_v/h = 2,0$

Na Figura 6.16 os modos de ruína das vigas moldadas com microconcreto e com o compósito cimentício são comparados. A ruína da viga de microconcreto ocorreu no entalhe localizado no meio do vão por conta do surgimento de uma única fissura. Já a ruína da viga-compósito deu-se pelo surgimento de fissura na seção de aplicação da força concentrada.

A Figura 6.17 mostra os diagramas P-δ das vigas sem reforço com relação a_v/h = 2,0. As vigas de microconcreto apresentaram comportamentos semelhantes, caracterizados pelo surgimento de uma fissura e ruptura brusca no entalhe do meio do vão. A viga-compósito apresentou menor rigidez em relação à de microconcreto. A sua ruína deu-se de maneira dúctil com perda gradativa da sua capacidade de carga.



a) microconcreto

b) compósito

Figura 6.16 – Modo de ruína das vigas não reforçadas com a_v/h = 2,0

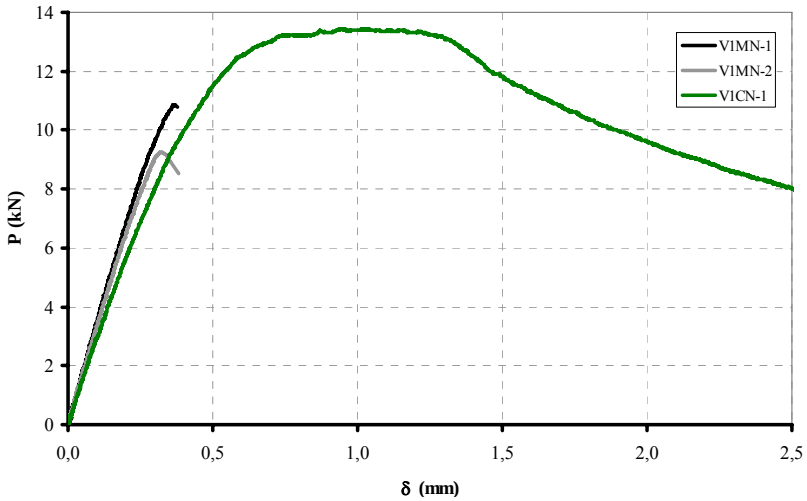


Figura 6.17 – Curva P-δ das vigas sem reforço com **a_v/h – 2,0**

6.3.2.3.Vigas com relação $a_v/h = 3,0$

As vigas de microconcreto apresentaram ruína brusca caracterizada pela formação de uma única fissura no entalhe do meio do vão (Figura 6.18-a). De maneira idêntica, a ruína das vigas-compósito deu-se no entalhe central, porém, com a formação de mais de uma fissura (Figura 6.18-b) e sem a ruptura completa da peça.

a) microconcreto

b) compósito

Figura 6.18 – Modo de ruína das vigas com $a_v/h = 3,0$

Na Figura 6.19 são representados os diagramas P-δ das vigas não reforçadas com relação $a_v/h = 3,0$. As vigas de microconcreto comportaram-se semelhantemente, tendo forças de fissuração e de ruína praticamente iguais. O modo de ruína deu-se de maneira frágil e sem aviso prévio por ruptura completa da peça a partir do entalhe do meio do vão.

Entre as vigas-compósito foi observada uma diferença de 15% e de 22% entre as forças de fissuração e de ruína, respectivamente. Já a ductilidade é uma característica comum entre essas vigas. A ruína foi caracterizada pelo surgimento e propagação de fissura no entalhe do meio do vão.

A força de fissuração e de ruína da viga V2CN-2 foram 8% e 9% superiores as forças das vigas de microconcreto, respectivamente. Em relação à viga V1CN-1 esses valores foram respectivamente, 26,5% e 40,7% superiores ao valor médio da força de fissuração e de ruína das vigas de microconcreto.

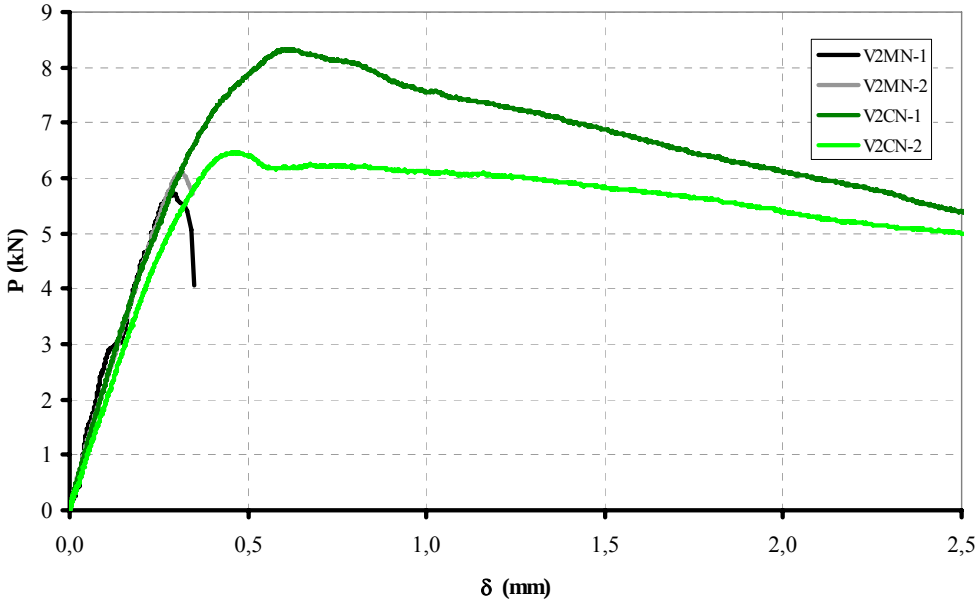
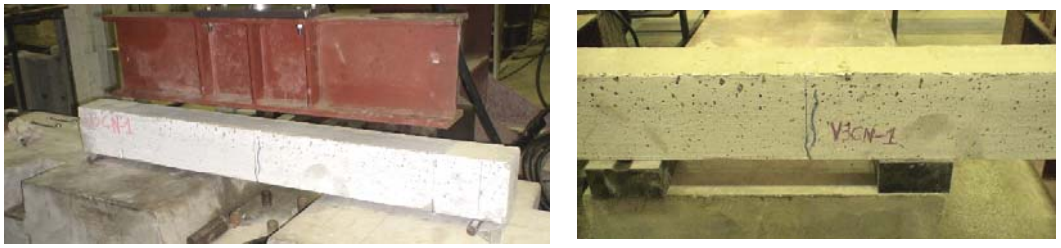


Figura 6.19 – Curva P-δ das vigas sem reforço com **a_v/h – 3,0**

6.3.2.4.Vigas com relação a_v/h = 4,2

Para o caso da aplicação de uma única força concentrada no meio do vão, a ruína das vigas de microconcreto e de compósito cimentício ocorreu pelo surgimento de uma fissura no entalhe do meio do vão. Em ambas as vigas não houve ruptura total da peça (Figura 6.20).

a) microconcreto



b) compósito

Figura 6.20 – Modo de ruína das vigas com a_v/h = 4,2

A resposta P-δ das duas vigas de microconcreto foi bem semelhante e caracterizada pela presença de um ramo de amolecimento pós-pico (Figura 6.21), o que

reflete o comportamento quase-frágil do microconcreto com perda da capacidade resistente quase que imediatamente após a força máxima.

Nas vigas-compósito a resposta dúctil proporcionada pelas fibras e microfibras de aço é novamente observada. A capacidade máxima de carga nessas vigas foi atingida quando o deslocamento vertical δ era de 0,6 mm e foi mantida praticamente até δ = 0,9mm.

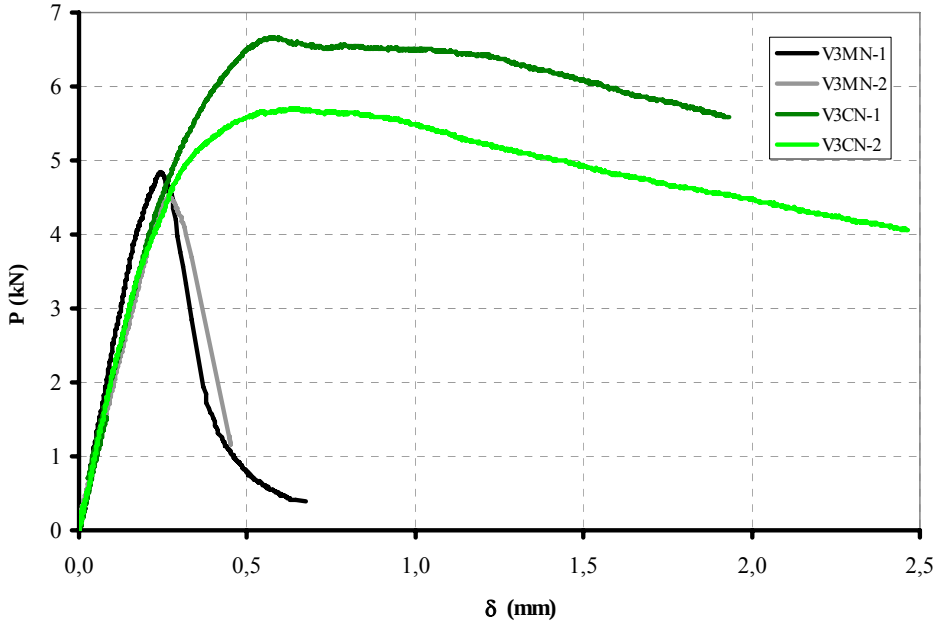


Figura 6.21 – Curva P-δ das vigas sem reforço com **a_v/h – 4,2**

6.3.2.5.Concentração de tensões e propagação de fissura nos entalhes

Os três entalhes das vigas foram projetados para concentrar tensões e provocar a ruína das vigas de microconcreto a partir do surgimento de uma única fissura no entalhe central, ora no entalhe de extremidade de acordo com a relação a_v/h. Para tanto, foram definidos um valor superior (fissura no entalhe central) e outro inferior para a_v/h (fissura no entalhe de extremidade). Um caso com valor intermediário também foi definido.

Para o dimensionamento das vigas dotadas de entalhes concentradores de tensões, os conceitos da Resistência dos Materiais não se aplicam, pois consideram que o elemento é isento de qualquer tipo de descontinuidade. Logo, com o auxílio do programa computacional Franc2d foi possível realizar uma simulação bidimensional para definir a posição e a profundidade dos entalhes.

O Franc2d foi desenvolvido pelos membros do *"Cornell Fracture Group"* da Universidade de Cornell nos Estados Unidos e permite visualizar como uma

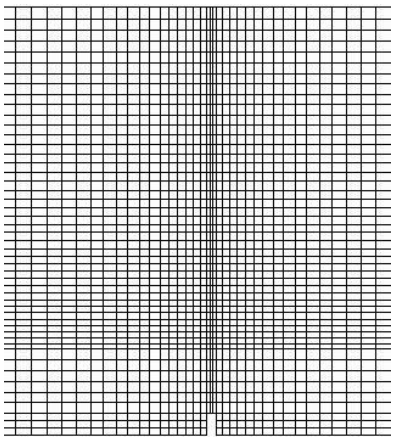
descontinuidade geométrica gera uma região com concentração de tensões. Esse programa simula o fraturamento de estruturas por meio de rotinas interativas de regeneração automática de malhas, empregando-se a Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL) e o Método dos Elementos Finitos.

Para definição da geometria do elemento e da introdução da malha de elementos finitos, deve-se utilizar um pré-processador, denominado CASCA. O Franc2d permite computar respostas de tensões e de fatores de intensidade de tensões com o avanço da fissura, previamente definida pelo usuário.

As vigas de microconcreto não reforçadas foram idealizadas como de comportamento elástico linear e discretizadas por uma malha de elementos finitos formada por elementos quadráticos de oito nós Q8. Na Figura 6.22 apresenta-se um detalhe da discretização na região central da viga e algumas informações sobre a malha de elementos finitos utilizada. Os apoios foram considerados como do primeiro gênero e a vinculação de restrição ao deslocamento na direção horizontal foi introduzida em um dos pontos de aplicação da força concentrada.

Não se pode deixar de dizer que a MFEL considera que a área plastificada a frente da ponta da fissura (zona de processos inelásticos) é muito pequena quando comparada com as outras dimensões do sólido, podendo dessa maneira ser desprezada.

Para o concreto, no entanto, observa-se uma zona de processos inelásticos de grandes dimensões à frente da fissura, o que torna essa área representativa no cálculo das tensões. Uma das limitações da simulação aqui realizada é a desconsideração dessa zona à frente da fissura. Entretanto, como se mostra, o programa forneceu bom suporte para o dimensionamento das vigas e também para a simulação da propagação da fissura de ruína das vigas.



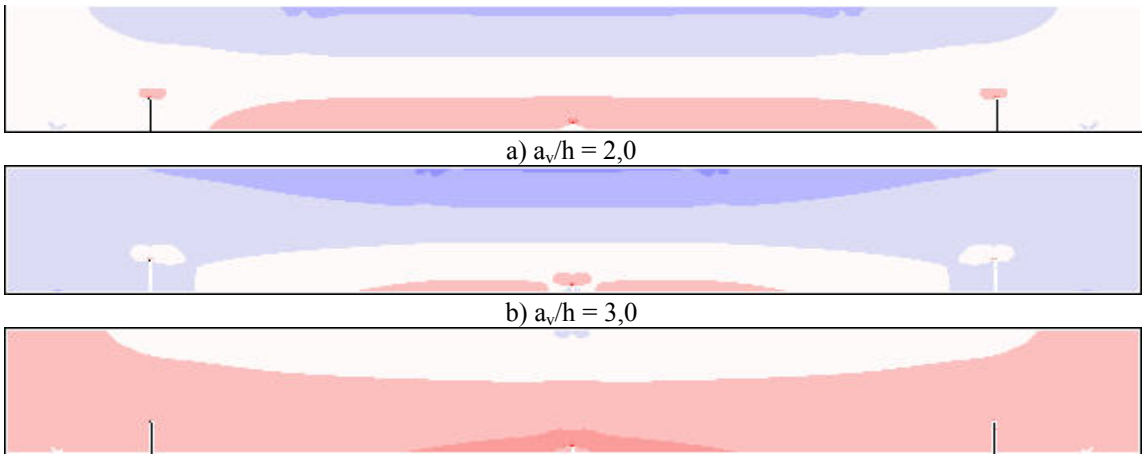
Estado plano de tensão
Espessura = 10 cm
Tipo de elementos = Q8
Elementos = 162.637
$E = 0{,}29.10^{6}$ daN/cm^2
$\nu = 0{,}2$
$K_{IC} = 107{,}0$ daN.cm$^{-1,5}$

Figura 6.22 – Detalhe da malha de elementos finitos na região central da viga

Simulando o comportamento da viga no programa Franc2d, pôde-se observar pelo detalhe da Figura 6.23 que no topo dos entalhes ocorre uma grande concentração de tensões normais de tração. A Figura 6.24 ilustra a distribuição de tensões normais nas vigas para os três casos de a_v/h. A representação dessas tensões é feita em forma de isofaixas e pode ser visualizada na Figura 6.25, considerando-se a aplicação de uma força concentrada equivalente a P = 100 daN = 1 kN.

a) entalhe de extremidade b) entalhe central

Figura 6.23 – Detalhe do fluxo de tensões de tração nos entalhes para $a_v/h = 2,0$



a) $a_v/h = 2,0$

b) $a_v/h = 3,0$

c) $a_v/h = 4,2$

Figura 6.24 – Distribuição de tensões normais na direção horizontal x

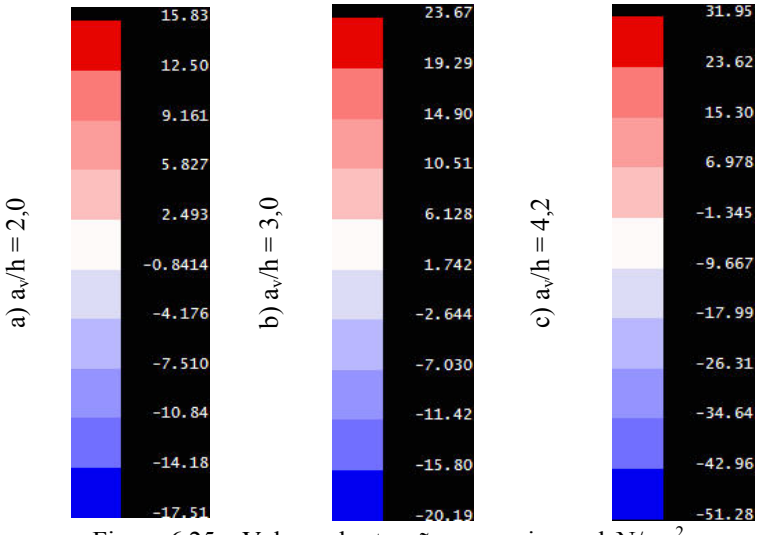
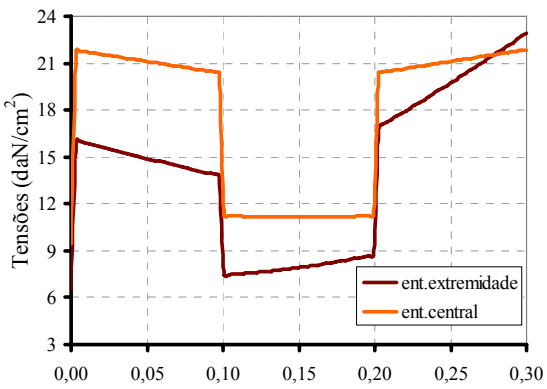
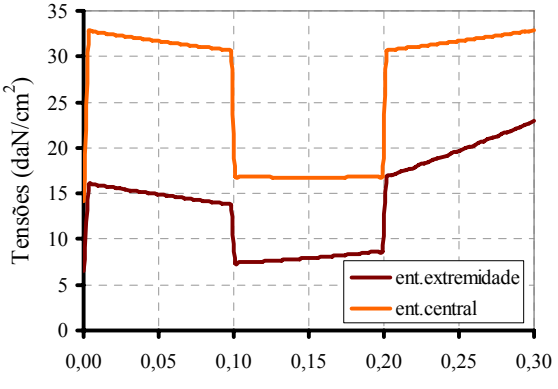


Figura 6.25 – Valores das tensões normais em daN/cm^2

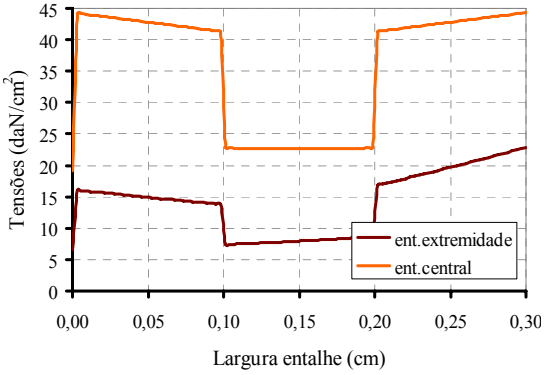
Como se verifica nas Figuras 6.23 e 6.24 as tensões normais de tração concentram-se nos entalhes. A análise da distribuição dessas tensões ao longo do topo dos entalhes permite descobrir como elas ali se desenvolvem (Figura 6.26).



a) $a_v/h = 2,0$



b) $a_v/h = 3,0$



c) $a_v/h = 4,2$

No topo do entalhe central as tensões desenvolvem-se simetricamente e com maior intensidade em seus vértices. Já no topo do entalhe de extremidade as tensões concentram-se mais intensamente em somente um dos seus vértices, o mais interno.

Com o aumento da relação a_v/h, a diferença entre as tensões nos entalhes torna-se mais acentuada, aumentando-se mais significativamente no entalhe central do que no de extremidade.

Figura 6.26 – Tensões normais de tração no topo dos entalhes

Na Tabela 6.10 são indicados os máximos valores das tensões atuantes nos vértices dos entalhes. As tensões no entalhe central são superiores às do entalhe de extremidade. Exceção é observada para $a_v/h = 2,0$, onde a máxima tensão verificada é de 22,94 daN/cm^2 no entalhe de extremidade, enquanto que no entalhe central a tensão é um pouco inferior e igual a 21,85 daN/cm^2.

Baseado na análise da distribuição de tensões e para computar os valores dos fatores de intensidade de tensão no modo I (K_I) e modo II de fraturamento (K_{II}), foram introduzidas duas fissuras discretas no modelo, uma em cada entalhe. A linha de frente das duas fissuras foram posicionadas a uma distância de 3 mm do vértice do entalhe central e do vértice mais interno do entalhe de extremidade.

Considerando-se a aplicação de uma força P = 100 daN, a reunião dos fatores de intensidade de tensão na Tabela 6.10 mostra que, o valor de K_I na ponta da fissura do entalhe central é sempre maior do que no entalhe de extremidade. Os valores de K_I no

entalhe central aumentam com o aumento da relação a_v/h, enquanto que no entalhe de extremidade permanecem constantes.

Tabela 6.10 – Tensões normais de tração e fatores de intensidade de tensão obtidos pelo Franc2d

a_v/h	Entalhe	Tensão (daN/cm^2)	K_I (daN.cm$^{-1,5}$)	K_{II} (daN.cm$^{-1,5}$)
2,0	Extremidade	22,94	6,89	1,12
	Central	21,85	8,80	0,07
3,0	Extremidade	22,89	6,89	1,11
	Central	32,82	13,22	0,10
4,2	Extremidade	22,89	6,89	1,11
	Central	44,30	17,81	0,14

A maior intensidade dos valores de K_I no entalhe central em relação ao de extremidade, indica que a ruína das vigas de microconcreto está associada a um processo de fraturamento exclusivamente no entalhe central. A representação numérica desse processo deu-se com a evolução progressiva da linha de frente da fissura em incrementos de 1,5 mm ao longo do plano de fraturamento. O posicionamento da linha de frente da fissura em três diferentes estágios da propagação é ilustrado na Figura 6.27.

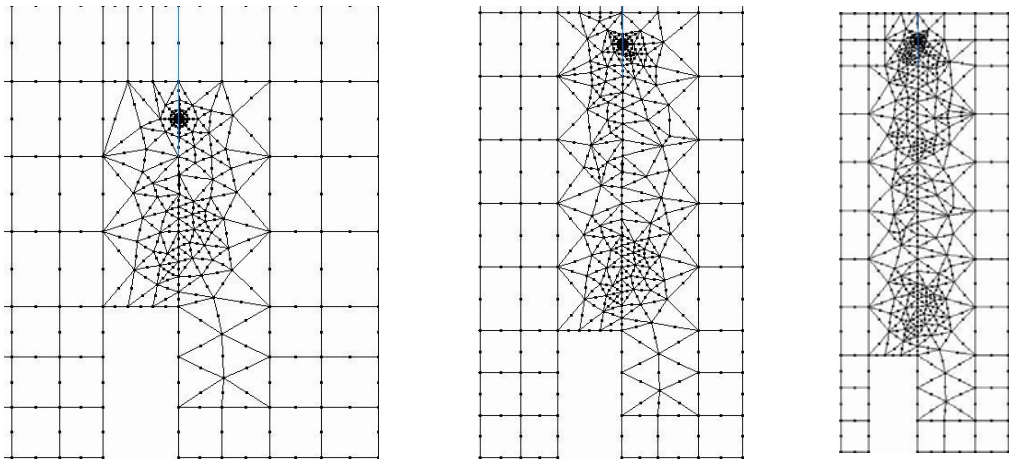


Figura 6.27 – Estágios de propagação da fissura no entalhe central

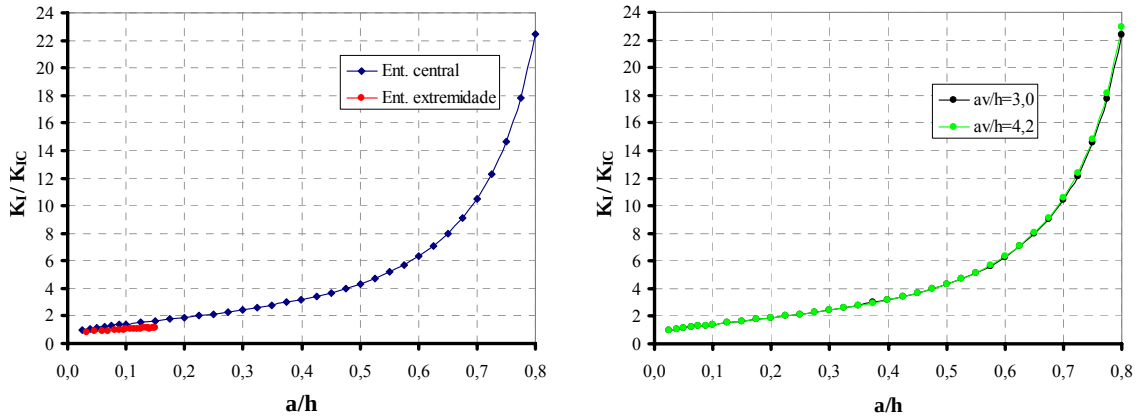
Da análise do processo de fraturamento das vigas de microconcreto, foram extraídas (utilizando-se a técnica da Integral J) informações sobre a evolução dos fatores de intensidade de tensão com a extensão (a) da fissura. Na Figura 6.28 os gráficos com a história do fator de intensidade de tensões para o modo I são computados em função da extensão relativa da fissura (a/h).

A evolução do K_I nos entalhes da viga de microconcreto com relação $a_v/h = 2,0$ é comparada na Figura 6.28-a. Sabe-se a princípio que o surgimento de apenas uma fissura na viga de microconcreto é suficiente para provocar a sua ruína. No entanto, numericamente, o crescimento simultâneo de duas fissuras, uma em cada entalhe, foi representado sem aferir a estabilidade, ou seja, comparação entre K_I e K_{IC} (quando K_I for maior ou igual a K_{IC} admite-se que a fissura irá se propagar de maneira instável).

Com isso, verifica-se que no início do processo de fraturamento, isto é, a/h até 0,15, os valores de K_I no entalhe central são superiores aos do entalhe de extremidade. A fissura, portanto, começa a se propagar a partir do entalhe central já que a relação K_I/K_{IC} nesse entalhe é de 1,0, enquanto que no outro é de 0,84.

O fator de intensidade de tensões cresce rapidamente no entalhe central e no entalhe de extremidade o mesmo não se verifica. O modelo numérico indica então, para as vigas de microconcreto com relação $a_v/h = 2,0$ ruína por fissura no entalhe central.

Na Figura 6.28-b são mostradas as curvas de K_I/K_{IC} versus a/h para uma fissura no entalhe central das vigas com relação $a_v/h = 3,0$ e 4,2. As curvas estão sobrepostas, o que mostra que a evolução dos valores de K_I é praticamente igual em ambos os casos.



a) $a_v/h = 2,0$ b) evolução de K_I no entalhe central

Figura 6.28 – Variação de K_I com a propagação da fissura

A partir das informações obtidas através do modelo numérico, verificou-se que o processo de ruptura das vigas de microconcreto está associado à evolução de uma fissura no entalhe central. Os modos de ruína obtidos numericamente para os três casos de a_v/h podem ser representados por meio da Figura 6.29.

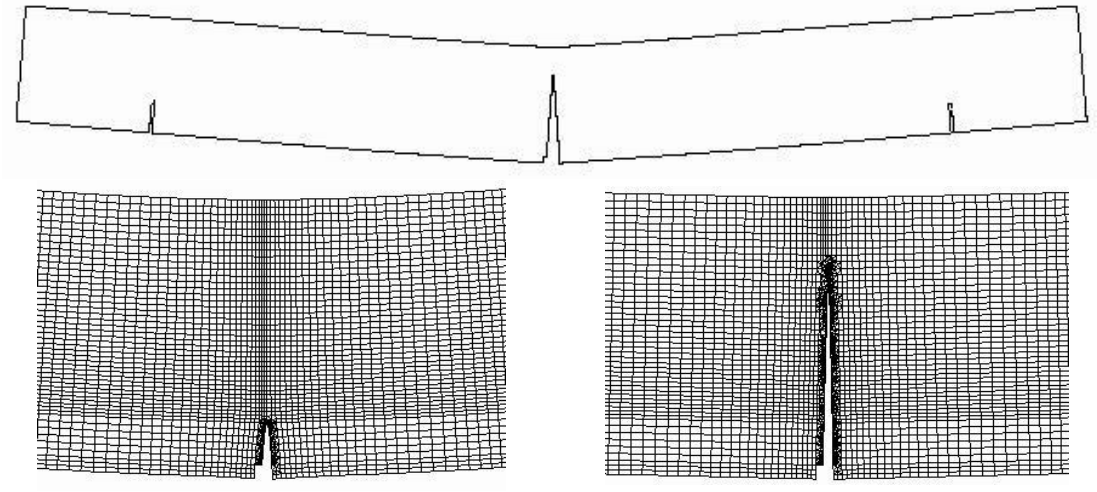


Figura 6.29 – Propagação de fissura no entalhe central das vigas de microconcreto

Apesar das limitações, o programa Franc2d deu suporte para obtenção das tensões normais, dos fatores de intensidade de tensão e na representação dos modos de ruína das vigas de microconcreto. Desta maneira, foi possível estruturar o ensaio, uma vez que se conhecia com antecedência qual seria o tipo de ruína das vigas.

No entanto, o modo de ruína das vigas de microconcreto com relação $a_v/h=2,0$ não ocorreu a partir do entalhe de extremidade, como era esperado. Isso ocorreu por conta da consideração, ainda na fase de dimensionamento preliminar, de vínculos em excesso na direção horizontal do modelo. Com isso a leitura dos valores de tensões ainda na fase preliminar foi equivocada, pois apontava para o surgimento da fissura no entalhe de extremidade, o que não foi observado com o ensaio.

6.3.3.Vigas reforçadas

6.3.3.1.Forças e momentos fletores

A partir da avaliação do comportamento experimental das vigas reforçadas, suas forças e modos de ruína são reunidos na Tabela 6.11. O termo (P_m) é aqui utilizado para denotar a máxima força suportada pelas vigas, que se difere de (P_u), usado para representar a força registrada no instante da ruína da peça.

Apenas dois modos distintos de ruína foram constatados. Um deles foi caracterizado pela ruptura por meio da propagação de uma fissura a partir do entalhe de extremidade e o outro, pela formação de fissuras no entalhe central seguida pelo desprendimento e ruptura do reforço.

Tabela 6.11 – Forças e modos de ruína das vigas reforçadas

a_v/h	Material	Viga	P_f (kN)		P_m (kN)		P_u (kN)		Modo de ruína
2,0	microconcreto	V1MS	10,48 10,88	10,68	12,39 13,41	12,90	12,04 13,41	12,73	Fissura principal no entalhe de extremidade
	compósito	V1CS	11,46 10,76	11,11	16,66 13,46	15,06	16,66 13,46	15,06	
3,0	microconcreto	V2MS	8,17 8,99	8,58	14,32 13,44	13,88	14,32 13,44	13,88	Fissura principal no entalhe de extremidade
	compósito	V2CS	7,46 7,59	7,53	14,54 17,16	15,85	14,54 17,16	15,85	
4,2	microconcreto	V3MS	6,10 6,09	6,10	11,17 10,50	10,84	11,17 10,19	10,68	Ruptura no microconcreto e no reforço
	compósito	V3CS	7,11 6,89	7,00	16,04 16,65	16,35	16,04 16,65	16,35	Fissura principal no entalhe de extremidade

Dos resultados apresentados na Tabela 6.11, pode-se dizer que o tipo de material não teve influência no modo de ruína das vigas para as relações a_v/h de 2 e 3. Já para a solicitação por meio de uma única força aplicada no meio do vão, as vigas-compósito não apresentaram modo de ruína igual ao das vigas moldadas com microconcreto. Nesse caso, a ruína frágil por desprendimento e ruptura do reforço no meio do vão, foi alterada para um modo de ruína mais suave, caracterizado pela propagação de fissura a partir do entalhe de extremidade.

A presença do entalhe de extremidade foi determinante para a ruína das vigas reforçadas com relações a_v/h de 2 e 3. Nesses casos, ocorreu grande concentração de tensões nesse entalhe, de maneira que mesmo com o compósito cimentício não se observou alteração quanto ao modo de ruína obtido com as vigas de microconcreto. Porém, destaca-se que maiores níveis de resistência nas vigas-compósito foram verificados. Na Figura 6.30 mostra-se a variação da força máxima com o tipo de material das vigas e a relação a_v/h.

Em termos de resistência das vigas, alguns comentários podem ser tecidos a partir da observação da Tabela 6.11 e da Figura 6.30. De uma maneira geral, é possível destacar o melhor desempenho das vigas-compósito em relação àquelas de microconcreto. Incrementos moderados na força de fissuração e mais acentuados na força máxima são evidentes, chegando-se a 50,8% para o caso de flexão a três pontos.

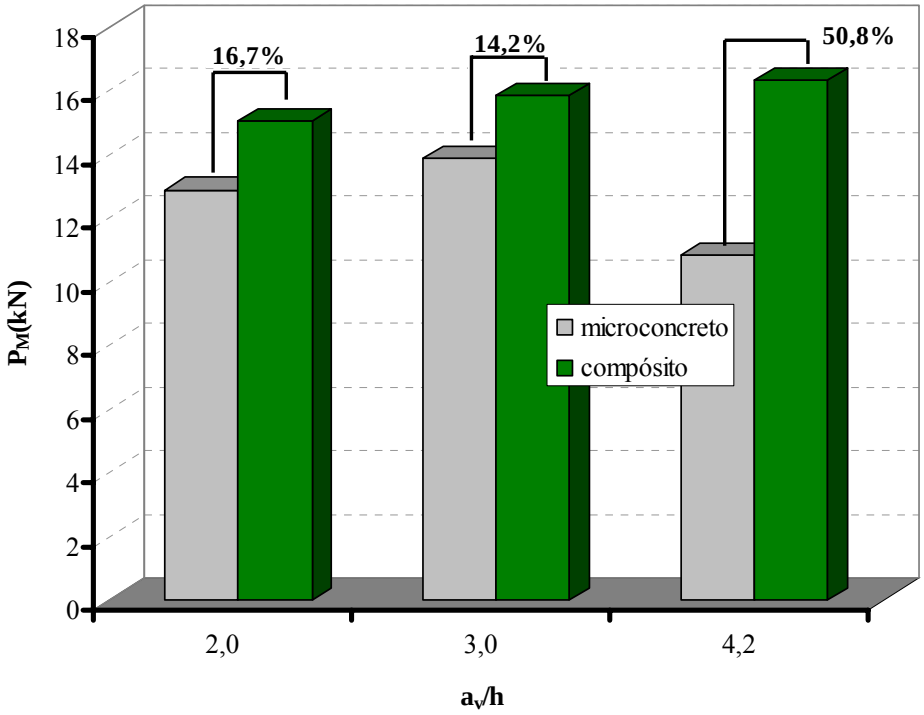


Figura 6.30 – Variação da força máxima com o tipo de material e a relação a_v/h

De acordo com os valores da força de fissuração das vigas reforçadas apresentados na Tabela 6.11, nenhuma tendência pode ser descrita em função do tipo de material utilizado. Para as vigas-compósito com relações a_v/h = 2,0 e 4,2 foram verificados aumentos em relação às vigas de microconcreto de apenas 4,0% e de 15%, respectivamente. Já para a relação intermediária, a força de fissuração na viga de microconcreto foi superior à da viga-compósito em 13,9%.

Deve-se frisar que os valores da força de fissuração considerados referem-se ao ponto de mudança da linearidade da curva P-δ, o qual está relacionado ao início da microfissuração da matriz cimentícia. Já os valores de força de aparecimento da primeira fissura da viga são outros, e não foram monitorados no ensaio.

A resistência ao fraturamento promovido pela presença das fibras de aço elevou a capacidade de carga das vigas-compósito em relação às de microconcreto. Quando a ruína se deu por fissura no entalhe de extremidade (a_v/h = 2 e 3), o aumento verificado ficou em torno de apenas 15%. Porém, quando a ruína da viga de microconcreto restringiu-se a concentração de fissuras no entalhe central, o aumento verificado ultrapassou 50%. Isso pode ser explicado em parte, pela alteração no modo de ruína da viga-compósito.

Uma outra observação que pode ser colocada é que a força de fissuração das vigas reforçadas diminuiu com o aumento da relação a_v/h. Isso mostra a dependência do valor dessa força com a posição da seção mais solicitada ao longo da viga. Essa posição varia de maneira crescente com o aumento da relação a_v/h e assim, o valor da força diminui e o valor do momento de fissuração (M_r) permanece praticamente uniforme, como mostrado na Tabela 6.12.

A razão M_m/M_r mostrada na Tabela 6.12 merece atenção. O sub-índice "m" representa o valor máximo e "r" fissura, logo quanto maior o valor dessa razão, maior é a capacidade de trabalho da viga pós-fissuração. Segundo Wu & Bailey (2005), não existe uma definição universal para expressar o índice de ductilidade de um elemento estrutural, então pode-se, simplificadamente, considerar essa capacidade de trabalho como um índice de ductilidade.

Logo, verifica-se para ambos os materiais, que a ductilidade das vigas reforçadas aumenta com o aumento da relação a_v/h. Sendo que os aumentos e os valores representativos da ductilidade nas vigas-compósito são mais pronunciados do que nas vigas de microconcreto.

Tabela 6.12 – Momentos fletores de fissuração e máximos para as várias relações a_v/h

Material	**a_v/h**	**a_v (cm)**	**Vigas**	**M_r (kN)**		**M_m (kN.m)**		**M_m/M_r**
Vigas de referência: ***Microconcreto***	2,0	24	V1MS	1,26 1,31	1,29	1,49 1,61	1,55	1,20
	3,0	36	V2MS	1,47 1,62	1,55	2,58 2,42	2,50	1,61
	4,2	50	V3MS	1,53 1,52	1,53	2,79 2,63	2,71	1,77
Compósito	2,0	24	V1CS	1,38 1,29	1,34	2,00 1,62	1,81	1,35
	3,0	36	V2CS	1,34 1,37	1,36	2,62 3,09	2,86	2,10
	4,2	50	V3CS	1,78 1,72	1,75	4,01 4,16	4,09	2,34
$M = \left(\frac{P}{2}\right) * a_V$								

Com exceção apenas da viga de microconcreto solicitada à flexão em três pontos, nos demais casos, o valor da força máxima aumentou com o aumento da relação a_v/h.

Consequentemente, o valor do momento fletor máximo no meio do vão é aumentado significativamente, como mostrado na Figura 6.31.

Ainda com base nessa figura, percebe-se que a capacidade resistente das vigas moldadas com o compósito cimentício é sempre superior à das vigas de microconcreto. A diferença nos valores de momentos para ambas as vigas é mais expressiva para o caso de flexão em três pontos.

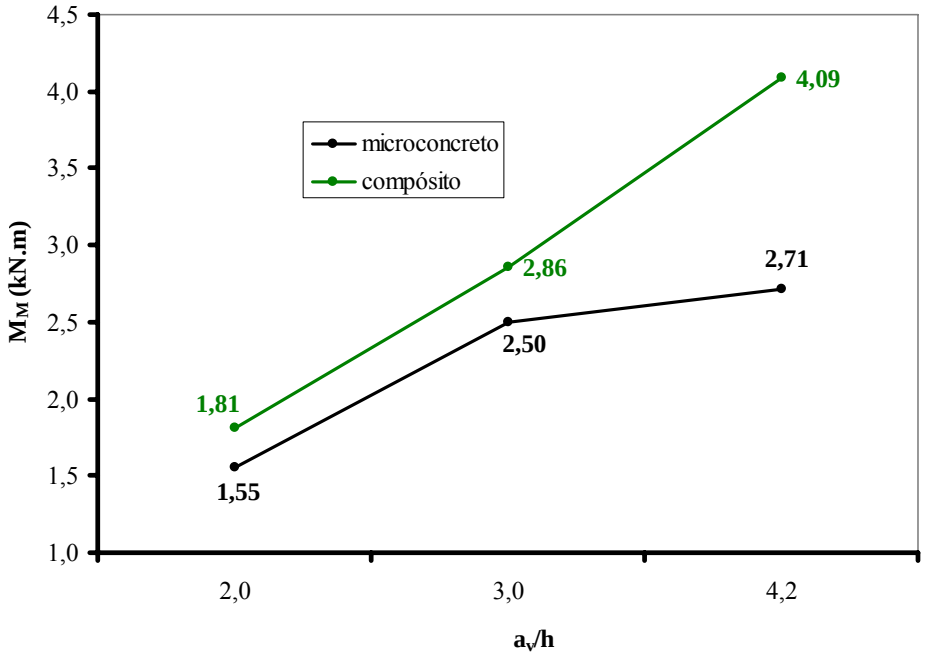


Figura 6.31 – Variação no momento fletor máximo com a relação a_v/h

O valor do momento fletor (M) para um dado carregamento (P) é dependente apenas do comprimento do vão de cisalhamento. Logo, na Figura 6.32, são comparadas as curvas de momento versus deslocamento vertical no meio do vão das diversas vigas ensaiadas.

Da análise das curvas apresentadas na Figura 6.32, dois aspectos chamam a atenção. O primeiro é a existência de um ramo descendente após o momento máximo nas curvas representativas das vigas-compósito e o segundo aspecto é a regularidade dessas curvas em relação às de microconcreto.

A existência do ramo descendente nas curvas das vigas-compósito é de extrema importância estrutural, pois significa a eliminação da ruína frágil e repentina que foi observada nas vigas de microconcreto. A presença das fibras e microfibras de aço propiciou uma ruína mais suave às vigas-compósito.

Os ressaltos nas curvas das vigas de microconcreto são devidos à queda de rigidez provocada pelo surgimento de fissuras. A não existência desses nas curvas das vigas-

compósito indica que a presença das fibras de aço evita a concentração de tensões e elimina a perca de resistência local por fissuração.

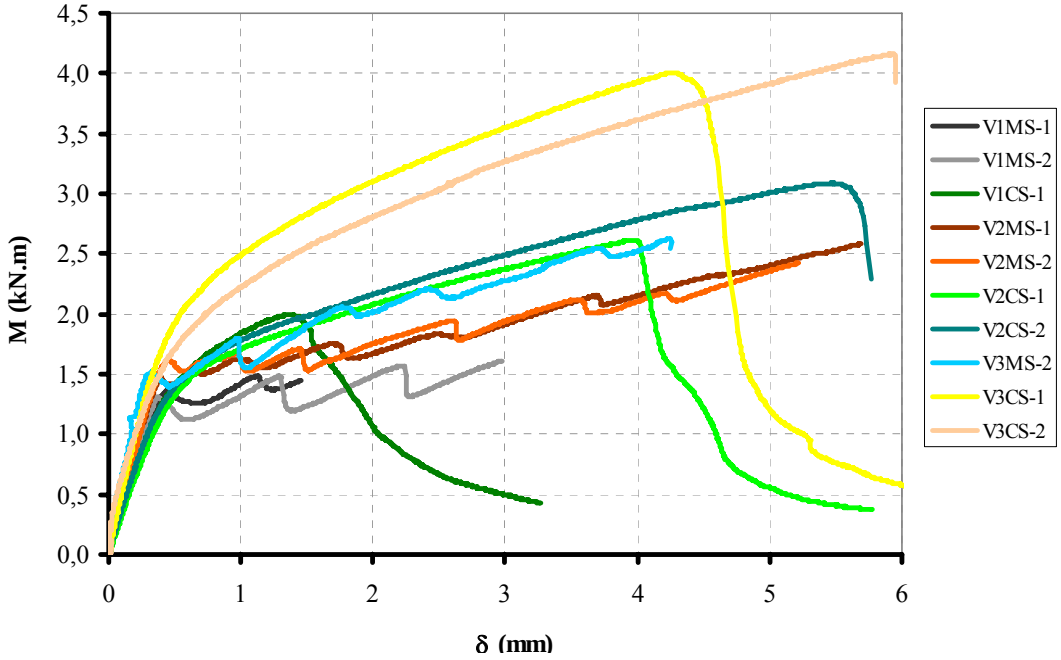


Figura 6.32 – Curvas momento fletor versus deslocamento vertical no meio do vão das vigas reforçadas

6.3.3.2.Deformações no reforço

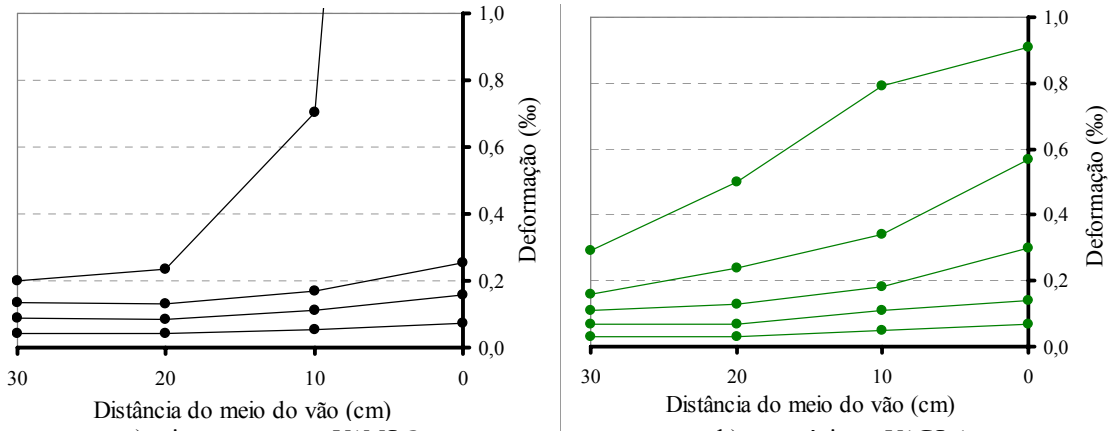
Nas Figuras 6.33, 6.34 e 6.35 são mostradas as deformações no reforço em intervalos de 3 kN para as vigas com relação a_v/h igual a 2,0; 3,0 e 4,2, respectivamente.

O valor da deformação do reforço no meio do vão da viga V1MS-2 para a força de 12kN atingiu 6,1‰ e, por isso extrapolou a escala utilizada na Figura 6.33-a. Para a viga V2MS-1, os valores de deformação que ultrapassaram a escala utilizada na Figura 6.34-a, foram de 4,1‰ para a força de 9 kN, 4,2‰ e 6,5‰ para a força de 12 kN.

De uma maneira geral, para baixos níveis de força (3kN e 6kN) as deformações no reforço das vigas-compósito e de microconcreto foram semelhantes. Porém, considerando-se uma mesma seção e maiores níveis de força aplicada, as deformações no reforço das vigas de microconcreto foram bem mais acentuadas do que àquelas das vigas-compósito.

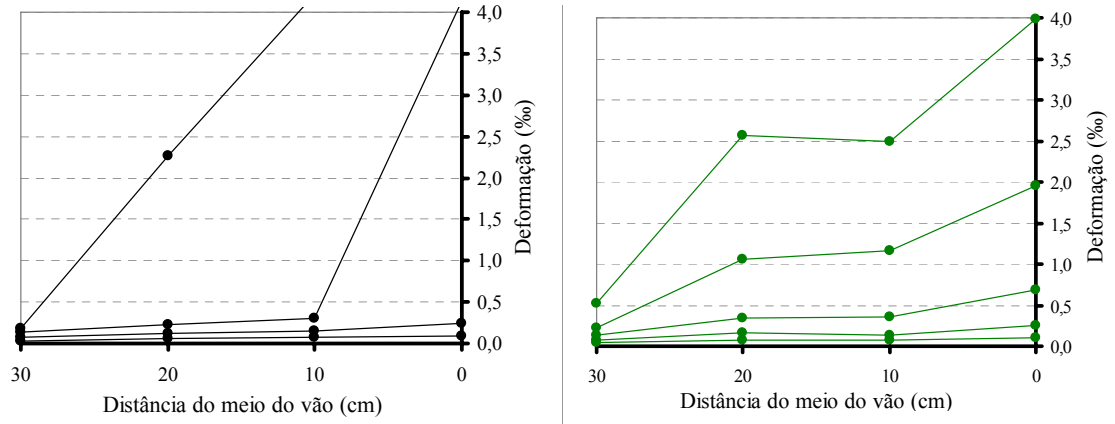
Por exemplo, para uma força de 12 kN e seção no meio do vão, a deformação registrada no reforço da viga V1MS-2 foi de 6,1‰, enquanto que, na viga V1CS-1 foi de apenas 0,57‰. A diferença entre os valores de deformação no reforço das vigas evidencia o efeito que a fissuração exerce sobre o reforço das vigas moldadas com microconcreto.

Quando se forma uma fissura na viga de microconcreto, o reforço é solicitado sobremaneira, pois é ele que passa a resistir a todos os esforços de tração. Já nas vigas-compósito, o efeito de ponte das fibras de aço minimiza o tracionamento do reforço na seção fissurada.



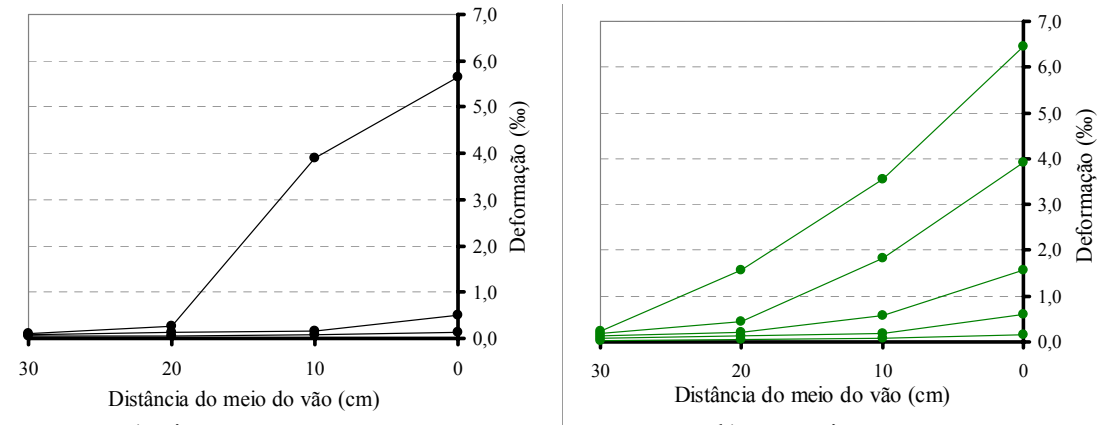
a) microconcreto – *V1MS-2* b) compósito – *V1CS-1*

Figura 6.33 – Distribuição de deformações no reforço para $a_v/h = 2,0$



a) microconcreto – *V2MS-1* b) compósito – *V2CS-2*

Figura 6.34 – Distribuição de deformações no reforço para $a_v/h = 3,0$



a) microconcreto – *V3MS-1* b) compósito – *V3CS-1*

Figura 6.35 – Distribuição de deformações no reforço para $a_v/h = 4,2$

6.3.3.3.Comportamento das vigas com relação $a_v/h = 2,0$

As vigas com relação $a_v/h = 2,0$ apresentaram, como ilustra a Figura 6.36, modo de ruína caracterizado pela propagação de uma fissura no entalhe de extremidade. Nas vigas de microconcreto a ruína deu-se de maneira brusca pela propagação repentina dessa fissura a partir do topo do entalhe de extremidade.

Nas vigas-compósito foi possível detectar por inspeção visual o surgimento dessa fissura e a sua propagação, que se deu lentamente e progressivamente com a aplicação do carregamento. O comportamento dessas vigas em termos de força versus deslocamento vertical no meio do vão é representado na Figura 6.37.

a) microconcreto

b) compósito

Figura 6.36 – Modo de ruína das vigas com $a_v/h = 2,0$

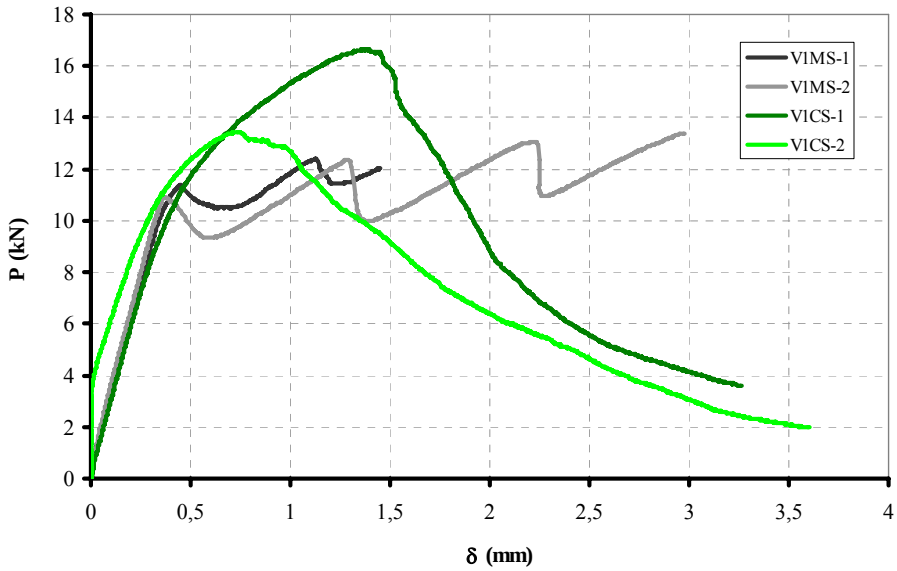


Figura 6.37 – Curvas P-δ das vigas reforçadas com relação $a_v/h = 2,0$

Do exame da Figura 6.37, observa-se que, embora as vigas tenham sido reforçadas com a mesma área de seção transversal do reforço, o comportamento entre elas apresentou singularidades em virtude do tipo de material que cada viga foi moldada.

Os modos de ruína foram semelhantes, entretanto, as vigas-compósito tiveram aumento de sua força de ruína em relação à viga de microconcreto e uma ruína mais dúctil, caracterizada pelo ramo descendente da curva.

Por meio de um monitoramento visual foi possível mapear o desenvolvimento das fissuras durante todo o processo de carregamento de cada viga até a ruína final (Figura 6.38). Para a viga V1MS-2 a primeira fissura surgiu no meio do vão e a ruína deu-se a partir do entalhe de extremidade. Para a viga-compósito o destaque fica por conta da ausência de fissuras, com exceção apenas da fissura que provocou a ruína da viga a partir do entalhe de extremidade.

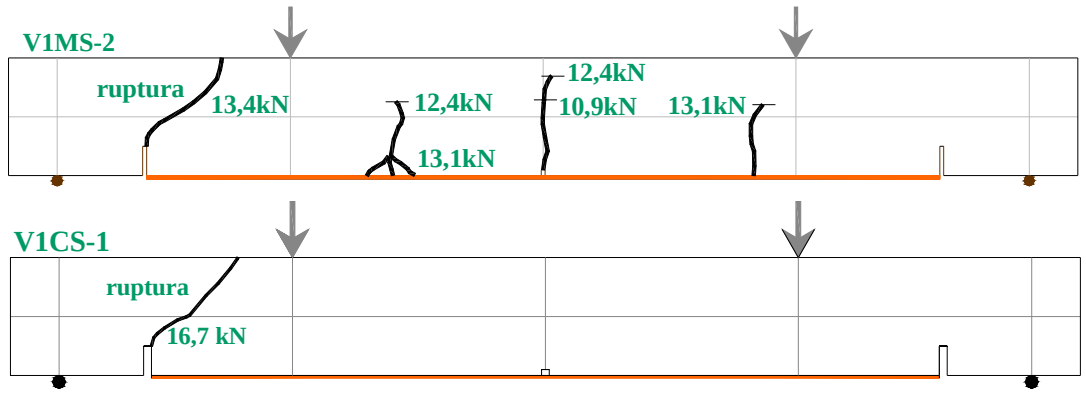
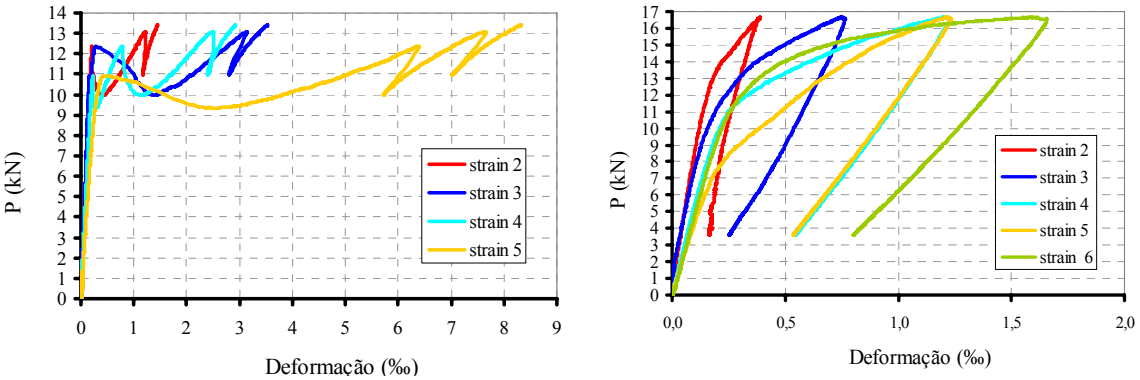


Figura 6.38 – Padrão de fissuração das vigas reforçadas com relação a/h = 2,0

Na Figura 6.39 a evolução das deformações no reforço das vigas moldadas com microconcreto e o compósito cimentício são comparadas. Devido à fissuração as deformações no reforço da viga de microconcreto são mais pronunciadas.

A máxima deformação no reforço da viga de microconcreto atingiu o valor de 8,32‰ e foi registrada no *strain gauge* 5 (meio do vão). Já na viga-compósito os máximos valores de deformações no reforço foram de apenas 1,23‰ e de 1,66‰, registrados respectivamente, no meio do vão e numa seção a 10 cm do meio do vão.



a) microconcreto – *V1MS-2* b) compósito – *V1CS-1*

Figura 6.39 – Evolução das deformações no reforço

6.3.3.4.Comportamento das vigas com relação a_v/h = 3,0

As vigas com relação a_v/h = 3,0 apresentaram, como mostra a Figura 6.40, modo de ruína também caracterizado pela propagação de uma fissura no entalhe de extremidade. Novamente aqui, observou-se uma ruína frágil nas vigas de microconcreto e uma ruína mais suave nas vigas-compósito.

a) microconcreto

b) compósito

Figura 6.40 – Modo de ruína das vigas com a_v/h = 3,0

O comportamento das vigas é registrado na Figura 6.41. Ressalta-se a presença do ramo descendente nas vigas V2CS-1 e V2CS-2, representando uma perda de resistência gradual da viga com a propagação da fissura de ruína. Outro destaque a ser mencionado para as vigas-compósito é a ausência da perda de resistência com a fissuração da matriz. Com a fissuração da matriz, a capacidade de carga nessas vigas

não decresce, como nas vigas de microconcreto, e é sempre mantida em níveis crescentes até a ruína da peça. O padrão de fissuração nas vigas é comparado na Figura 6.42.

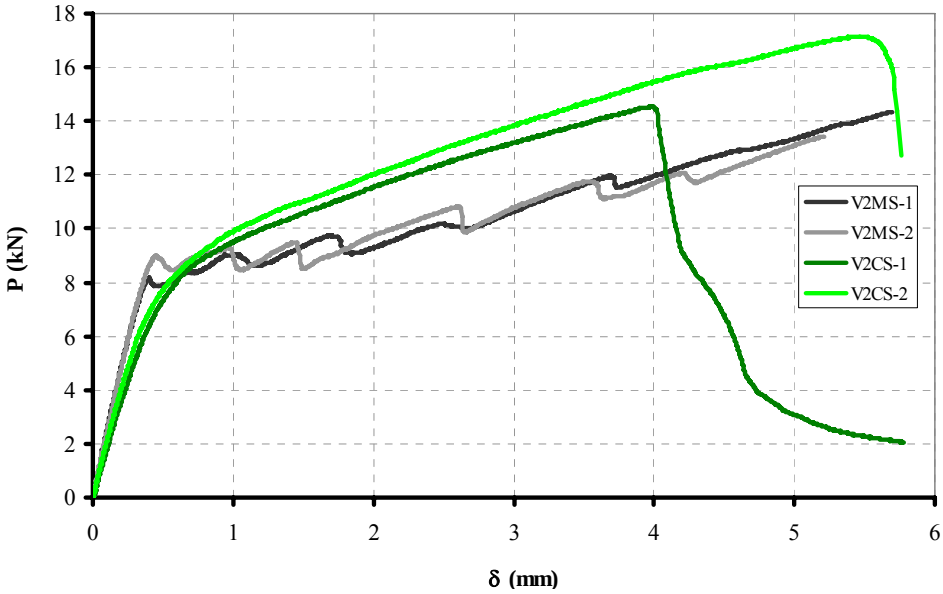


Figura 6.41 – Curvas P-δ das vigas reforçadas com relação $a_v/h = 3,0$

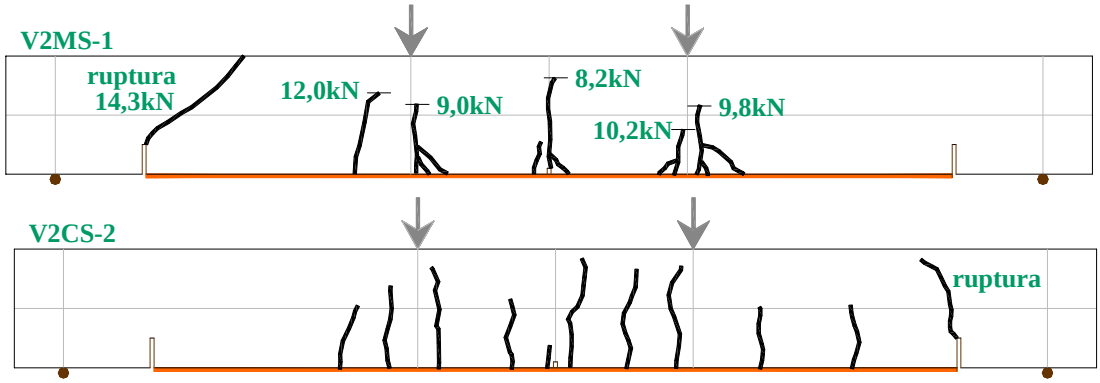
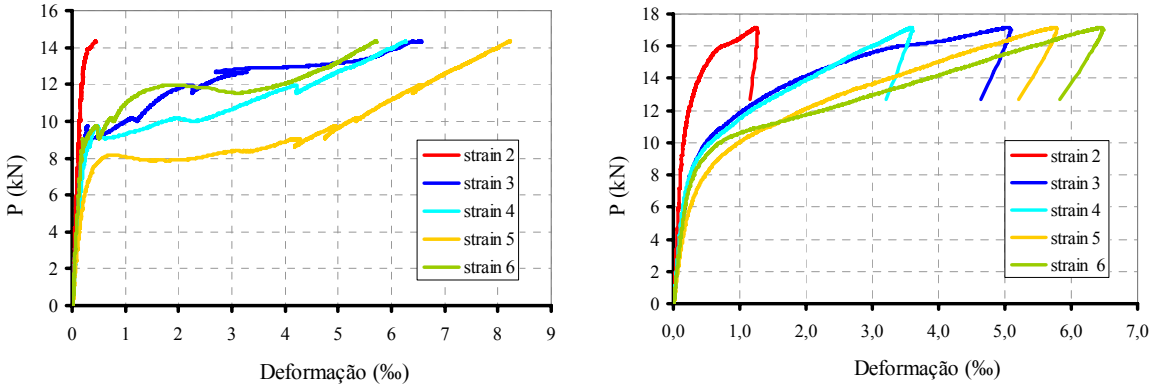


Figura 6.42 – Padrão de fissuração das vigas reforçadas com relação $a_v/h = 3,0$

Uma comparação entre a evolução das deformações no reforço das vigas é estabelecida na Figura 6.43. A máxima deformação do reforço na viga de microconcreto ocorreu no meio do vão (*strain gauge 5*) e foi de 8,22‰, praticamente igual ao verificado na viga V1MS-2 (8,32‰). Esses valores são bem próximos ao de ruptura da fibra de carbono, que é de 8,76‰ conforme o ensaio de caracterização realizado.

Na viga V2CS-2 a máxima deformação no reforço foi de 6,48‰, registrada no *strain gauge* 6. Esse valor de deformação devido a fissuração observada nessa viga, é bem superior ao encontrado na viga V1CS-1, que foi de 1,66‰ também no *strain*

gauge 6. Por meio dos valores obtidos através do *strain gauge* 2, verifica-se que a extremidade do reforço da viga V2CS-2 (1,26‰ na ruína) foi mais solicitada do que a do reforço da viga V2MS-1 (0,45‰ na ruína).

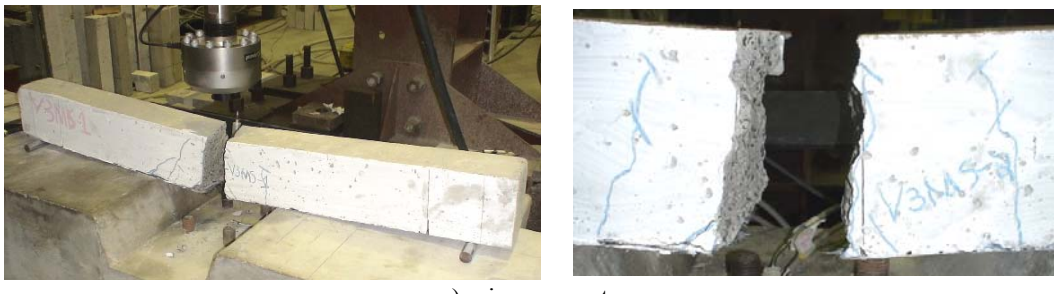


a) microconcreto – *V2MS-1* b) compósito – *V2CS-2*

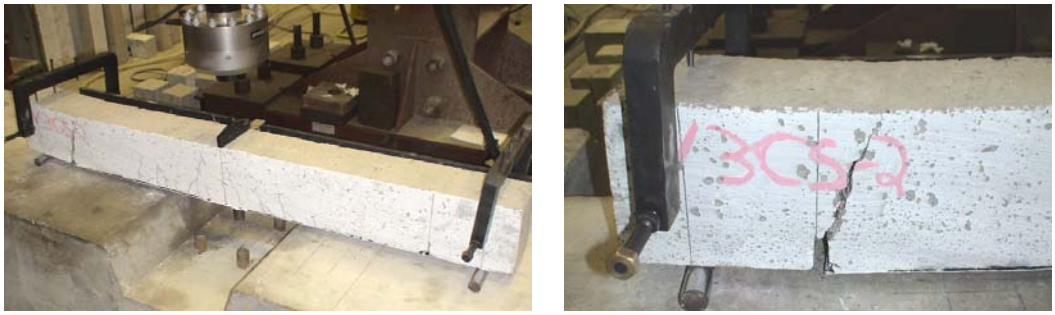
Figura 6.43 – Evolução das deformações no reforço

6.3.3.5.Comportamento das vigas com relação a_v/h = 4,2

O aspecto final das vigas com relação a_v/h = 4,2 está mostrado na Figura 6.44. O modo de ruína obtido foi distinto entre as vigas-compósito e as vigas de microconcreto. Nessa última verificou-se a evolução de fissuras inclinadas junto ao entalhe central, formando-se pequenos pedaços de microconcreto que se soltaram e provocou aumento brusco da tensão e ruptura do reforço. Já o outro modo de ruína foi caracterizado pela propagação de uma fissura no entalhe de extremidade das vigas-compósito.



a) microconcreto



b) compósito

Figura 6.44 – Modo de ruína das vigas com a_v/h = 4,2

Do comportamento força versus deslocamento vertical no meio do vão das vigas (Figura 6.45), evidencia-se o melhor desempenho, traduzido em termos de maior capacidade de carga e ductilidade na ruína das vigas-compósito, em relação às vigas de microconcreto.

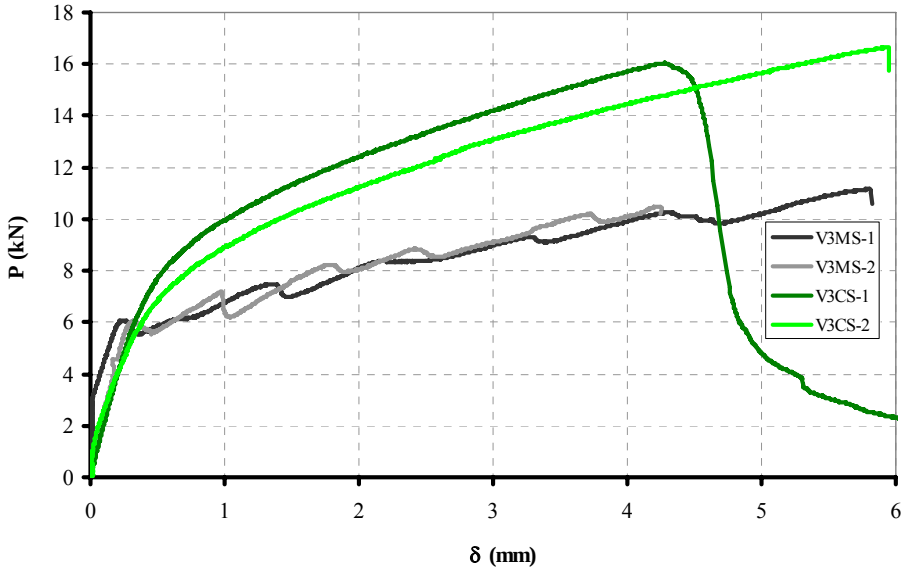


Figura 6.45 – Curvas P-δ das vigas reforçadas com relação $a_v/h = 4,2$

A distribuição de fissuras nas vigas é comparada através da Figura 6.46. Salienta-se o surgimento de fissuras distribuídas em maior quantidade e ao longo de um maior comprimento do reforço da viga V3CS-2. Na viga V3MS-2 o comprimento das fissuras (com exceção de apenas uma) ultrapassou a metade da altura da viga. Já na viga V3CS-2 a maioria das fissuras não atingiu a metade da altura da viga.

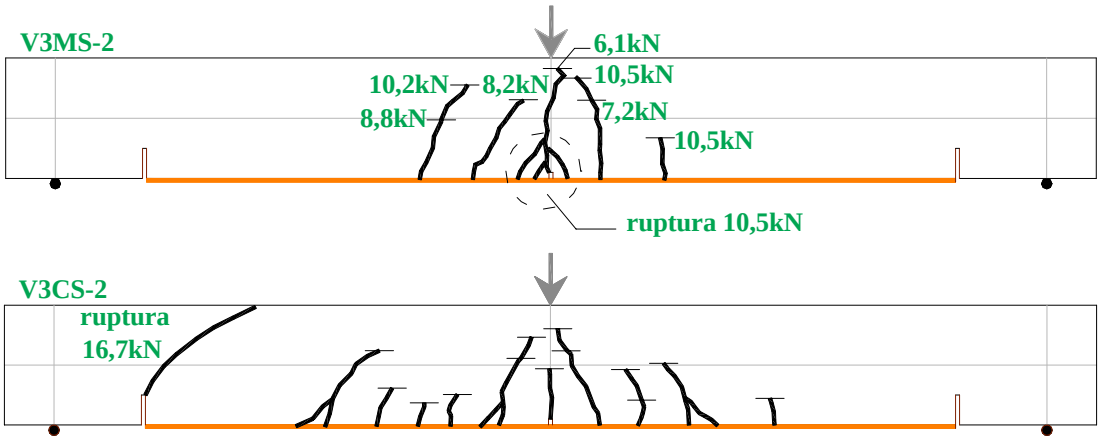
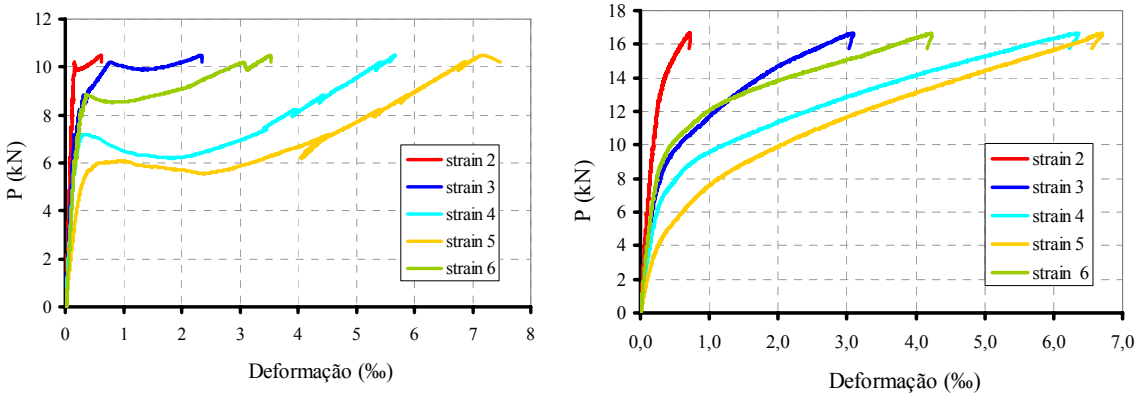


Figura 6.46 – Padrão de fissuração das vigas reforçadas com relação $a_v/h = 4,2$

A evolução das deformações no reforço das vigas é comparada na Figura 6.47. Em ambas as vigas, V3MS-2 e V3CS-2, os máximos valores de deformação no reforço foram respectivamente, de 7,48‰ e 6,71‰, registrados no *strain gauge* 5.



a) microconcreto – *V3MS-2* b) compósito – *V3CS-2*

Figura 6.47 – Evolução das deformações no reforço

Independente da relação a_v/h, a evolução das deformações do reforço das vigas-compósito mostrou-se bem diferente daquela observada no reforço das vigas de microconcreto. Essas diferenças estão diretamente relacionadas à fissuração da peça. Tal aspecto pode ser melhor visualizado por meio da Tabela 6.13, onde são reunidos alguns valores de deformações do reforço referentes a níveis de carregamento antes e após a fissuração.

Tabela 6.13 – Deformações no reforço antes e após a fissuração

a_v/h	Viga	*Strain gauge*	Antes da fissuração		Pós-fissuração	
			P = 4kN	P = 8kN	P = 11,5kN	P = 12,5kN
2,0	V1MS-2	ε_2	0,06	0,12	0,19	1,07
		ε_3	0,06	0,11	0,21	2,83
		ε_4	0,07	0,15	0,61	2,24
		ε_5	0,10	0,22	5,60	7,13
	V1CS-1	ε_2	0,04	0,09	0,15	0,17
		ε_3	0,04	0,11	0,21	0,27
		ε_4	0,07	0,16	0,29	0,39
		ε_5	0,09	0,23	0,52	0,62
a_v/h	**Viga**	***Strain***	**P = 3,5kN**	**P = 7kN**	**P = 10,5kN**	**P = 12,5kN**
3,0	V2MS-1	ε_2	0,05	0,09	0,15	0,20
		ε_3	0,07	0,15	1,36	2,96
		ε_4	0,09	0,19	2,86	4,87
		ε_5	0,12	0,34	5,59	6,96
	V2CS-2	ε_2	0,05	0,09	0,17	0,26
		ε_3	0,09	0,21	0,59	1,24
		ε_4	0,08	0,18	0,70	1,37
		ε_5	0,12	0,35	1,19	2,22
a_v/h	**Viga**	***Strain***	**P = 3kN**	**P = 6kN**	**P = 8kN**	**P = 10kN**
4,2	V3MS-2	ε_2	0,04	0,08	0,11	0,15
		ε_3	0,06	0,13	0,23	0,70
		ε_4	0,08	0,16	3,79	5,29
		ε_5	0,14	0,67	5,23	6,72
	V3CS-2	ε_2	0,05	0,10	0,14	0,19
		ε_3	0,08	0,17	0,29	0,56
		ε_4	0,10	0,24	0,52	1,21
		ε_5	0,17	0,62	1,14	2,04

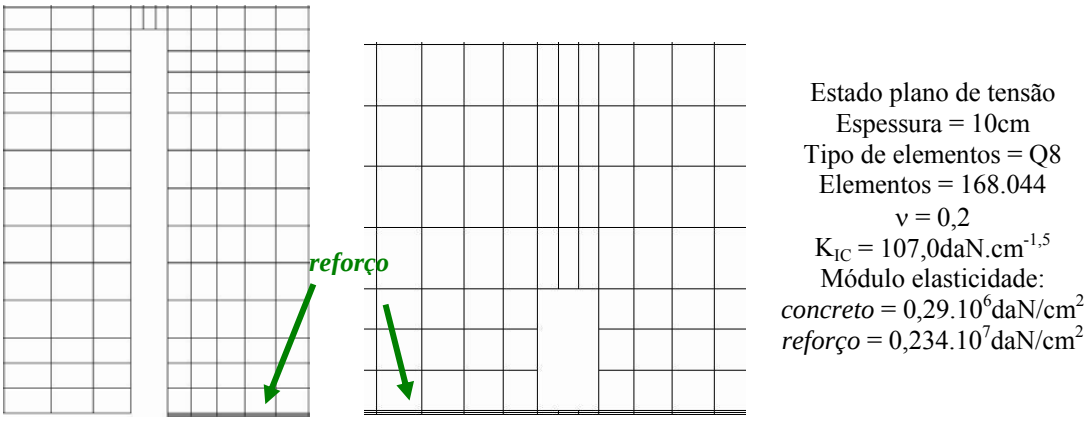
Para os níveis de carregamento considerados na Tabela 6.13, fica evidente que antes da fissuração, os valores de deformações do reforço das vigas-compósito e das vigas de microconcreto são praticamente iguais. Porém, após a fissuração, as deformações nessas últimas são significativamente maiores do que aquelas das vigas-compósito.

Por exemplo, para P = 11,5 kN, a deformação ε_5 é de 5,60‰ na viga V1MS-2, enquanto que, na viga V1CS-1 é de apenas 0,52‰. Com o aumento da força, P = 12,5kN, a deformação na viga de microconcreto acentua-se ainda mais do que na viga V1CS-1 que registrou o valor de 7,13‰ contra o de apenas 0,62‰ no reforço da viga-compósito. Essa diferença nos valores de deformações do reforço entre as vigas é notada também para as demais relações de a_v/h.

6.3.3.6.Concentração de tensões e propagação de fissura nos entalhes

Aqui, novamente com o auxílio do programa Franc2d foi possível realizar uma simulação bidimensional das vigas reforçadas de microconcreto com vistas à analise da concentração de tensões e propagação de fissura a partir dos entalhes.

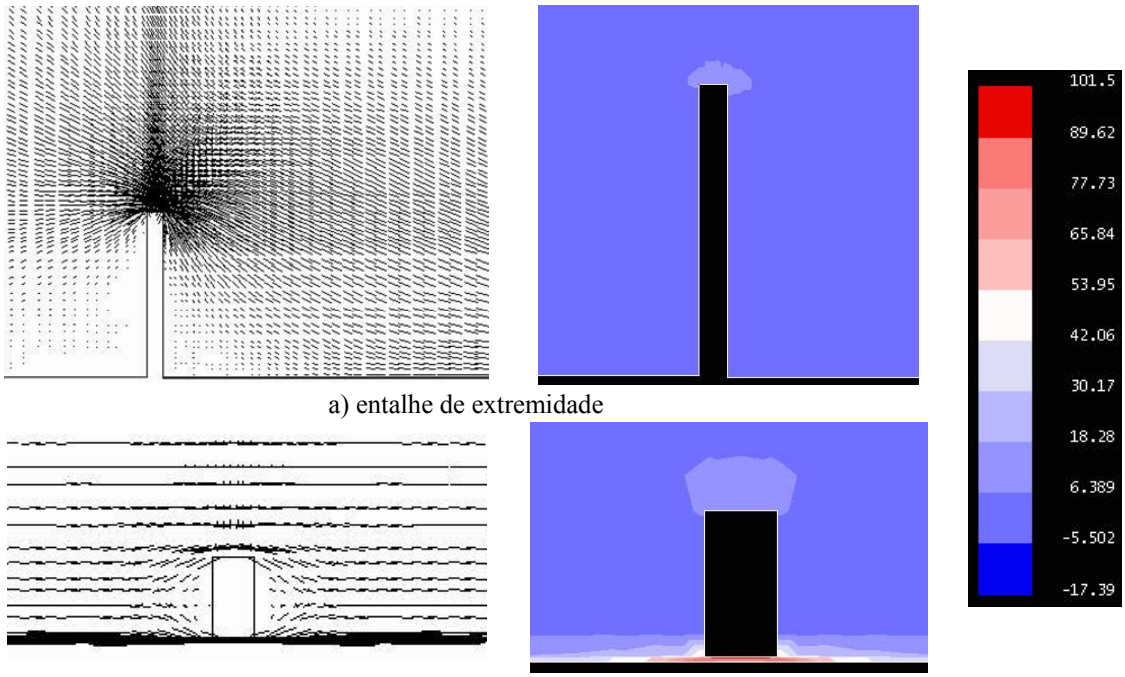
São válidas as mesmas considerações feitas no ítem 6.3.2.5 a respeito da malha de elementos finitos utilizada na discretização das vigas. No entanto, tem-se agora a presença do reforço externo (ver Figura 6.48) idealizado com comportamento elástico-linear e conectado aos nós adjacentes dos elementos de concreto.



a) extremidade b) centro

Figura 6.48 – Detalhe da presença do reforço na malha de elementos finitos

No topo dos entalhes das vigas reforçadas ocorre grande concentração de tensões normais de tração. A Figura 6.49 apresenta em detalhe e considerando-se a aplicação de uma força P = 100 daN, a concentração de tensões nos entalhes da viga reforçada com relação $a_v/h = 2,0$.



a) entalhe de extremidade

b) entalhe central

Figura 6.49 – Concentração de tensões nos entalhes das vigas de microconcreto com relação a_v/h=2,0

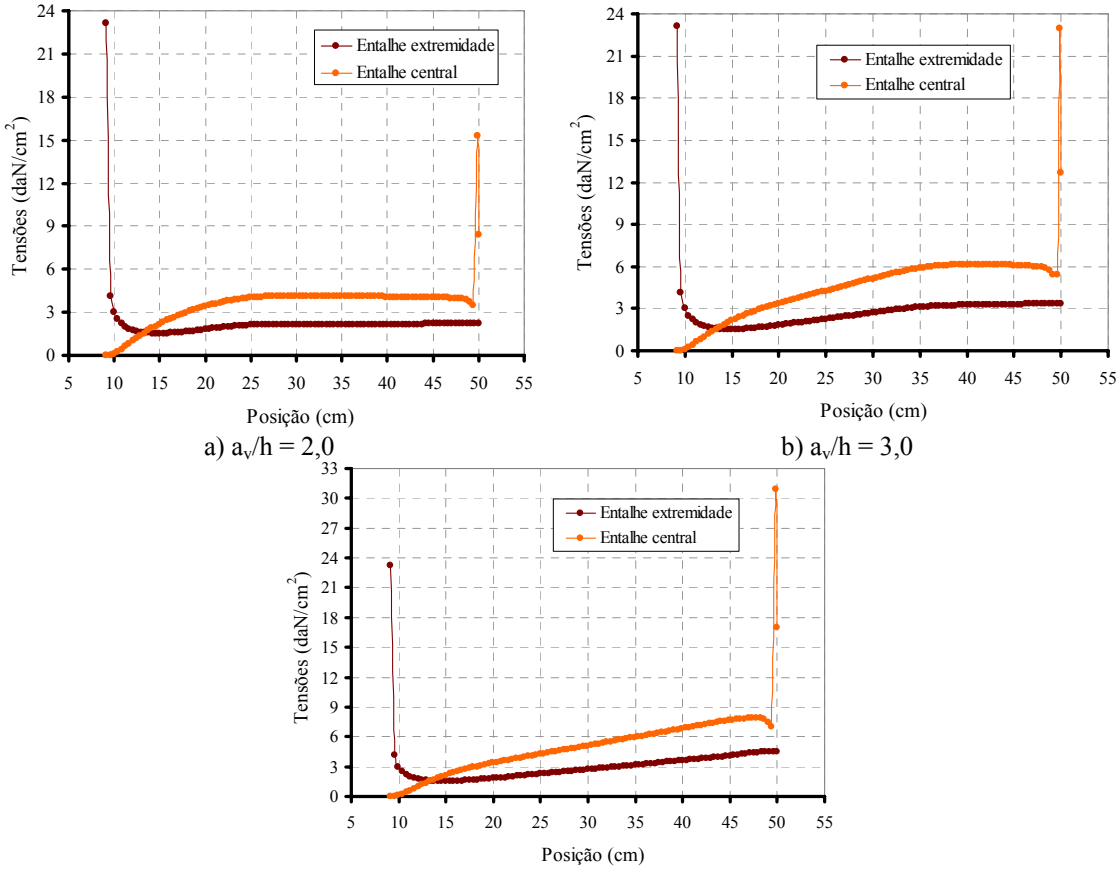
Considerando uma seção longitudinal passando na altura do topo de cada um dos entalhes, a evolução das tensões normais de tração atuantes neste plano é dada de acordo com a Figura 6.50. Esse plano inicia-se exatamente no vértice superior interno do entalhe de extremidade, ou seja, a uma distância de 9,15 cm do apoio, indo até o meio do vão.

Do exame da Figura 6.50, constata-se que o vértice dos entalhes são pontos concentradores de tensões na viga. No vértice do entalhe de extremidade as tensões mantêm-se constante nos três casos. No vértice do entalhe central as tensões aumentam com o aumento da relação a_v/h. As tensões no entalhe central somente são maiores do que as tensões no entalhe de extremidade para a_v/h = 4,2.

Baseado na análise de distribuição de tensões da Figura 6.50 e objetivando-se computar os valores dos fatores de intensidade de tensão K_I e K_{II}, foram introduzidas duas fissuras discretas no modelo, uma em cada entalhe, como exemplifica a Figura 6.51. Considerando-se a aplicação de uma força P = 100 daN, reúne-se na Tabela 6.14 os valores dos fatores de intensidade de tensão na ponta das duas fissuras. Também são mostradas as tensões nos vértice dos entalhes e no meio do reforço. Os valores em parênteses referem-se às vigas não reforçadas.

Nota-se de uma maneira geral que, em relação às vigas não reforçadas, a presença do reforço externo diminuiu a concentração de tensões no entalhe central e elevou ligeiramente as tensões no entalhe de extremidade.

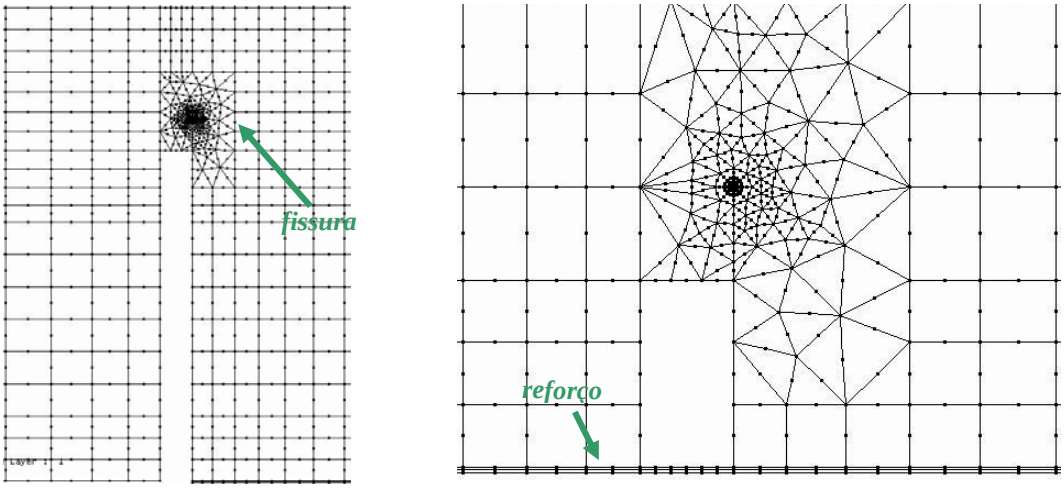
Para a relação $a_v/h=2$, o K_I no entalhe central é inferior ao do entalhe de extremidade. Tal observação é uma conseqüência da presença do reforço externo, pois nas vigas não reforçadas o K_I no entalhe central sempre apresentou valores mais elevados do que o do entalhe de extremidade. Para as outras duas relações, tal situação inverte-se e o K_I do entalhe central assume maiores valores do que o do entalhe da extremidade.



a) $a_v/h = 2,0$ b) $a_v/h = 3,0$

c) $a_v/h = 4,2$

Figura 6.50 – Tensões normais de tração atuantes num plano que passa pelo topo dos entalhes



a) entalhe de extremidade b) entalhe central

Figura 6.51 – Posicionamento de uma fissura no vértice dos entalhes

Tabela 6.14 – Tensões de tração e fatores de intensidade de tensão obtidos pelo Franc2d

a_v/h	Entalhe	Tensão (daN/cm^2)	K_I (daN.cm$^{-1,5}$)	K_{II} (daN.cm$^{-1,5}$)
2,0	Extremidade	23,16 *(22,94)*	6,93 *(6,89)*	1,15 *(1,12)*
	Central	15,31 *(21,85)*	6,15 *(8,80)*	-0,26 *(0,07)*
	Reforço	98,21	-	-
3,0	Extremidade	23,11 *(22,89)*	6,92 *(6,89)*	1,15 *(1,11)*
	Central	23,00 *(32,82)*	9,24 *(13,22)*	-0,41 *(0,10)*
	Reforço	147,53	-	-
4,2	Extremidade	23,11 *(22,89)*	6,92 *(6,89)*	1,15 *(1,11)*
	Central	30,93 *(44,30)*	12,40 *(17,81)*	-0,56 *(0,14)*
	Reforço	199,43	-	-

Os valores em parênteses referem-se às vigas de microconcreto não reforçadas

Para as vigas reforçadas de microconcreto, representa-se na Figura 6.52 os modos de ruína obtidos numericamente através da evolução progressiva, em incrementos de 1,5 mm, da linha de frente das fissuras posicionadas em cada um dos dois entalhes.

Apesar da utilização de um modelo com limitações (desconsideração do efeito de ponte das tensões na zona de processos inelásticos), nota-se que a simulação numérica aqui efetuada conduziu a uma representação satisfatória dos modos de ruína das vigas de microconcreto reforçadas. Para as relações a_v/h=2 e 3 a ruína numérica foi exatamente coincidente com à observada experimentalmente. Já para a aplicação de uma única força concentrada no meio do vão, a simulação apontou para a ruína da viga através do surgimento de uma fissura no entalhe de extremidade, enquanto que, a

observada experimentalmente deu-se pelo surgimento de fissuras na base do entalhe central e ruptura do reforço por tração.

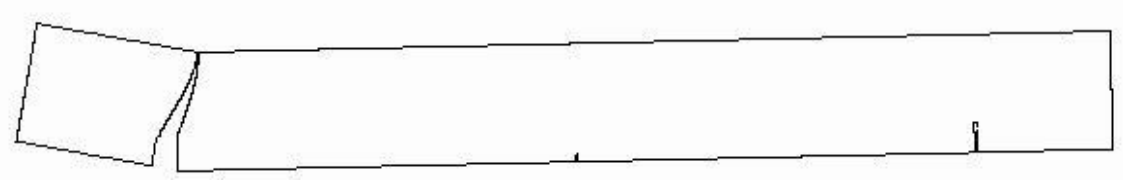
Na Figura 6.53 os gráficos com a história do K_I são computados em função da extensão relativa da fissura (a/h). Os valores dos fatores de intensidade de tensão foram obtidos via integral J.

Das Figuras 6.52 e 6.53, nota-se que a fissura introduzida no topo do entalhe de extremidade das vigas reforçadas propagou-se até a face superior da viga. Nos três casos, o fator de intensidade de tensões sempre aumentou com o avanço da fissura no entalhe de extremidade, no entanto, para as relações $a_v/h=3$ e 4,2, a fissura que primeiramente evoluiu foi a do entalhe central.

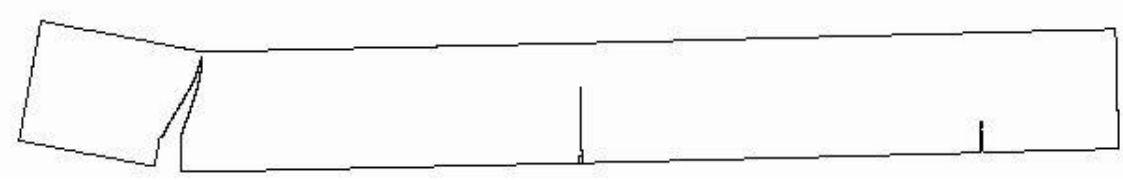
O fator de intensidade de tensões na fissura do entalhe central foi superior ao valor do entalhe de extremidade até quando a fissura estava numa posição equivalente a 30% da altura da viga para a relação $a_v/h=3$, e numa posição igual a aproximadamente 35% da altura da viga para a relação $a_v/h=4,2$. No entanto, o impedimento da propagação da fissura a partir do entalhe central, indicado pela diminuição dos valores do fator de intensidade de tensões, é uma conseqüência direta da resistência oferecida pela manta tracionada. A mudança do entalhe em que a fissura irá se propagar até a ruína da peça está condicionada à elevação do nível de carregamento.

Baseado em como o fator de intensidade de tensões muda com o comprimento da fissura, para a relação $a_v/h=2$, a propagação da fissura significa ruína catastrófica, já para as relações mais elevadas, a fissura que se propaga primeiramente no entalhe central, estabiliza-se e uma outra fissura propaga-se no entalhe de extremidade.

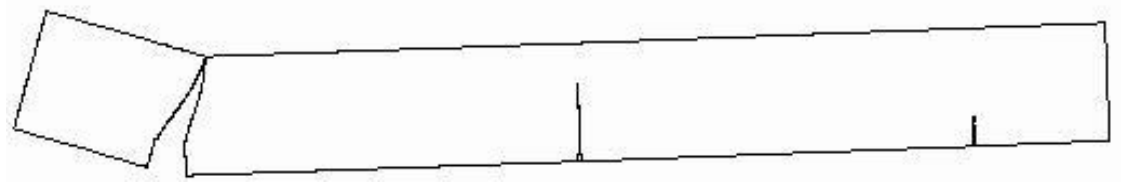
Extrapolando-se os conceitos agora para o caso das vigas-compósito, o que se percebe é um efeito de ponte que ocorre quando a fissura avança sobre as fibras e microfibras de aço, o que possibilita uma transmissão de tensões através da fissura até o seu arrancamento. Isso causa dissipação de energia e energia adicional que é necessária para propagar a fissura.



a) $a_v/h = 2,0$

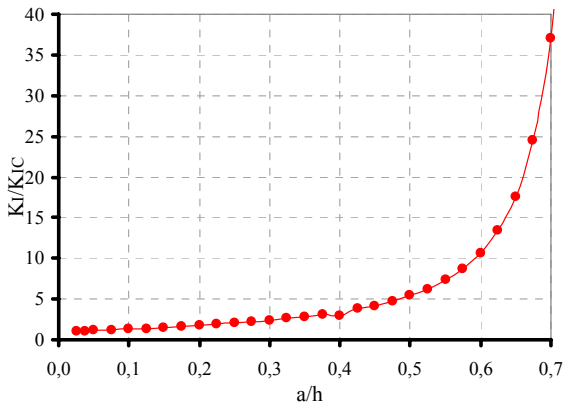


b) $a_v/h = 3,0$

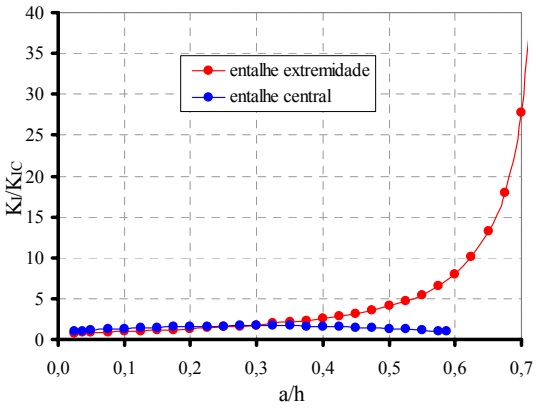


c) $a_v/h = 4,2$

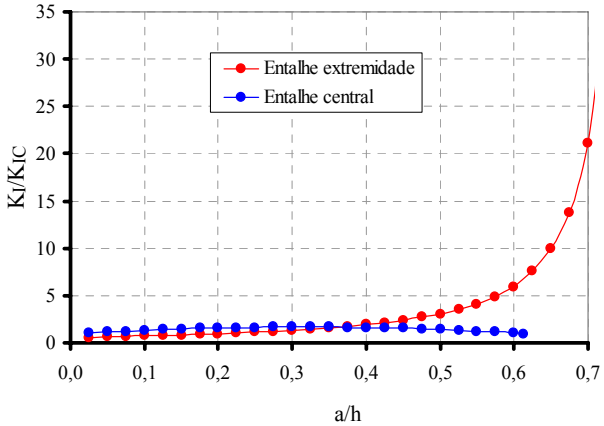
Figura 6.52 – Modo de ruína das vigas de microconcreto reforçadas segundo o programa Franc2d



a) a_v/h =2,0 entalhe de extremidade



b) $a_v/h = 3,0$



c) $a_v/h = 4,2$

Figura 6.53 – Variação de K_I com a propagação da fissura

6.4.Bibliografia do Capítulo

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995). *ASTM D3039/D3039M* – Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. Philadelphia.

ARAUJO, D. L. (2002). *Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho*. 319p. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 8522:* Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro.

FERREIRA, L. E. T. (2002). *Sobre a resistência ao fraturamento do concreto e do concreto reforçados com fibras de aço*. 266p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo. 2002.

JENQ, Y. S.; SHAH, S. P. (1985). A two parameter fracture model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 111, n.4, pp.1227-1241.

RILEM Committee on Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods (1985). Determination of the Fracture Energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Materials and Structures*, vol. 18, n.106, pp. 285-290.

RILEM Committee on Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods (1990). Determination of the fracture parameters (K^s_{IC} and $CTOD_c$) of plain concrete using three-point bend tests. *Materials and Structures*, Vol. 23, 1990, pp. 457-460.

SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. (1995). *Fracture Mechanics of Concrete – Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials*, John Wiley & Sons, Inc., U.S.A.

RILEM TC 162-TDF (2002a): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.579-582, November.

WU, Z.J.; BAILEY, C.G. Fracture of a cracked concrete beam post-strengthened with FRP sheets. *International Journal of Fracture*. 135:35-49 (2005).

CAPÍTULO 7
VIGAS PRINCIPAIS: reconstituição e reforço do banzo tracionado

7.1.Considerações iniciais

Neste capítulo é descrita e exemplificada toda a metodologia experimental empregada para a reconstituição e o reforço do banzo tracionado de vigas de concreto armado, aqui denotadas por vigas principais. As características das vigas, os procedimentos para realização dos ensaios e a instrumentação utilizada são também apresentados. A exposição e a análise dos resultados obtidos são descritos no Capítulo 8.

A reconstituição foi feita pela retirada de uma parte do banzo tracionado das vigas e pela remoldagem utilizando-se o compósito cimentício de alto desempenho CPM1A2C. Considera-se que a parte reconstituída venha a formar um substrato de transição com características mais interessantes para a aplicação do reforço externo.

7.2.Características das vigas

Foram confeccionadas seis vigas idênticas de concreto armado de seção transversal retangular de 17 cm x 35 cm, comprimento total de 360 cm e vão livre de 320 cm. As características de cada viga estão descritas na Tabela 7.1 e as suas dimensões são apresentadas na Figura 7.1.

As vigas foram divididas em três grupos. O primeiro, denominado grupo A, foi composto por apenas uma viga sem reforço (V1A) que serviu de referência para as demais, que foram reforçadas. O segundo, denominado grupo B, foi composto por três vigas, das quais, a V1B foi reforçada com três camadas e a V3B com apenas uma

camada de manta de fibras de carbono. Ainda nesse grupo, a viga V2B foi reforçada com três camadas de manta de fibras de carbono após a demolição e reconstituição parcial do seu banzo tracionado.

O Grupo C foi formado por duas vigas: uma primeira viga (V1C) de concreto armado reforçada com três camadas de manta de fibras de carbono e uma segunda viga (V2C), reforçada também com três camadas de manta de fibras de carbono após a demolição e reconstituição integral do seu banzo tracionado.

O grupo C foi criado em razão da resposta obtida com os ensaios das vigas do grupo B. Nessas, verificou-se ruína por ruptura do reforço. Tal modo de ruína ocorreu devido à baixa resistência apresentada pelo sistema de reforço aplicado nessas vigas.

Deixa-se claro que esse tipo de comportamento não era esperado. As informações mais detalhadas a esse respeito estão apresentadas no Capítulo 8. Após os ensaios das vigas do grupo B, o grupo C foi então planejado, de maneira que as vigas foram reforçadas utilizando-se um outro sistema de reforço, ou seja, uma outra resina e outra manta.

Tabela 7.1 – Características das vigas principais

Grupo	Vigas	Característica
A	V1A	Viga de referência, sem reforço
B	V1B	Viga reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono
	V2B	Viga em que o banzo tracionado foi demolido e reconstituído parcialmente com o compósito cimentício. Após a cura do compósito a viga foi reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono
	V3B	Viga reforçada com uma camada de manta de fibra de carbono
C	V1C	Viga reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono
	V2C	Viga em que o banzo tracionado foi demolido e reconstituído integralmente com o compósito cimentício. Após a cura do compósito a viga foi reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono

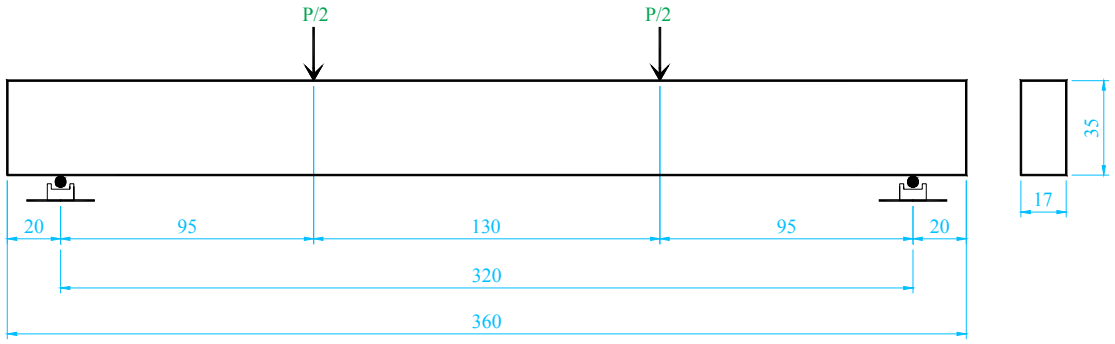


Figura 7.1 – Dimensões das vigas principais

A armadura longitudinal inferior das vigas foi composta por duas barras de aço CA50, com 12,5 mm de diâmetro, o que corresponde a uma taxa de armadura de 0,41%. A armadura superior foi composta por duas barras de aço CA50, com 6,3 mm de diâmetro. A armadura transversal foi formada por estribos com barras de aço CA50 de 6,3 mm de diâmetro, espaçados uniformemente a cada 12 cm. O detalhamento da armadura é apresentado na Figura 7.2.

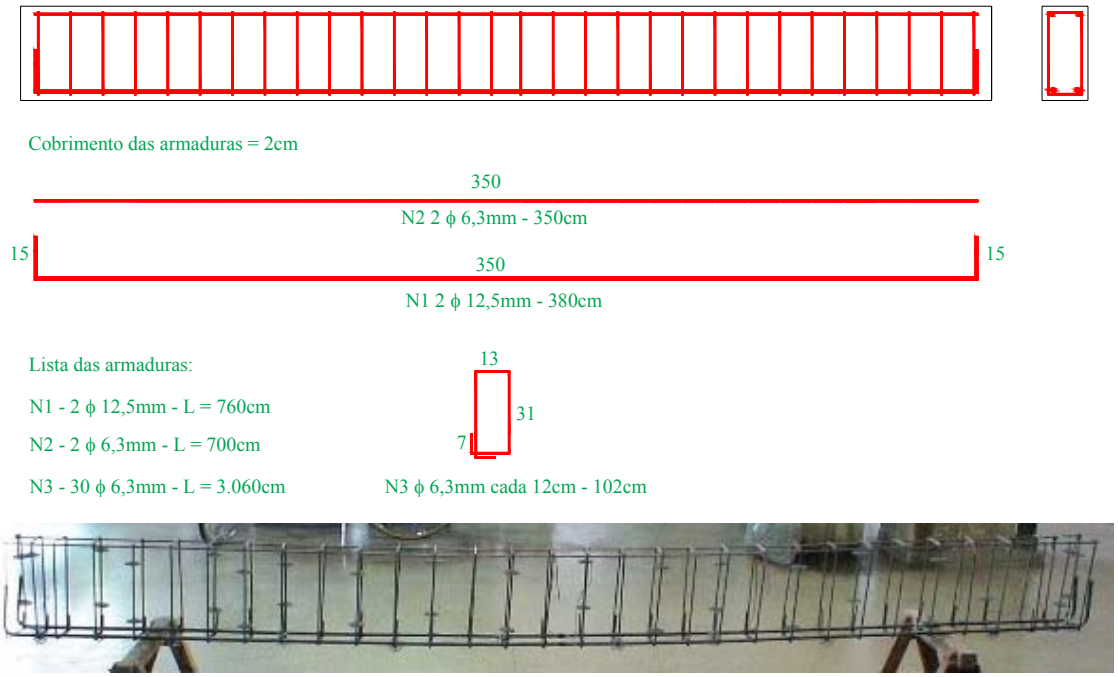


Figura 7.2 – Detalhamento da armadura

A viga não reforçada V1A é a viga de referência para as demais que foram reforçadas. A partir da viga V1A foram estabelecidas considerações com relação ao incremento de resistência e rigidez proporcionadas pelo reforço. Essa viga foi dimensionada com reduzida taxa de armadura longitudinal de modo que o seu estado limite último fosse caracterizado pela deformação excessiva da armadura sem ruptura no concreto comprimido. A sua armadura transversal foi superdimensionada para que não ocorresse escoamento das barras de aço dos estribos.

As vigas V1B e V1C foram reforçadas pela aplicação de três camadas de manta de fibras de carbono. O reforço foi projetado para que fosse possível detectar o seu desprendimento prematuro. Para tanto, utilizou-se o modelo teórico de Chen & Teng (2001) e a formulação do ACI 440.2R (2002). A viga V3B foi reforçada com apenas uma camada de manta de fibras de carbono com vistas ao estabelecimento de comparações com a viga V1B.

As vigas V2B e V2C foram projetadas para que o seu desempenho fosse comparado diretamente ao das vigas de concreto armado reforçadas. Tal comparação visa detectar contribuições do substrato de transição frente ao desprendimento e sobre o desempenho do reforço.

Para tanto, o banzo tracionado das vigas V2B e V2C foi demolido e em seguida reconstituído aplicando-se compósito cimentício de alto desempenho CPM1A2C (Figura 7.3). Após a cura desse compósito, as vigas foram reforçadas pela aplicação de três camadas de manta de fibras de carbono. Tais vigas representam peças estruturais recuperadas que em seguida são reforçadas.

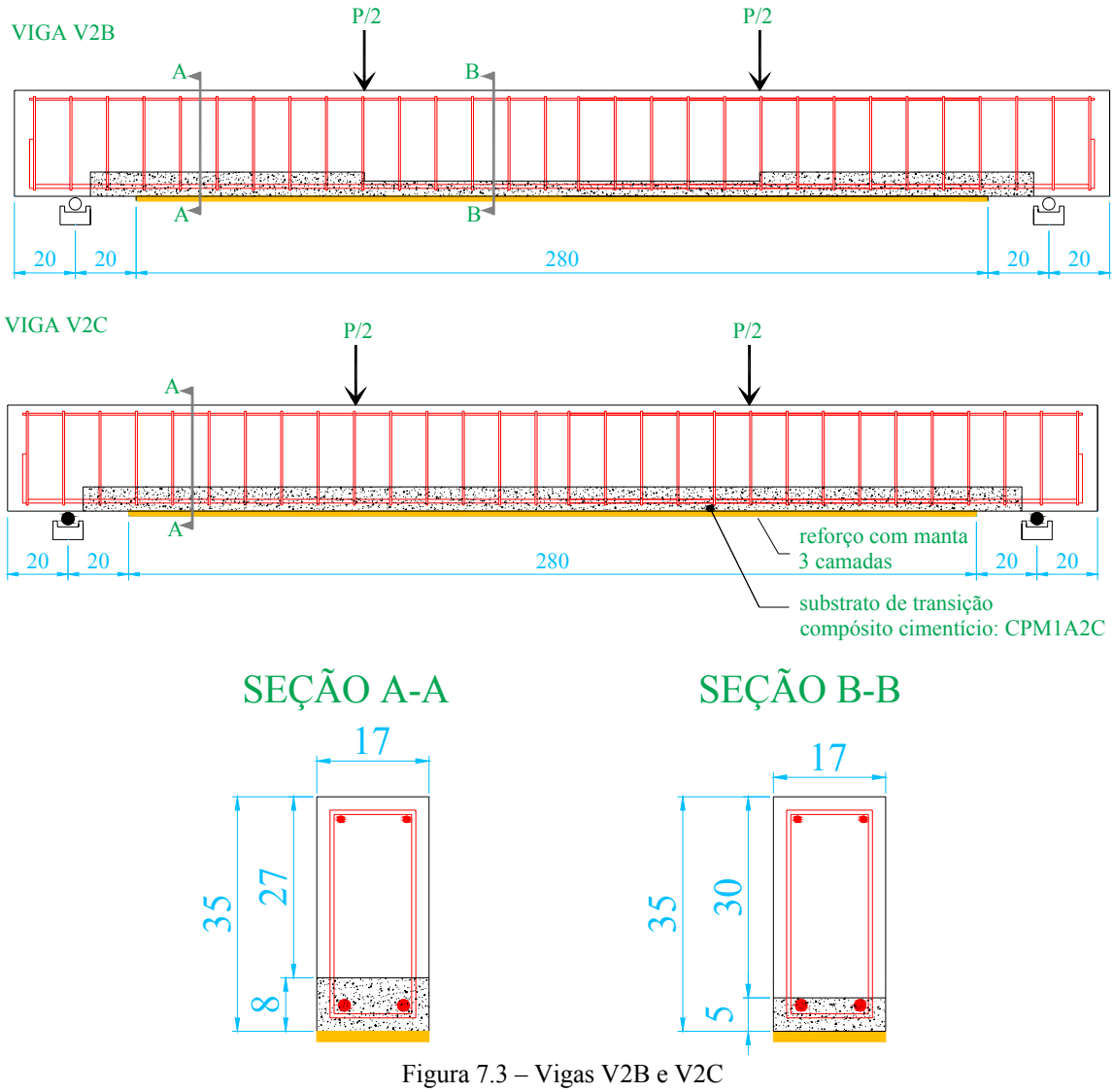


Figura 7.3 – Vigas V2B e V2C

No vão de cisalhamento, devido à presença de esforços cisalhantes, a tendência ao deslizamento da junta, ou seja, da interface entre o concreto e o substrato de transição é acentuada. Assim, na viga V2B procurou-se diminuir a profundidade da junta na região

de flexão pura, enquanto que na viga V2C essa profundidade foi mantida uniforme. É importante frisar que a remoção do concreto do banzo tracionado das vigas V2B e V2C foi realizada numa mesma data. Como a ruína da viga V2B ocorreu de forma inesperada, a comparação entre a variação da profundidade de reconstituição do banzo tracionado das duas vigas ficou prejudicada.

Na viga V2C a profundidade de corte do concreto do banzo tracionado foi definida em 8 cm, ou seja, mais de 4 cm além da superfície superior da armadura longitudinal. Essa condição, na prática da engenharia facilita o trabalho de tratamento das armaduras, caso necessário, além de permitir a ancoragem do novo material com os estribos existentes.

Na viga V2B, como mostra a seção B-B da Figura 7.3, a profundidade de corte do concreto do banzo tracionado foi de 5 cm, o que corresponde a uma remoção de apenas 1 cm de concreto além da superfície superior da armadura longitudinal.

7.3.Moldagem das vigas e do substrato de transição

Cinco vigas foram moldadas em um único dia. Em razão do volume necessário (1,2 m^3) foi empregado concreto usinado. Na Figura 7.4 são destacados alguns detalhes da concretagem das vigas. Corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm e corpos-de-prova prismáticos de 15 cm x 15 cm x 50 cm foram moldados com vistas à determinação das propriedades mecânicas do concreto: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão e energia de fraturamento.

A moldagem da viga V1C foi feita em data posterior aos ensaios das vigas do grupo B. A sua dosagem foi estipulada para obtenção de um concreto com propriedades semelhantes ao do concreto usinado. Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI) e uma relação água/cimento de 0,6, sem a incorporação de qualquer aditivo.

O consumo de cimento foi de 302 kg/m^3 para um traço em massa de 1:2,90:3,50 (cimento:areia:brita 1). A mistura foi executada mecanicamente por meio de uma betoneira elétrica com capacidade nominal de 300 litros. Juntamente com a viga, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos.

As fôrmas utilizadas na concretagem foram de madeira confeccionadas em compensado plastificado de 14 mm de espessura, devidamente reforçadas para se evitar qualquer problema durante a concretagem.

O concreto foi adensado mecanicamente com auxílio de um vibrador de imersão do tipo agulha. Trinta minutos após a concretagem, foi dado um acabamento superficial na face superior das vigas e também nos corpos-de-prova. Em seguida, todas as fôrmas foram cobertas com lona plástica, objetivando-se amenizar a evaporação de água e troca de calor com o meio ambiente e dessa maneira reduzir o efeito da retração do concreto. As vigas e os corpos-de-prova de concreto foram mantidos no ambiente do galpão de ensaios até a data da realização dos ensaios (Figura 7.5).

a) fôrma de madeira utilizada

b) slump do concreto = 14cm

c) concretagem

d) vigas concretadas

Figura 7.4 – Detalhes da concretagem

Figura 7.5 – Vigas e prismas armazenados

Os procedimentos para a retirada do concreto e para a reconstituição do banzo tracionado das vigas V2B e V2C foram iniciados quando o concreto tinha a idade de 23 dias. Nos parágrafos que seguem procura-se ilustrar os principais procedimentos envolvidos nessa fase do programa experimental.

A região a ser demolida foi demarcada com lápis de pedreiro e em seguida foi cuidadosamente delimitada com um disco de corte acoplado a uma serra elétrica circular. Com esse procedimento foi possível fragilizar o concreto por meio da realização de um corte de 15 mm de profundidade ao longo de toda a região a ser demolida (Figura7.6).

a) demarcação e verificação – *viga V2C*

b) delimitação da região com disco de corte

Figura 7.6 – Delimitação da região de concreto a ser demolida

A remoção do concreto foi feita mecanicamente com martelete elétrico rompedor (peso de 10 kg) e, complementada manualmente com marreta, ponteiro e talhadeira (Figura 7.7). Cuidados extremos foram necessários para evitar demolição e fissuração do concreto além da região previamente delimitada. Mesmo assim, em alguns locais da viga o concreto foi ligeiramente demolido além do limite planejado.

Figura 7.7 – Remoção do concreto

Após a remoção do concreto do banzo tracionado, procedeu-se a limpeza da superfície remanescente por meio de jato de ar de alta pressão. Em seguida, a marreta e a talhadeira foram reutilizadas em alguns pontos com a finalidade de promover acabamentos finais, ou seja, para manter a regularidade da profundidade da camada de concreto removida. A Figura 7.8 mostra o aspecto da superfície da viga após a remoção do concreto.

Figura 7.8 – Detalhe da superfície do banzo tracionado após a remoção do concreto – *Viga V2C*

No que se refere às condições da superfície de concreto para receber o compósito cimentício, verificou-se que existem controvérsias na literatura. Alguns estudos recomendam o uso de pontes de união para garantia de uma melhor aderência entre o

concreto e o novo material. Outros estudos destacam a não obrigatoriedade dessa ponte de união.

Portanto, neste trabalho manteve-se a superfície de concreto seca e o corpo úmido, ou seja, na condição saturada com superfície seca para não ocorrer absorção significativa de água pela superfície. Teve-se o cuidado de evitar a formação de filme de água sobre a superfície de concreto para não prejudicar a ancoragem do compósito cimentício. Na Figura 7.9 apresenta-se o detalhe da saturação da superfície para receber o compósito cimentício.

a) superfície saturada inicialmente b) saturada com superfície seca

Figura 7.9 – Detalhe da saturação da superfície de concreto remanescente

Para remoldagem do banzo tracionado com o compósito CPM1A2C (desenvolvido no Capítulo 5), duas fôrmas de madeira em compensado plastificado foram reposicionadas nas duas laterais das vigas.

A mistura desse compósito foi feita em betoneira elétrica de capacidade nominal de 300 litros. O tempo gasto foi de aproximadamente seis minutos para mistura dos materiais, sendo em seguida lançada em um carrinho-de-mão e transportada até as vigas. A mistura apresentou trabalhabilidade satisfatória o que facilitou a reconstituição do banzo tracionado das duas vigas. Foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm e corpos-de-prova prismáticos de 15 cm x 15 cm x 50 cm.

O compósito cimentício foi lançado manualmente no interior das fôrmas e a sua vibração foi dada em apenas alguns pontos para garantir a expulsão do ar aprisionado e acomodação do material entre as barras de aço. A sua cura estendeu-se por três dias, período em que o material permaneceu no interior da fôrma envolvido por lona plástica.

Na Figura 7.10 apresentam-se detalhes de alguns procedimentos realizados nessa etapa, destacando-se o excelente aspecto do compósito observado após a retirada das fôrmas laterais.

a) materiais devidamente dosados

b) aspecto da mistura

c) remoldagem do banzo

d) detalhe do acabamento da superfície

e) aspecto da viga após reconstituição

f) detalhe do substrato

Figura 7.10 – Reconstituição do banzo tracionado

Na Tabela 7.2 são resumidas as diversas atividades do programa experimental e a data em que cada uma delas foi realizada.

Tabela 7.2 – Resumo das atividades realizadas

Atividade	Data	Idade (dias)		
		concreto	reforço	substrato
Concretagem das vigas V1A – V1B – V2B – V3B – V2C: concreto usinado	27/09/06	0	-	-
Aplicação do reforço na viga V1B	17/10/06	20	0	-
Remoção do concreto do banzo tracionado das vigas V2B e V2C	20/10/06	23	-	-
Moldagem do substrato de transição das vigas V2B e V2C	24/10/06	27	-	0
Ensaio da viga V1A	30/10/06	33	-	-
Ensaio da viga V1B	31/10/06	34	14	-
Aplicação do reforço na viga V2B	31/10/06	34	0	7
Ensaio da viga V2B	06/11/06	40	6	13
Aplicação do reforço na viga V3B	08/11/06	42	0	-
Ensaio da viga V3B	14/11/06	48	6	-
Concretagem da viga V1C	05/12/06	0	-	-
Aplicação do reforço nas vigas V1C	15/01/07	41	0	-
Ensaio da viga V1C	22/01/07	48	7	-
Aplicação do reforço na viga V2C	23/01/07	118	0	91
Ensaio da viga V2C	29/01/07	124	6	97

7.4.Aplicação do reforço externo

Neste item descrevem-se os procedimentos para a aplicação do reforço nas vigas de concreto armado. A metodologia geral e os cuidados essenciais para uma correta aplicação de um reforço com mantas de fibras de carbono estão detalhados no Capítulo 3.

O desbaste da superfície de concreto para retirada da camada de pasta de cimento e exposição parcial do agregado graúdo foi realizado utilizando-se disco diamantado acoplado a uma esmerilhadeira elétrica (Figura 7.11). O pó produzido pelo esmeril e acomodado sobre a superfície de concreto foi removido com ar comprimido.

A partir do desbaste da superfície de concreto, todos os demais procedimentos para a colagem da manta foram realizados conforme o tipo de sistema de reforço. Na Tabela 7.3 são apresentadas informações, de acordo com os fabricantes, referentes aos dois sistemas de reforço utilizados.

Para facilitar a denotação, vamos chamar o sistema de reforço da Sika simplesmente por R2 e o outro por R1. O sistema de reforço R1 foi aplicado nas vigas do grupo B, enquanto que o sistema de reforço R2 foi aplicado nas vigas do grupo C.

a) desbaste da superfície de concreto

superfície do concreto

superfície do compósito cimentício

b) exposição parcial dos agregados

Figura 7.11 – Retirada da camada frágil de nata de cimento

Tabela 7.3 – Propriedades dos sistemas de reforço com manta de fibras de carbono *(segundo fabricante)*

Sistema de reforço		**R1**	**R2**
Adesivo epóxi	Nome comercial	***Epóxi Estruturante FC***	***Sikadur 330***
	Cor	Parte A - azul Parte B – verde claro	Parte A – branca Parte B - cinza
	Resistência à tração	57 MPa	30MPa (7 dias)
	Deformação na tração	2,4‰	9‰
	Resistência à flexão	131 MPa	-
	Módulo na flexão	3.684MPa	3.800 MPa
	Módulo na tração	2.998MPa	4.500 MPa
	Relação da mistura	1:1 (em volume)	4:1 – A:B (em peso)
	Consumo	0,9 kg/m^2	1,0 a 1,5 kg/m^2 (1ª cam.) 0,8 kg/m^2 (2ª cam.)
Manta de fibras de carbono *(propriedades mecânicas sem o epóxi)*	Nome comercial	***CVU 334HM-0,3***	***SikaWrap – 300C***
	Gramatura	299 g/m^2	300 g/m^2 $\pm$ 15 g/m^2
	Espessura da manta	0,3 mm	0,166 mm (efetiva dos fios)
	Densidade da fibra	1,76 g/cm^3	1,79 g/cm^3
	Resistência à tração	-	3.900 MPa
	Módulo de elasticidade	-	230 GPa
	Deformação na ruptura	-	15‰

Para o sistema de reforço R1, o fabricante do adesivo epóxi indica a imprimação prévia da superfície de concreto por meio de um *primer*. Segundo o fabricante, esse produto visa melhorar a aderência entre o concreto e o adesivo epóxi por meio da criação de uma ponte de aderência. Assim, o *primer* foi aplicado com rolo de espuma na

superfície das vigas do grupo B (detalhe na Figura 7.12). Algumas informações técnicas desse produto são descritas na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Propriedades do *primer (segundo fabricante)*

Propriedades	
Nome comercial	*Primer Epóxico FC*
Cor	Parte A - âmbar Parte B - incolor
Relação da mistura (em volume)	5:1
Consumo	300 g/m^2
Tempo de estocagem	12 meses

a) superfície do concreto b) superfície do compósito

Figura 7.12 – Aspecto da superfície das vigas após aplicação do *primer*

Decorrida cerca de uma hora após a aplicação do *primer* a superfície de concreto recebeu o adesivo epóxi bi-componente. Sua mistura e aplicação foram cuidadosamente realizadas de acordo com as recomendações e informações do fabricante. Cuidados especiais foram tomados com o período de *pot life* e com a obtenção de uma mistura de cor uniforme diferente da cor de cada componente. A Figura 7.13 mostra a mistura do adesivo epóxi e a sua aplicação sobre a superfície de concreto.

a) mistura mecânica do adesivo epóxi b) aplicação do epóxi

Figura 7.13 – Mistura e aplicação do adesivo epóxi

A primeira camada de adesivo foi distribuída uniformemente sobre a superfície de concreto com o auxílio de um rolo. Simultaneamente, realizou-se uma pré-saturação da manta de fibras de carbono antes da sua aplicação. A Figura 7.14 mostra alguns dos procedimentos realizados para aplicação do sistema de reforço R1.

A manta foi cuidadosamente posicionada sobre a camada de adesivo epóxi aplicada sobre a superfície de concreto. Com auxílio das próprias mãos e em seguida com o uso de um rolete de aço, a manta foi pressionada contra a superfície de concreto para uniformizar a camada de fibras e também eliminar as bolhas de ar aprisionadas na interface.

a) manta pré-saturada com epóxi

b) posicionamento da manta

c) pressionamento da manta

d) pressionamento com rolete metálico

Figura 7.14 – Detalhes da aplicação do sistema de reforço R1

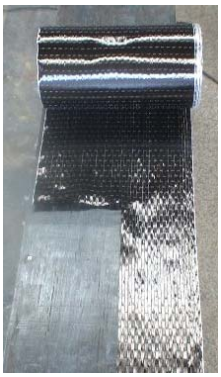
Concluiu-se a primeira camada de reforço através da sobreposição de uma outra camada de adesivo sobre a manta (Figura 7.15). As demais camadas de reforço foram posicionadas, uma por vez, imediatamente após o adesivo aplicado sobre a primeira camada.

a) sobreposição de epóxi sobre a manta

b) aspecto final da viga após colagem do reforço

Figura 7.15 – Sobreposição do epóxi e aspecto final do reforço

A manta de fibras de carbono SikaWrap–300C (sistema de reforço R2), adquirida junto à Sika do Brasil, foi fornecida em rolo de 50 m de comprimento por 30 cm de largura. A manta foi facilmente cortada com tesoura, como mostra a Figura 7.16.


a) corte da manta

b) sistema de reforço R2

Figura 7.16 – Detalhe do corte da manta e do sistema de reforço R2

Nas Figuras 7.17 e 7.18 são apresentadas respectivamente, o detalhe da mistura do adesivo epóxi Sikadur 330 e sua aplicação sobre a superfície de concreto e na impregnação da manta.

a) dosagem do adesivo

b) mistura mecânica do adesivo

Figura 7.17 – Detalhe da mistura do adesivo epóxi Sikadur 330

a) superfície de concreto

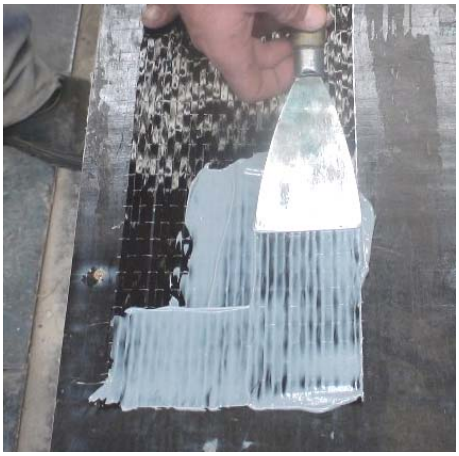

b) impregnação da manta

Figura 7.18 – Detalhe da aplicação do adesivo epóxi

Na Figura 7.19 ilustram-se alguns procedimentos utilizados para aplicação do reforço nas vigas do grupo C.

a) pressionamento da manta com rolete metálico

b) aspecto do reforço após cura do adesivo

Figura 7.19 – Detalhes da aplicação do sistema de reforço R2

7.5.Configuração do ensaio

As vigas de concreto armado foram solicitadas à flexão simples em quatro pontos, por meio de ensaio monotônico, ou seja, carregamento crescente até a ruína. O comportamento estrutural das vigas foi observado e monitorado durante todo o ensaio, registrando-se a força aplicada, os correspondentes deslocamentos verticais e as deformações do concreto, aço e reforço. A evolução da fissuração também foi observada ao longo dos ensaios.

O esquema de ensaio para cada viga foi montado na estrutura de reação do LE – Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, como ilustrado por

meio da Figura 7.20. A força necessária para solicitar cada viga à flexão foi introduzida por meio de um atuador servo-hidráulico da marca Instron com capacidade nominal de 500 kN, capaz de controlar a intensidade e a velocidade de aplicação das forças e deslocamentos.

Os ensaios foram conduzidos sob controle de deslocamento do pistão do atuador com a imposição de uma taxa de 0,007 mm/s. O atuador permaneceu preso a uma viga metálica de grande rigidez, parte de um pórtico de reação no centro da viga.

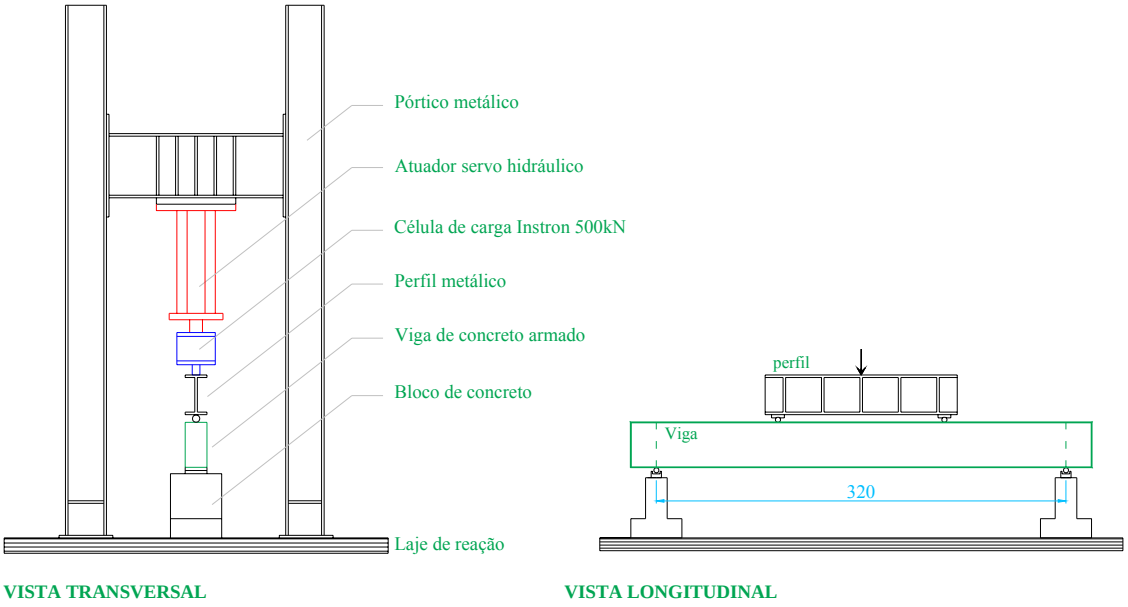


Figura 7.20 – Ilustração do esquema de ensaio

A força aplicada pelo atuador servo-hidráulico foi medida por meio de célula de carga da marca Instron com capacidade de 500 kN. Os valores de força, deslocamentos e deformações foram registrados a cada segundo por meio de um sistema automático de aquisição de dados. Na Figura 7.21 mostra-se a realização do ensaio de flexão.

Os principais componentes da montagem do ensaio de flexão estão mostrados na Figura 7.21. Entretanto, além desses foram utilizados dispositivos auxiliares (Figura 7.22) para garantir uma condição de simetria na vinculação das vigas. Os dispositivos auxiliares de apoio permitiam o deslocamento horizontal da viga, ao contrário dos dispositivos de aplicação da força, que impediam esse movimento.

Figura 7.21 – Esquema geral do ensaio de flexão nas vigas

a) dispositivo de apoio

b) dispositivo de aplicação de força

Figura 7.22 – Dispositivos auxiliares utilizados nos ensaios

Os deslocamentos verticais das vigas foram medidos no meio do vão, nos dois pontos de aplicação das forças, sobre os apoios e em uma seção distante 50 cm da extremidade da viga. Para tanto, foram utilizados transdutores de deslocamentos da marca Kyowa, com curso de 100 mm e resolução de 0,02 mm.

O deslocamento vertical da seção central das vigas é o principal valor a ser analisado. No entanto, a informação proveniente dos demais transdutores é útil para

verificação da simetria do ensaio. Na Figura 7.23 observa-se o posicionamento dos transdutores no ensaio.

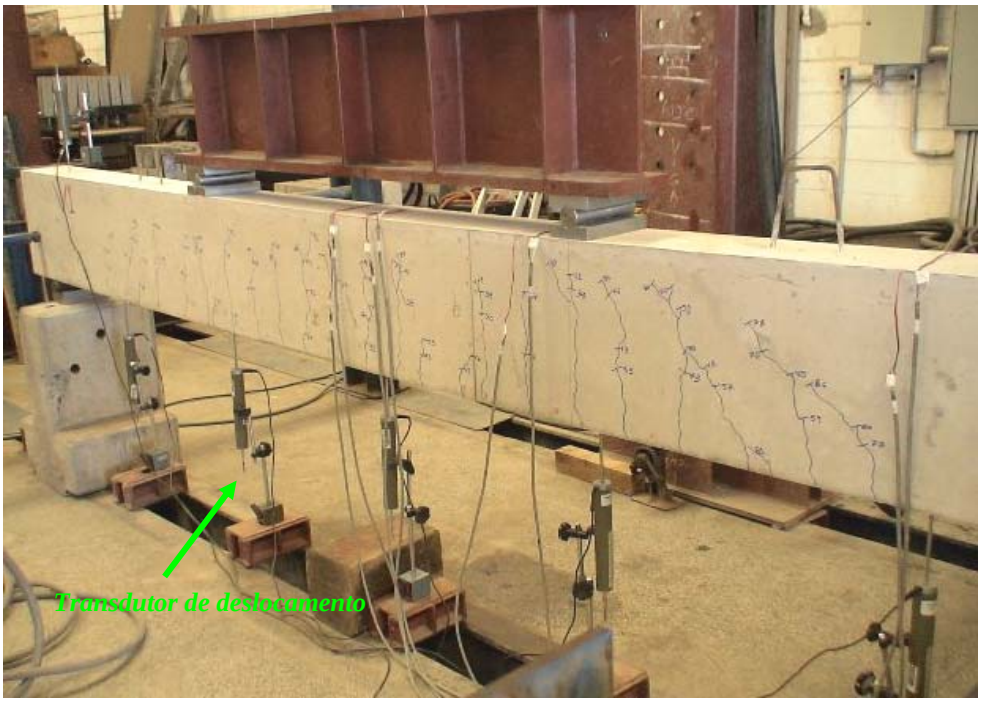
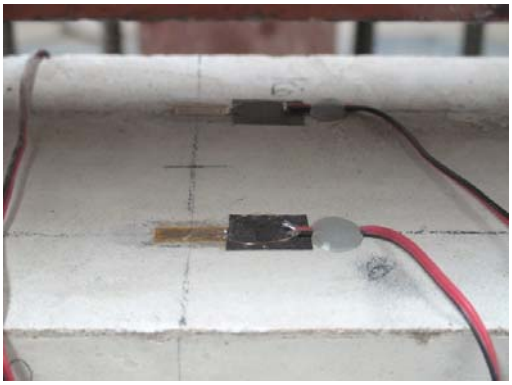


Figura 7.23 – Posicionamento dos trandutores de deslocamentos

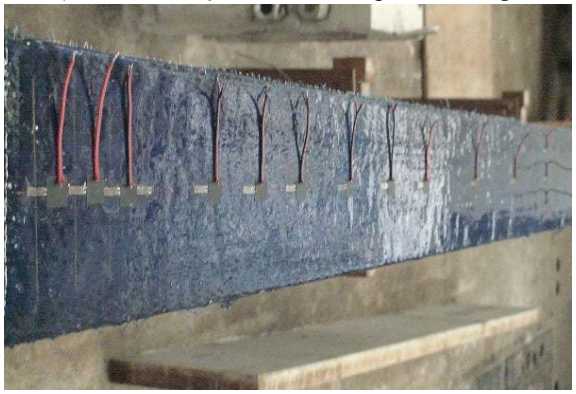
A determinação das deformações específicas do concreto, na sua seção central (Figura 7.24-a) foi realizada através de extensômetros elétricos da marca *Vishay Micro-Measurements & SP-4*, com resistência de 120.0 OHMS e 12 mm de comprimento.

Para o monitoramento das deformações específicas da armadura e do reforço foram também utilizados extensômetros elétricos de resistência da marca *Vishay Micro-Measurements* com resistência de 120.0 OHMS e 12 mm de comprimento. A nomenclatura e o esquema de posicionamento da instrumentação das vigas estão indicados na Figura 7.25.

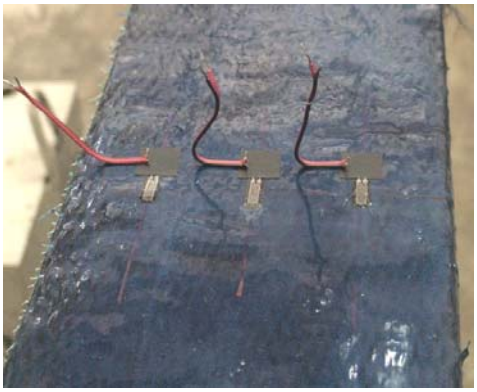


a) instrumentação no banzo superior da viga

b) seção central da armadura inferior

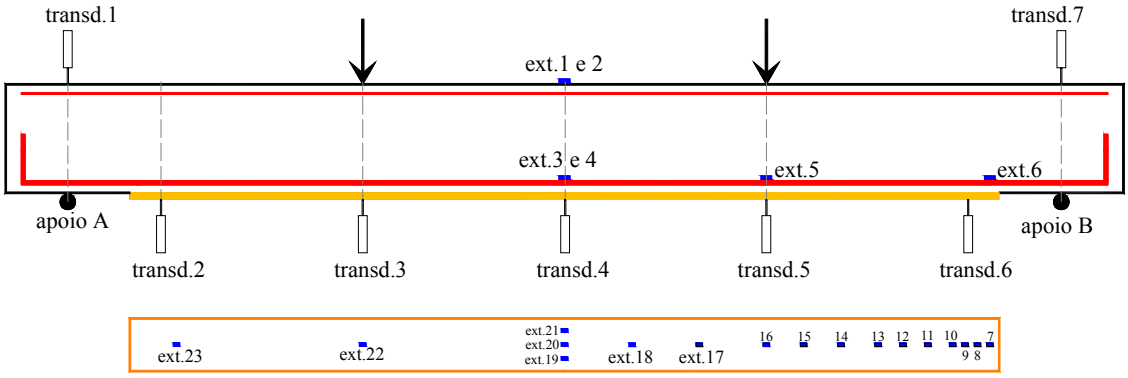


c) instrumentação ao longo do reforço



d) seção central do reforço

Figura 7.24 – Instrumentação do concreto, armadura e reforço



Posicionamento dos extensômetros:

Extensômetros no concreto e armadura

referência	número do extensômetro					
apoio A	1	2	3	4	5	6
0,0 cm	160	160	160	160	225	297

transd. = transdutor
ext. = extensômetro elétrico

Extensômetros no reforço

referência	número do extensômetro																
apoio A	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
0,0 cm	297	293	289	285	277	269	261	249	237	225	203,4	181,8	160	160	160	95	35

Figura 7.25 – Nomenclatura e posicionamento dos extensômetros e LVDT´S

7.6.Bibliografia do Capítulo

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2002). *ACI 440.2R*: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. October, 2003. Detroit.

CHEN, J. F.; TENG, J. G. (2001). Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering,* New York, ASCE. V.127, n.7, p.784-791, jul. 2001.

CAPÍTULO 8
VIGAS PRINCIPAIS REFORÇADAS COM MANTA DE PRFC: Apresentação e análise dos resultados

8.1.Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos com a caracterização dos materiais utilizados na confecção das vigas principais. Os principais resultados alcançados através dos ensaios dessas vigas são descritos e analisados.

Para avaliar o desempenho do reforço das vigas principais são estabelecidas comparações entre o comportamento da viga reforçada e sem reforço. Para analisar as implicações decorrentes do substrato de transição, ou seja, da aplicação do reforço com manta de PRFC em uma superfície previamente reconstituída com um compósito cimentício de alto desempenho, são estabelecidas comparações com a viga sem reforço, viga reforçada e também com resultados experimentais de outros trabalhos que fizeram uso de outras técnicas de reforço.

8.2.Caracterização dos materiais

8.2.1.Ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos

Para a determinação da resistência à compressão axial, do módulo de elasticidade e da resistência à tração por compressão diametral do concreto comum e do compósito cimentício, foram realizados ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm.

Os resultados médios com base em três corpos-de-prova são mostrados na Tabela 8.1. As curvas médias tensão-deformação do concreto comum usinado (44 dias de idade), do concreto comum misturado em betoneira e do compósito cimentício (98 dias de idade) são apresentadas na Figura 8.1.

O concreto comum usinado foi utilizado para moldar as vigas V1A, V1B, V2B, V3B e V2C. O concreto comum produzido no laboratório com o uso da betoneira foi utilizado para moldar a viga V1C. O compósito cimentício foi aplicado na reconstituição do banzo tracionado das vigas V2B e V2C.

Tabela 8.1 – Resultados dos ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos

Material	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	E_{cs} (MPa)
Concreto comum: usinado	34	34,96	3,16	–
	44	37,84	3,17	30.034
	125	38,68	3,23	29.380
Concreto comum: betoneira	49	33,95	2,54	26.553
Compósito cimentício	17	14,27	1,71	13.804
	98	28,07	5,08	28.700

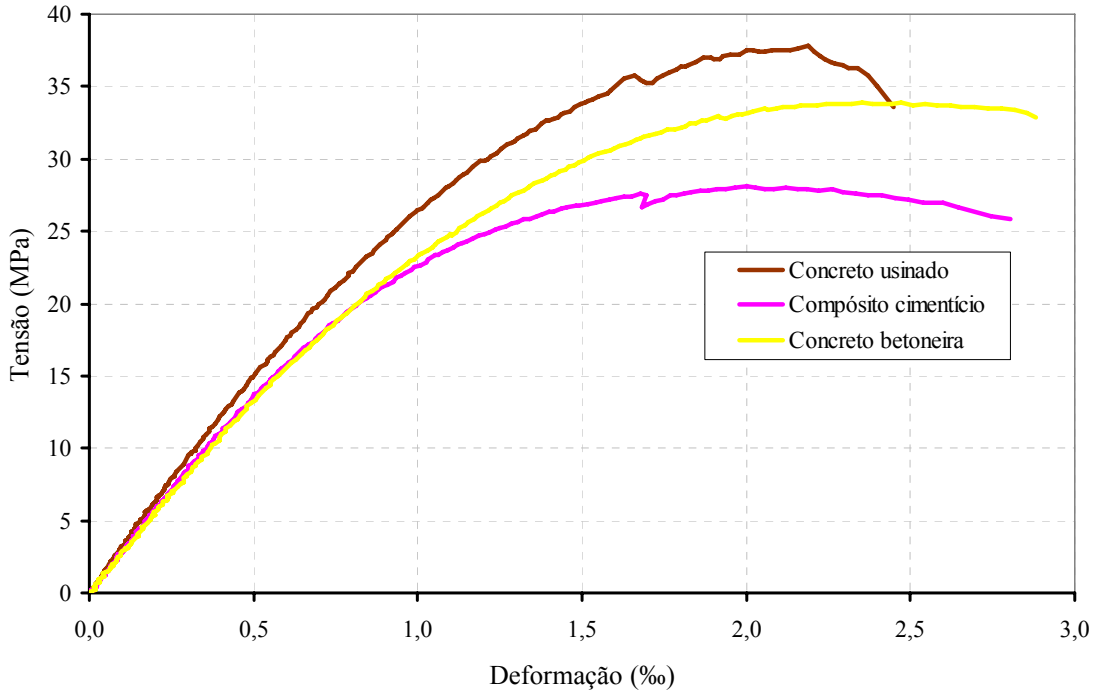


Figura 8.1 – Curva tensão-deformação do concreto e do compósito cimentício na compressão axial

É possível constatar que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto moldado no laboratório são bem próximos dos valores obtidos com o concreto usinado. Já a resistência à tração por compressão diametral do concreto usinado apresentou-se 27,2% superior à resistência do concreto moldado no laboratório.

A resistência à compressão axial do compósito cimentício apresentou-se inferior a dos concretos. Já a resistência à tração por compressão diametral na idade de 98 dias foi 100% superior a do concreto moldado no laboratório e 57,3% superior a do concreto usinado.

8.2.2.Ensaios de flexão em três pontos em corpos-de-prova prismáticos

Em corpos-de-prova prismáticos (15x15x50 cm^3) moldados com concreto comum e com compósito cimentício foram realizados ensaios de flexão em três pontos para caracterização do comportamento à tração de ambos os materiais. Os corpos-de-prova, dotados de um entalhe central reto passante, foram ensaiados de maneira análoga aos procedimentos descritos no Capítulo 5. Foram ensaiados três corpos-de-prova para cada tipo de material.

Os ensaios foram realizados sob controle de abertura do CMOD no LE – Laboratório de Estruturas, nos quais se utilizou um atuador servo-hidráulico e de uma célula de carga, ambos da marca INSTRON, com capacidades de 100kN.

Na Figura 8.2 reúnem-se as curvas "médias" P-δ representativas do comportamento à flexão do concreto comum e do compósito cimentício. Não foi possível representar nessa figura o comportamento do compósito cimentício na idade de 98 dias, pois foi moldada uma quantidade insuficiente de corpos-de-prova.

Na Tabela 8.2 são apresentados os resultados extraídos a partir do ensaio de flexão. Foram utilizados os conceitos da RILEM (2002a) para caracterização quanto à tenacidade flexional e da RILEM (1985) para determinação da energia de fraturamento dos concretos.

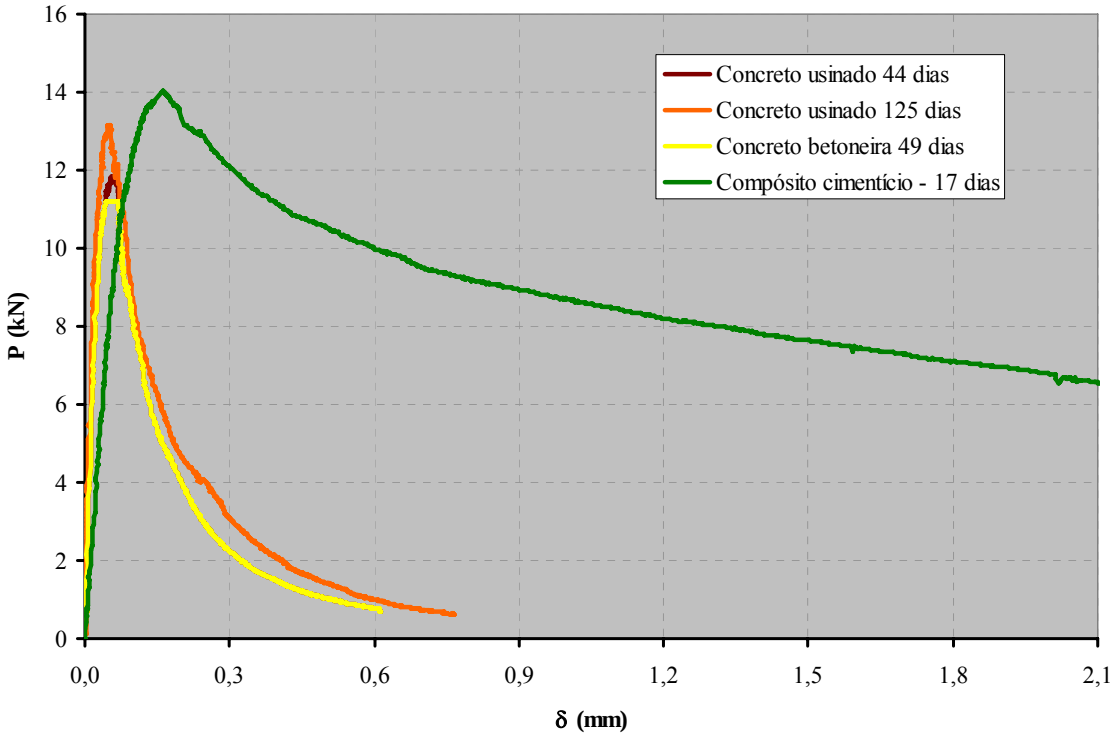


Figura 8.2 – Curvas P-δ do concreto comum e do compósito cimentício

Tabela 8.2 – Resultados dos ensaios de flexão em três pontos

Parâmetros da RILEM (2002a)									RILEM (1985)
Material	**F_L (kN)**		**F_M (kN)**		**$f_{fct,L}$(MPa)**		**$f_{eq,2}$ (MPa)**		**G_F (N/m)**
Concreto	11,86		11,86		3,41		–		
usinado	12,14	*12,39*	12,14	*12,39*	3,52	*3,57*	0,40	*0,27*	*150,72*
44 dias	13,16		13,16		3,77		0,14		
Concreto	12,65		12,65		3,64		0,23		
usinado	12,74	*12,85*	12,74	*12,85*	3,67	*3,68*	0,27	*0,26*	*155,31*
125 dias	13,16		13,16		3,74		0,28		
Concreto	11,72		11,72		3,38		0,21		
betoneira	11,19	*11,22*	11,19	*11,22*	3,22	*3,23*	–-	*0,20*	*123,31*
49 dias	10,75		10,75		3,10		0,18		
Compósito	10,85		10,85		3,28		1,43		
CPM1A2C	13,34	*12,62*	13,34	*12,74*	3,97	*3,74*	2,28	*2,24*	–
17 dias	13,67		14,03		3,96		3,00		

8.2.3.Ensaio de tração em amostras de barras de aço da armadura

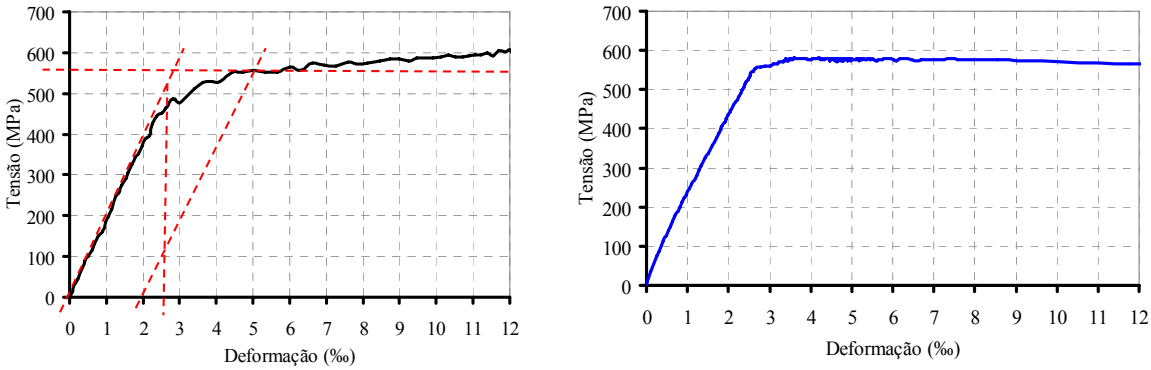
Amostras das barras de aço de 12,5 mm e 6,3 mm de diâmetro, empregadas na montagem da armadura das vigas, foram ensaiadas à tração para obtenção da sua tensão de escoamento (f_y), da deformação específica de escoamento (ε_y) e do módulo de elasticidade (E_s). Foram ensaiadas três amostras de cada bitola de aço conforme prescrições da NBRISO 6892 (2002). Os resultados são agrupados na Tabela 8.3.

Tabela 8.3 – Resultados do ensaio de tração em amostras de barras de aço

Amostra		**f_y (MPa)**	**ε_y (MPa)**	**E_s (MPa)**
1	6,3mm	553,18	2,81	184.420
2		545,83	3,09	174.338
3		523,80	3,10	170.191
média		***540,94***	***3,00***	***176.316***
1	12,5mm	554,00	2,65	208.583
2		549,65	2,57	213.258
3		540,32	~~2,22~~	~~241.184~~
média		***547,99***	***2,61***	***210.921***

Para a montagem da armadura da viga V1C foi necessário adquirir novas barras de aço. Assim, procedeu-se com uma nova caracterização e os resultados obtidos para a bitola de 6,3 mm foram: f_y = 571,94 MPa, ε_y = 3,26‰, E_s = 173.269 MPa e para a bitola de 12,5 mm, foram: f_y = 532,44 MPa, ε_y = 2,67‰, E_s = 199.677 MPa.

Os ensaios de caracterização das barras de aço foram conduzidos no Laboratório de Estruturas (LE) fazendo-se uso da máquina Instron e de um extensômetro elétrico para registro das deformações, colado na seção central de cada amostra. Na Figura 8.3 ilustra-se o diagrama tensão-deformação obtido para cada uma das bitolas.



a) bitola de 6,3mm b) bitola de 12,5mm

Figura 8.3 – Curva tensão-deformação das barras de aço

8.2.4.Ensaio de tração uniaxial da manta de fibra de carbono

Para caracterizar os dois sistemas de reforço (R1 e R2) foram realizados ensaios de tração uniaxial utilizando-se de um equipamento da marca Dartec, modelo M100 RK com capacidade de 100 kN do LaMEM – Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira. As amostras foram preparadas seguindo as recomendações da ASTM D3039 (1995). Na Figura 8.4 apresenta-se a configuração do ensaio e um detalhe do tipo de ruptura observado.

a) detalhe do ensaio de tração uniaxial b) ruptura do compósito (reforço R1)

Figura 8.4 – Ensaio de caracterização à tração do compósito de PRFC

O ACI 440.2R (2002), na sua seção 3.3.1, comenta que as propriedades mecânicas à tração dos PRFC podem ser baseadas considerando-se a área bruta do compósito ou a área efetiva das fibras. A área bruta é descrita como sendo a área total da seção transversal, ou seja, fibras mais a resina. Já a área efetiva, como o próprio nome diz, é obtida considerando-se apenas a área das fibras, excluindo-se, portanto, a resina.

Ambos os métodos podem ser utilizados para determinação das propriedades mecânicas do material. A área bruta do material é tipicamente utilizada para o sistema de reforço com laminados pré-fabricados, onde a espessura e a proporção de fibras são controladas. No caso das mantas de fibras de carbono, por ser um sistema de reforço impregnado *in situ*, observa-se uma variabilidade não desprezível na espessura do compósito, logo, as propriedades mecânicas são comumente referidas com relação à área efetiva das suas fibras.

No presente trabalho as propriedades mecânicas do reforço são apresentadas com base na área bruta do compósito e na área efetiva das fibras de carbono. Porém, todas as análises das vigas reforçadas são feitas considerando-se a área efetiva das fibras de carbono. Na Tabela 8.4 são mostradas as dimensões das amostras, a tensão de ruptura e o módulo de elasticidade do compósito (resina + fibras).

Tabela 8.4 – Dimensões das amostras e propriedades mecânicas à tração do compósito

Amostra		Largura (mm)		Espessura (mm)		Força de ruptura (kN)	Resistência à tração (MPa)	Módulo (GPa)	Defor-mação (‰)
Sistema de reforço tipo R1	1 1 camada	16,03 15,68 15,74	*15,80*	1,46 1,22 1,52	*1,40*	3,50	158,41	-	-
	2 1 camada	16,58 17,01 16,58	*16,72*	1,47 1,22 1,67	*1,45*	3,68	151,58	52,7	3,64
	3 1 camada	17,10 17,30 17,14	*17,18*	1,39 1,29 1,61	*1,43*	4,25	172,83	37,5	5,29
	4 1 camada	16,12 16,63 16,23	*16,33*	1,58 1,24 1,54	*1,45*	4,03	170,28	53,7	3,73
	5 1 camada	16,98 16,98 16,36	*16,77*	1,43 1,20 1,32	*1,32*	4,00	180,47	57,6	3,66
						Valores médios	*166,71*	*50,38*	*4,08*
Sistema de reforço tipo R2	1 1 camada	15,41 15,62 15,46	*15,50*	1,42 1,27 1,54	*1,41*	8,56	391,87	29,1	13,48
	2 1 camada	16,81 16,42 16,03	*16,42*	1,44 1,20 1,53	*1,39*	8,25	361,57	27,7	12,38
	3 1 camada	16,02 15,57 16,52	*16,04*	1,37 1,11 1,35	*1,28*	8,43	410,39	30,9	13,39
	4 1 camada	16,82 16,58 17,52	*16,97*	1,37 1,26 1,32	*1,32*	9,19	410,28	31,8	13,26
	5 1 camada	14,78 14,63 15,23	*14,88*	1,43 1,21 1,35	*1,33*	7,57	382,47	-	-
						Valores médios	*391,32*	*29,9*	*13,13*

Para o compósito, considerando-se uma espessura de 1,3 mm por camada, a Sika específica uma resistência à tração de 370 MPa e um módulo de elasticidade igual a 30GPa. Assim, verifica-se que os resultados obtidos para o sistema de reforço R2 são bem semelhantes aos valores que são recomendados pelo fabricante.

Ainda da Tabela 8.4, observa-se que a resistência do compósito do sistema de reforço R1 é cerca de quase 2,5 vezes inferior a do sistema R2. O outro aspecto que chama a atenção é a baixa capacidade de deformação do compósito do sistema R1.

Na tabela 8.5 são apresentadas as propriedades mecânicas das fibras de carbono. Para tanto, os resultados dos ensaios nos compósitos foram transformados em propriedades das fibras considerando-se nos cálculos a espessura efetiva da manta de fibras de carbono. Para a manta *SikaWrap-300C* essa espessura é de 0,166 mm. Para a manta *CVU 334HM-0,3* essa espessura é de 0,170 mm, obtida dividindo-se a gramatura da manta (299 g/m^2) pela massa específica das fibras de carbono (1,76 g/cm^3).

Tabela 8.5 – Propriedades mecânicas das fibras de carbono a partir do ensaio de tração do compósito

Amostra		Dimensões (mm)	Área efetiva de fibras (mm^2)	Força última (kN)	Resistência à tração (MPa)	Deformação Última (‰)	Módulo de Elasticidade E_r (GPa)
Sistema R1	1	15,80 x 0,170	2,69	3,50	1301	-	-
	2	16,72 x 0,170	2,84	3,68	1296	3,64	368
	3	17,18 x 0,170	2,92	4,25	1455	5,29	300
	4	16,33 x 0,170	2,78	4,03	1450	3,73	412
	5	16,77 x 0,170	2,85	4,00	1404	3,66	406
			Valores a considerar		*1381 ± 78*	*4,08 ± 0,8*	*372 ± 51*
Sistema R2	1	15,50 x 0,166	2,57	8,56	3.330	13,48	225
	2	16,42 x 0,166	2,73	8,25	3.022	12,38	235
	3	16,04 x 0,166	2,66	8,43	3.169	13,39	230
	4	16,97 x 0,166	2,82	9,19	3.259	13,26	245
	5	14,88 x 0,166	2,47	7,57	3.065	-	-
			Valores a considerar		*3169 ± 129*	*13,13 ± 0,5*	*234 ± 9*

Para os valores de resistência à tração, mostrados na Tabela 8.5, o desvio padrão obtido foi de 5,6% para o sistema R1 e de 4,1% para o sistema R2. Para esse último sistema de reforço, considerando-se agora as deformações, o desvio padrão foi de apenas 3,9%, enquanto que para o sistema de reforço R1 o desvio padrão chegou a 20%. A dispersão verificada no sistema de reforço R1 deve-se a amostra 3, que apresentou um valor de deformação bem superior às demais.

Com relação ao módulo de elasticidade (E_r) algumas considerações devem ser feitas. O seu valor pode ser obtido através da eq. (8.1).

$$E_r = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (8.1)$$

Pela ISO 527-5 (1997) os valores de deformações usadas no cálculo do módulo de elasticidade são: ε_1 = 0,5‰ e ε_2 = 2,5‰. Pela ASTM D3039 (1995) esses valores são iguais a 1‰ e 3‰, respectivamente. A ASTM ainda especifica que os valores de deformação ε_1 e ε_2 podem ser tomados iguais a 25‰ e 50‰ da deformação última da amostra respectivamente, caso sua deformação de ruptura seja menor do que 6‰.

Devido à linearidade das curvas tensão-deformação das amostras do sistema de reforço R2 (Figura 8.5-b), o módulo de elasticidade apresentou uma variação desprezível de acordo com os valores de tensões (σ_1 e σ_2) e deformações (ε_1 e ε_2) empregados na equação (1). Assim, o módulo de elasticidade descrito na Tabela 8.5 refere-se ao valor obtido por meio das considerações da ASTM D3039 (1995).

O mesmo não se verificou para as amostras representativas do sistema de reforço R2. Da Tabela 8.6 constata-se que o módulo de elasticidade varia conforme o método de cálculo considerado, ou seja, conforme a escolha dos valores de deformações (ε_1 e ε_2) e tensões (σ_1 e σ_2). Isso ocorre devido à presença de um trecho inicial não linear (Figura 8.5-a) até aproximadamente a deformação de 1,5‰, associado à deformação do adesivo epóxi.

Assim, o módulo de elasticidade das amostras representativas do sistema de reforço R1 foi obtido por meio da inclinação de uma reta. Essa reta foi obtida pela interpolação linear dos pontos referentes à porção linear da curva tensão-deformação. Esse procedimento é permitido pela ASTM D3039 (1995) e também pela norma britânica BS 2782 (1976).

Tabela 8.6 – Cálculo do módulo de elasticidade do sistema de reforço R1

Amostra		Método de cálculo			
		ISO 527	**ASTM D3039**	**ASTM D3039[a]**	**Interpolação[b]**
Sistema R1	2	313	357	299	368
	3	240	275	266	300
	4	374	402	344	412
	5	374	408	366	406
	Média	*325 ± 64*	*361 ± 61*	*319 ± 45*	*372 ± 51*

[a] ε_1 e ε_2 referentes à 25-50% da deformação de ruptura
[b] interpolação dos pontos a partir da deformação de 1,5‰

Dos resultados da caracterização realizada, obteve-se para o sistema de reforço R1 uma resistência à tração média de 1381 MPa e uma deformação última média de apenas 4,08‰. Esses valores são bem diferentes dos obtidos no Capítulo 6, os quais foram:

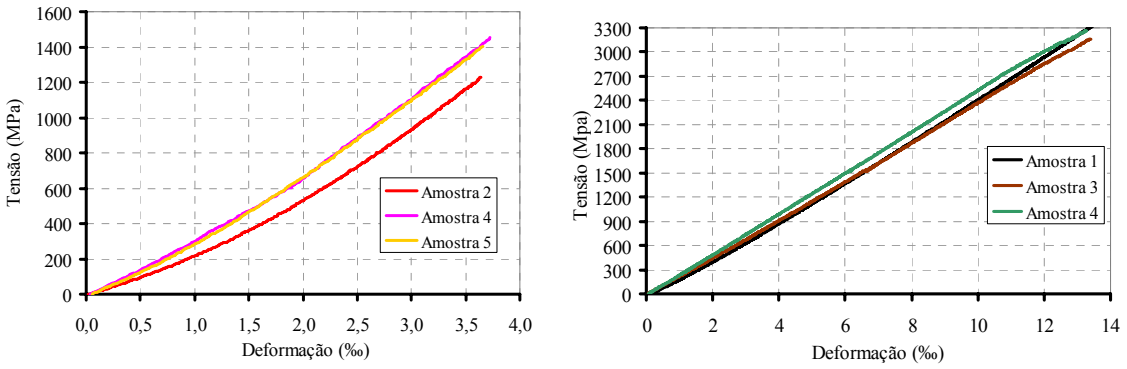
2080 MPa de resistência à tração, 8,76‰ de deformação última e 234 GPa de módulo de elasticidade. A grande surpresa é que o sistema de reforço aqui utilizado é o mesmo empregado no programa experimental do Capítulo 6, ou seja, a manta de fibras de carbono é do mesmo rolo, no entanto, o adesivo epóxi, apesar de ser do mesmo fabricante, é de um lote diferente.

Uma das justificativas para o comportamento inesperado do sistema de reforço R1 é a possibilidade de ter ocorrido alguma variação na formulação (no processo de fabricação do produto) do adesivo epóxi aplicado nas vigas do grupo B. Portanto, o alerta que se faz em função do ocorrido, ou seja, da baixa resistência do sistema reforço, é o fato de existir uma grande dependência entre as propriedades mecânicas das fibras de carbono e o tipo de adesivo utilizado para impregná-las.

Para adicionar mais informações, recorre-se ainda às propriedades mecânicas da das fibras de carbono obtidas por Carrazedo (2005). O autor em seu trabalho de doutorado caracterizou um sistema de reforço formado pela manta *CVU 334HM-03*, fornecida pela Texiglass, e pelo adesivo epóxi *Sikadur 330*, fornecido pela Sika.

Carrazedo (2005) obteve para as fibras de carbono, uma resistência à tração de 2603 MPa, um módulo de elasticidade de 209 GPa e uma deformação de ruptura de 13‰. Mesmo se tratando da mesma manta, a resistência obtida por Carrazedo é 25% superior à obtida na caracterização realizada no Capítulo 6 e 88% superior à resistência à tração do sistema de reforço R1.

Para o sistema de reforço R2 obteve-se então, para as fibras de carbono, resistência à tração de 3169 MPa, módulo de elasticidade de 234 GPa e deformação de ruptura de 13,13‰. O módulo de elasticidade e a deformação na ruptura são bem próximos dos fornecidos pelo fabricante: 230 GPa e 15‰. Já a resistência à tração dada pelo fabricante (3900 MPa) é 23,1% superior à obtida na caracterização.



a) sistema de reforço R1 b) sistema de reforço R2

Figura 8.5 – Curva tensão-deformação das fibras de carbono

8.3.Comportamento das vigas principais

8.3.1.Modos de ruína

Como se esperava, o modo de ruína da viga V1A foi de deformação excessiva da armadura longitudinal, seguida por deformações elevadas no concreto comprimido, configuração compatível com o domínio 2 de deformações específicas para a qual a viga foi dimensionada. Na Figura 8.6 destaca-se a acentuada flecha na viga e a distribuição de fissuras de grande abertura na seção central. Para lembrar ao leitor as características das vigas já descritas no Capítulo 7, apresenta-se a Tabela 8.7.

a) aspecto da viga na ruína b) fissuras no meio do vão

Figura 8.6 – Detalhes da ruína da viga V1A

Tabela 8.7 – Características das vigas principais

Grupo	Vigas	Característica
A	V1A	Viga de referência, sem reforço
B	V1B	Viga reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono
	V2B	Viga em que o banzo tracionado foi demolido e reconstituído parcialmente com o compósito cimentício. Após a cura do compósito a viga foi reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono
	V3B	Viga reforçada com uma camada de manta de fibra de carbono
C	V1C	Viga reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono
	V2C	Viga em que o banzo tracionado foi demolido e reconstituído integralmente com o compósito cimentício. Após a cura do compósito a viga foi reforçada com três camadas de manta de fibra de carbono

No grupo B, apesar das características peculiares de cada viga, os modos de ruína obtidos foram idênticos e caracterizados pela ruptura inesperada do reforço. Isso ocorreu devido à baixa resistência à tração do reforço, apenas 1.381 MPa de acordo com a caracterização realizada.

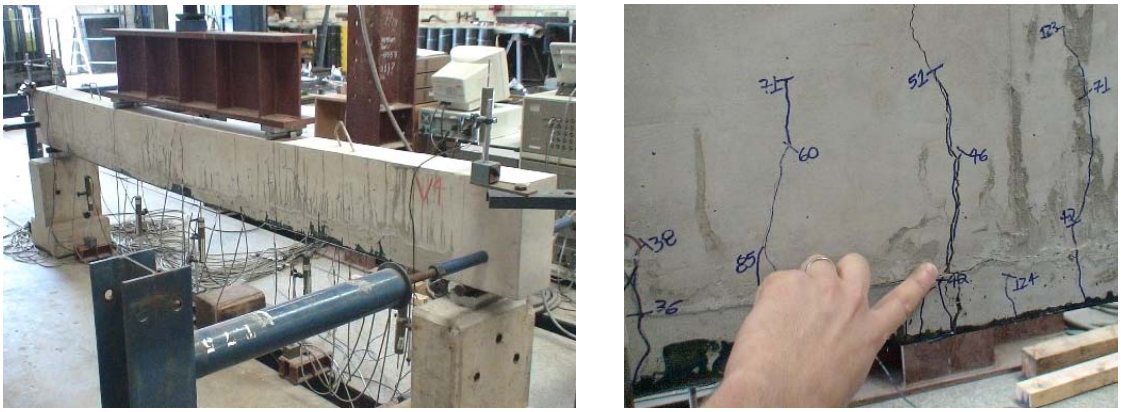
Esse tipo de ruína impediu que fosse investigado o efeito do substrato de transição sobre o desprendimento prematuro do reforço. Daí, as vigas do grupo C foram

planejadas, moldadas e reforçadas utilizando-se um outro sistema de reforço, de maior resistência para detectar o surgimento da ruína prematura antes da ruptura do reforço.

O aspecto da ruína das vigas do grupo B pode ser observado pelas Figuras 8.7 a 8.9. A ruptura do reforço foi brusca e sempre ocorreu no trecho de momento fletor constante. Na viga V1B a ruptura localizou-se exatamente a 50,4 cm do meio do vão e nas vigas V2B e V3B, a ruptura do reforço deu-se a 43 cm e a 3 cm da seção central, respectivamente.

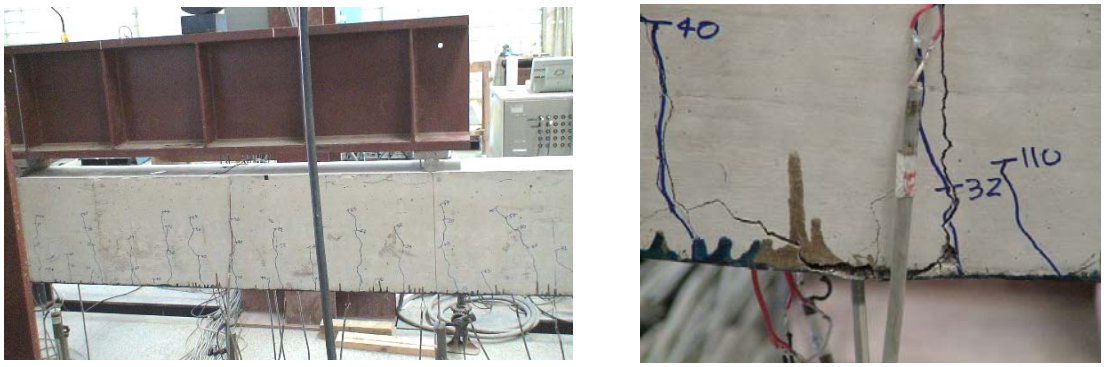
a) aspecto da viga na ruína b) ruptura do reforço

Figura 8.7 – Detalhes da ruína da viga V1B



a) aspecto da viga na ruína b) ruptura do reforço

Figura 8.8 – Detalhes da ruína da viga V2B



a) aspecto da viga próximo da ruína b) ruptura do reforço

Figura 8.9 – Detalhes da ruína da viga V3B

A ruína da viga V1C, ilustrada na Figura 8.10, deu-se a partir do surgimento de uma fissura na extremidade do reforço (P = 117 kN). Essa fissura propagou-se na direção horizontal e culminou com o desprendimento do reforço juntamente com toda a camada de concreto do cobrimento da armadura.

Um aspecto que chamou a atenção na ruína da viga foi que o desprendimento do reforço deu-se bruscamente com a ruptura da camada de concreto do cobrimento da armadura ao longo de praticamente toda a extensão do vão de cisalhamento. A fissura que deu origem ao desprendimento uniu-se com outras fissuras e desencadeou um processo de ruptura da camada de concreto junto à armadura longitudinal.

a) fissuração na extremidade do reforço

b) desprendimento do reforço

c) ruptura da camada de concreto

d) ruptura na extensão do vão de cisalhamento

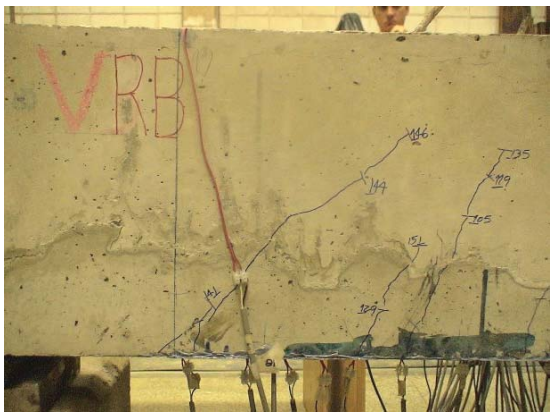
Figura 8.10 – Detalhes da ruína da viga V1C

O modo de ruína da viga V2C foi diferente do observado na viga V1C. Embora tenha surgido uma fissura na extremidade do reforço quando a força aplicada era de 141kN (Figura 8.11-a), ela não se propagou na horizontal e o processo de desprendimento do reforço por ruptura da camada de concreto junto à armadura foi evitado.

Na viga V2C a ruína teve origem numa seção localizada no vão de cisalhamento e próximo da aplicação da força concentrada (Figura 8.11-b). Durante o ensaio foi

possível registrar o estado de fissuração num trecho que contém essa seção (Figura 8.11-c). Como se pode ver, uma fissura de pequena extensão que surgiu com P = 172kN, propagou-se inclinadamente ao encontro de uma outra fissura bem próxima.

A configuração dessa fissura de flexão/cisalhamento e a evolução de sua abertura com o acréscimo do carregamento, provocaram o destacamento do reforço através da interface do compósito cimentício com o adesivo epóxi até a sua extremidade mais próxima. Uma fina camada de microconcreto permaneceu aderida à manta.



a) fissura na extremidade do reforço

b) fissura de ruína

c) fissura na seção de aplicação da força durante o ensaio

d) face inferior do substrato de transição

e) microconcreto aderido à manta

f) ruína da viga

Figura 8.11 – Detalhes da ruína da viga V2C

Após o ensaio final, a configuração de fissuras observadas na viga V2C corresponde ao surgimento de inúmeras fissuras de flexão e de cisalhamento, não se constatando nenhum tipo de perda de aderência na região da junta formada pelo concreto e pelo compósito cimentício. Pode-se afirmar que não houve perda de aderência na junta e a transferência de esforços nessa região foi garantida.

8.3.2.Forças

Na Tabela 8.8 são reunidos os valores de força de fissuração (P_f), de escoamento da armadura longitudinal (P_y) e de ruína (P_u) das vigas principais. Os incrementos de resistência são também mostrados e evidenciados na Figura 8.12.

A presença do reforço aumentou a força de primeira fissura de todas as vigas reforçadas. Os acréscimos enquadram-se no intervalo entre 10,3% e 66,2%. Para as vigas V1B e V3B, reforçadas com três e uma camada com o sistema de reforço R1, os incrementos foram, respectivamente de 10,3% e 19,4%. Para a viga V1C o incremento foi de 19,8%.

Observa-se que nas vigas com a presença do substrato de transição, V2B e V2C, os incrementos na força de fissuração foram mais significativos, ou seja, da ordem de 44,0% e 66,2%, respectivamente. Em relação à viga V1C, a força de fissuração da viga V2C foi incrementada em 38,8%.

As forças de escoamento da armadura e de ruína da viga V2B mostraram-se inferiores a da viga V1B. Essa questão é explicada pelo fato do compósito cimentício ter uma idade de apenas 13 dias. Como mostrado na Tabela 8.1, nessa idade a resistência desse material à tração por compressão diametral era de 1,71 MPa, ou seja, bem inferior ao valor de 5,08 MPa, quando a sua idade era de 98 dias.

A presença do reforço também aumentou a força necessária para o escoamento da armadura longitudinal. Isso ocorre porque o reforço auxilia o aço a resistir aos esforços de tração. Nas vigas reforçadas com 3 camadas de reforço, V1B e V1C, os aumentos foram semelhantes, 43,2% e 48,4%, respectivamente. Na viga reforçada com 1 camada o aumento foi de apenas 15,3%. Na viga V2B o aumento foi de 35,5%, e na viga V2C o aumento chegou a 67,1%.

O substrato de transição da viga V2C permitiu com que a força de escoamento da armadura fosse incrementada em até 67,1% em relação à viga V1A, e em 12,7% em relação à viga V1C. De maneira semelhante, é importante relembrar que, como se

apresentou no Capítulo 4, as vigotas do grupo C, moldadas com a argamassa com fibras, apresentaram um aumento de 12% na força de escoamento da armadura em relação à vigota de concreto armado reforçada.

Com relação à força última, destaca-se a resposta da viga V2C. Um incremento significativo de 120% foi observado em relação à viga de referência, enquanto que, a viga V1C apresentou um incremento limitado a 65,1%. Em relação à própria viga de concreto armado reforçada, a capacidade resistente da viga V2C foi 33,2% superior.

Tabela 8.8 – Forças e modos de ruína das vigas principais

Grupo	Vigas	P_f (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	Modo de ruína	Incrementos (%)		
						P_f	P_y	P_u
A	V1A	21,01	79,80	89,27	Deformação excessiva da armadura	-	-	-
B	V1B	23,18	114,25	143,93	Ruptura do reforço	10,3	43,2	61,2
	V2B	30,26	108,13	135,78	Ruptura do reforço	44,0	35,5	52,1
	V3B	25,09	91,98	111,40	Ruptura do reforço	19,4	15,3	24,8
C	V1C	25,16	118,45	147,37	Desprendimento do reforço	19,8	48,4	65,1
	V2C	34,92	133,37	196,35	Destacamento na interface compósito cimentício-reforço	66,2	67,1	120,0

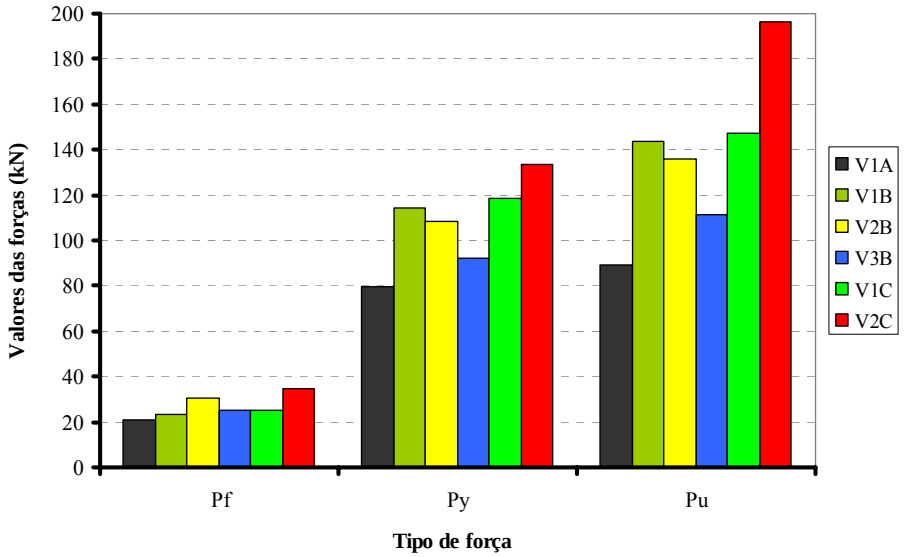


Figura 8.12 – Comparativo entre forças

8.3.3.Deslocamentos verticais

Na Figura 8.13 são comparados por meio das curvas P-δ os comportamentos das vigas V1A, V1B, V2B e V3B. Verifica-se que até a força de fissuração a resposta das vigas é semelhante. Após a fissuração do concreto, é nítido o aumento da rigidez nas

vigas reforçadas em relação à viga sem reforço. A resposta obtida com a viga V2B mostra que o substrato de transição ressalta ainda mais o efeito do reforço: a fissuração passa a ser mais controlada, menor abertura e extensão, o que eleva a rigidez da viga comparativamente àquela de concreto armado reforçada. Na Figura 8.13 também é possível notar que a viga V1B, devido à aplicação de um maior número de camadas de reforço, apresentou maior rigidez e maior capacidade de carga que a viga V3B.

O comportamento das vigas V1A, V1C e V2C são comparados através das curvas P-δ mostradas na Figura 8.14. Ressalta-se o efeito da presença do substrato de transição nas resposta da viga V2C – reconstituída e reforçada. Maior rigidez e capacidade de carga foram verificadas para essa viga em relação principalmente à viga de concreto armado V1C, reforçada com a mesma área do reforço R2.

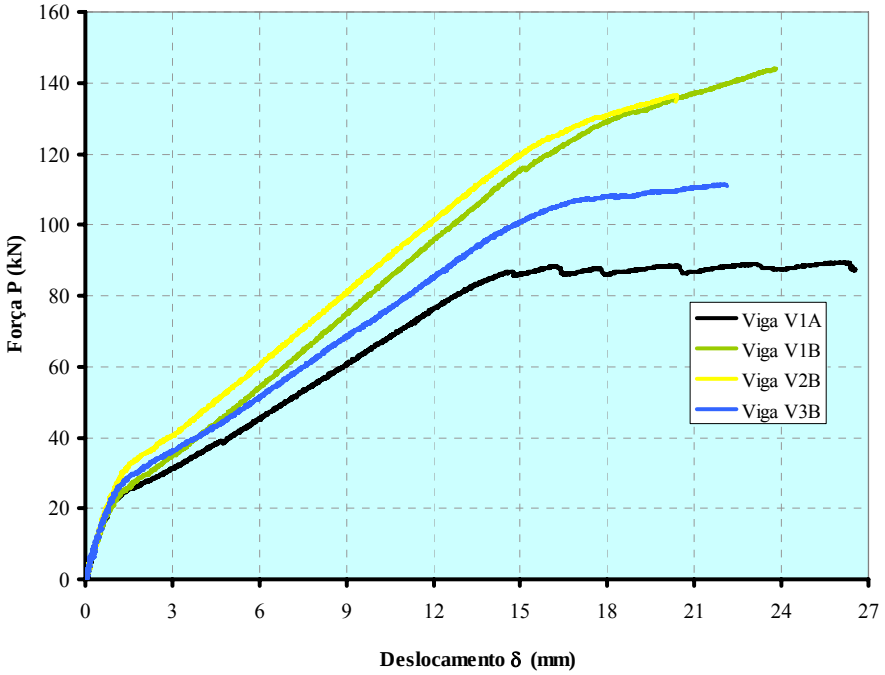


Figura 8.13 – Curvas P-δ das vigas V1A, V1B, V2B e V3B

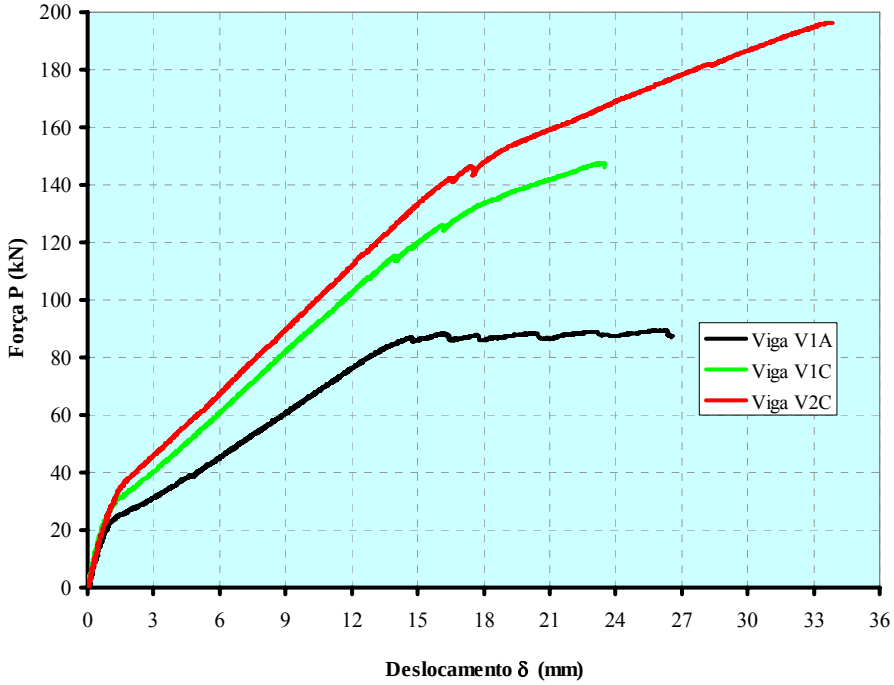


Figura 8.14 – Curvas P-δ das vigas V1A, V1C e V2C

Para o estabelecimento de comparações entre os grupos de vigas, a resposta P-δ de todas as vigas é reunida na Figura 8.15. Como se pode ver, os comportamentos são semelhantes antes da fissuração. Nas vigas V1B e V1C, reforçadas com a mesma área de reforço e manta com propriedades distintas, observou-se uma semelhança entre os seus comportamentos, porém, com maior rigidez para a viga V1C. Esse fato está associado com as características específicas de cada sistema de reforço como, espessura final do compósito, quantidade de fibras e módulo de elasticidade.

O comportamento mais rígido da viga V2C em relação à viga V2B deve-se às propriedades inerentes a cada tipo de manta e, principalmente, a maior idade do compósito cimentício do substrato de transição na data de ensaio da viga V2C. Uma maior resistência à fissuração foi obtida e consequentemente uma maior rigidez foi verificada.

Na viga V1A observa-se que nenhum acréscimo de força após o escoamento da armadura longitudinal foi obtido. Já nas vigas reforçadas vê-se claramente que ocorre acréscimo de força após o escoamento da armadura longitudinal. Nesse sentido, a menor inclinação da curva da viga V3C após o escoamento da armadura, é conseqüência do emprego de apenas uma camada de manta e, a maior extensão do trecho final da curva da viga V2C indica que o reforço foi mais solicitado nessa viga do que nas demais.

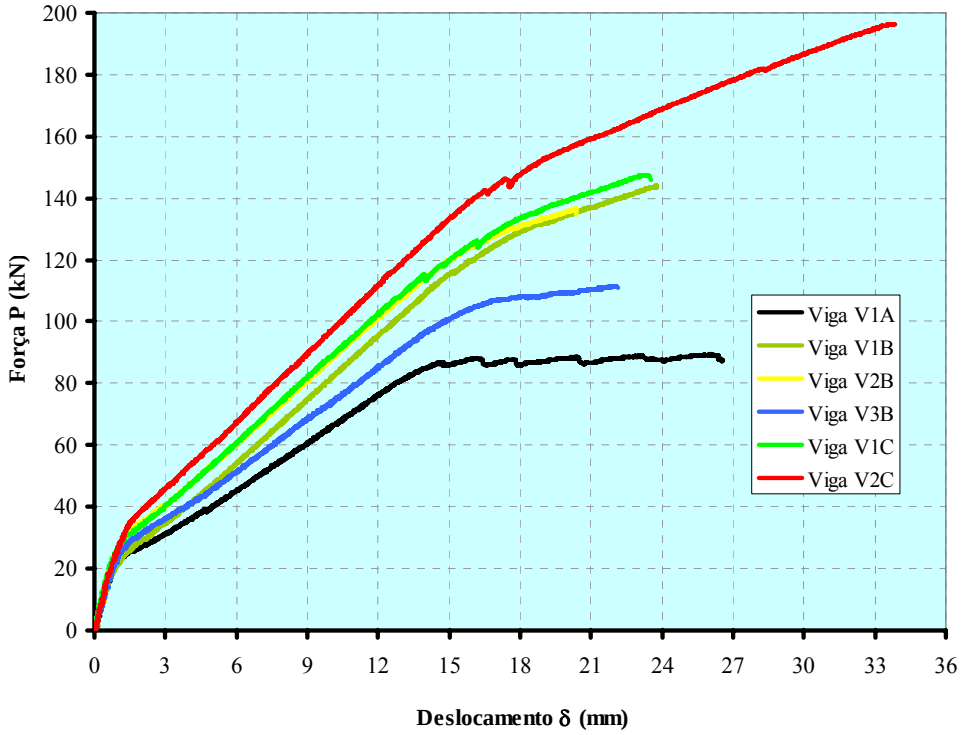


Figura 8.15 – Curvas P-δ de todas as vigas

Na Tabela 8.9 apresenta-se uma comparação entre os deslocamentos verticais das vigas no meio do vão para um carregamento igual a 90% da força de ruína da viga V1A. Os valores mostram que todas as vigas reforçadas apresentaram-se mais rígidas do que a viga de referência. A viga V3B, que foi reforçada com apenas uma camada de manta, apresentou uma flecha 14% inferior à da viga de referência, enquanto que a viga V1B, reforçada com três camadas de manta, apresentou um valor de flecha 30% inferior à da viga de referência.

As vigas com a presença do substrato de transição, V2B e V2C, apresentaram flechas ainda menos pronunciadas do que a viga sem reforço. A flecha da viga V1A foi 45% superior à da viga V2B e 67% superior à da viga V2C. Logo, a inovação proposta no presente trabalho, reconstituição e reforço do banzo tracionado da viga, não somente é eficaz em termos de capacidade de carga, como também em termos de rigidez.

Tabela 8.9 – Comparativo das flechas das vigas no meio do vão

	Flecha	Comp
V1A	12,79	1,00
V1B	9,82	1,30
V2B	8,85	1,45
V3B	11,18	1,14
V1C	8,73	1,47
V2C	7,68	1,67

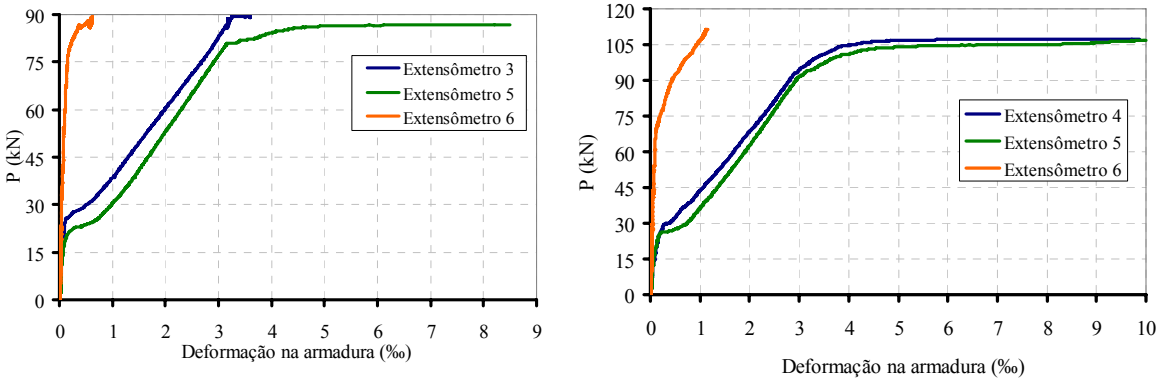
8.3.4.Deformações

8.3.4.1.Deformações na armadura

O escoamento da armadura da viga de referência V1A foi registrado pelo extensômetro 5, posicionado na seção de aplicação da força concentrada (Figura 7.25 do Capítulo 7). Na vizinhança dessa seção surgiu a primeira fissura no concreto (P = 21,01kN), o que explica os maiores valores de deformações apontados por esse extensômetro (Figura 8.16-a).

Da curva da Figura 8.16-a, o valor da deformação específica de escoamento da armadura da viga V1A foi de 3,07‰ e ocorreu com P = 79,80 kN. Para esse valor de força, a armadura escoou na posição 5, enquanto que na 3, o escoamento deu-se com P=86,63 kN. Registrado o escoamento da armadura nos extensômetros 3 e 5, por segurança, interrompeu-se o ensaio quando a força era de 89,27 kN.

Conforme mostra a Figura 8.16-b, o escoamento da armadura da viga reforçada com uma camada de manta (V3B) ocorreu sob a aplicação de uma força de 91,98 kN. O valor da deformação específica de escoamento da armadura foi de 3,01‰ e ocorreu simultaneamente na seção central (extensômetro 4) e na de aplicação da força concentrada (extensômetro 5).



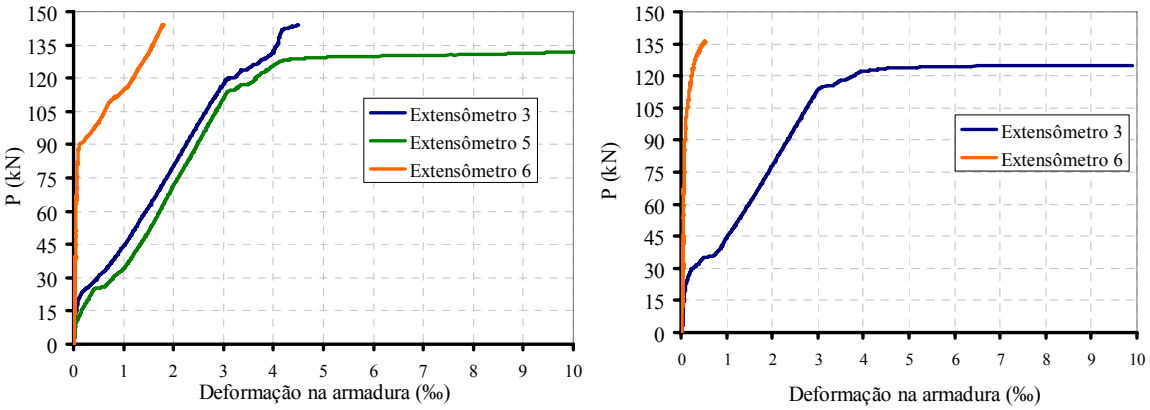
a) viga V1A b) viga V3B

Figura 8.16 – Evolução das deformações na armadura das vigas V1A e V3B

Na viga V1B (Figura 8.17-a) o valor da deformação específica de escoamento da armadura foi de 3,03‰ com P = 114,25 kN. O extensômetro 5 foi o primeiro que apontou o escoamento da armadura, seguido pelo extensômetro 3 com P = 119,01 kN.

Na viga V2B (Figura 8.17-b) os valores das deformações da armadura na seção de aplicação da força concentrada foram perdidos devido a defeito do extensômetro, ocorrido possivelmente durante a concretagem da viga. O início do escoamento da

armadura, apontado pelo extensômetro 3, ocorreu com P = 108,13 kN e uma deformação específica igual a 3,04‰.

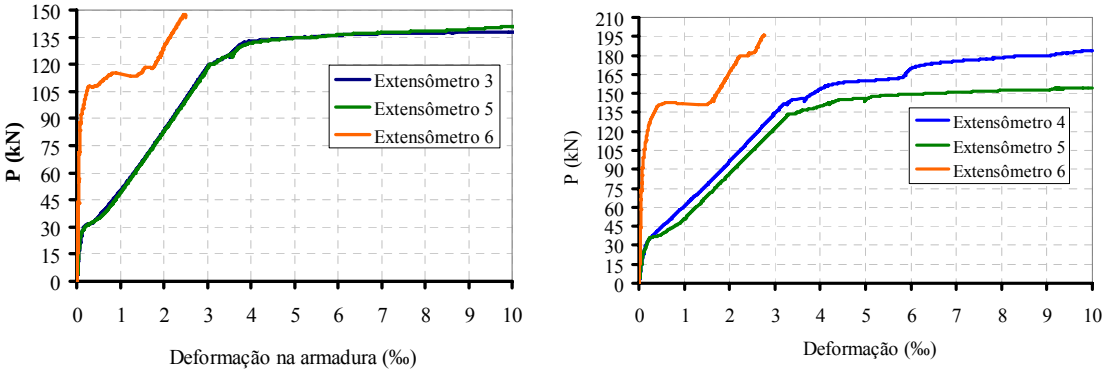


a) viga V1B b) viga V2B

Figura 8.17 – Evolução das deformações na armadura das vigas V1B e V2B

Na Figura 8.18-a observa-se que os valores de deformações da armadura da viga V1C registrados através dos extensômetros 3 e 5 são praticamente idênticos. O valor da deformação específica de escoamento da armadura foi de 3,03‰ quando a força aplicada era de 118,45 kN.

Na viga V2C (Figura 8.18-b) uma primeira fissura surgiu próxima à seção de aplicação da força concentrada, e logo, as deformações no extensômetro 5 foram mais significativas do que no extensômetro 4. O escoamento da armadura deu-se com P = 133,37 kN e o valor da deformação específica de escoamento foi de 3,29‰.



a) viga V1C b) viga V2C

Figura 8.18 – Evolução das deformações na armadura das vigas V1C e V2C

Na Figura 8.19 são comparadas as deformações da armadura de todas as vigas na seção de aplicação da força concentrada. Para a viga V2B as deformações referem-se à seção central. Observa-se que o reforço retarda o início do escoamento da armadura e a curva da Viga V3B indica que, quanto menor a área da seção transversal do reforço.

menor é a força de escoamento da armadura. Na viga V2C a presença do substrato de transição retardou ainda mais o escoamento da armadura. Esse fato mostra que as fibras de aço, apesar de dispersas na matriz cimentícia contribuem na absorção dos esforços de tração.

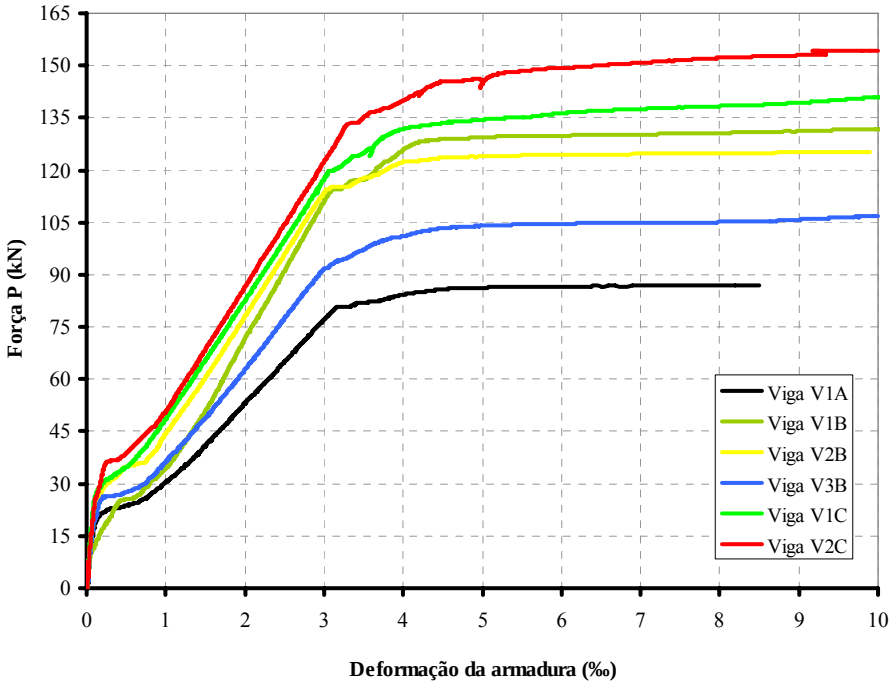


Figura 8.19 – Comparação das deformações na armadura – *extensômetro 5*

8.3.4.2.Deformações no concreto comprimido

Na Figura 8.20 são apresentadas curvas de força versus deformação específica no concreto comprimido. Essas curvas referem-se à média da leitura efetuada por meio dos extensômetros (1 e 2) colados na face superior da viga numa seção no meio do vão.

As deformações no concreto da viga V1A foram muito mais pronunciadas do que as deformações no concreto das vigas reforçadas, chegando a atingir o valor de 1,94‰, porém nenhum tipo de ruptura foi verificado. Os resultados mostram que o reforço colabora no sentido de reduzir tensões e consequentemente deformações específicas no concreto comprimido.

Nas vigas reforçadas a evolução das deformações do concreto deu-se de maneira semelhante. A maior deformação foi de 1,74‰ registrada na viga mais solicitada, a V2C. Nas vigas V2B e V3B, após o escoamento da armadura, foi observado um início de plastificação no concreto para valores de deformações iguais a 1,12‰ (P=123 kN) e 0,88‰ (P=108 kN), respectivamente. Já nas demais vigas, não se observou nenhum ponto de não-linearidade na resposta do concreto comprimido.

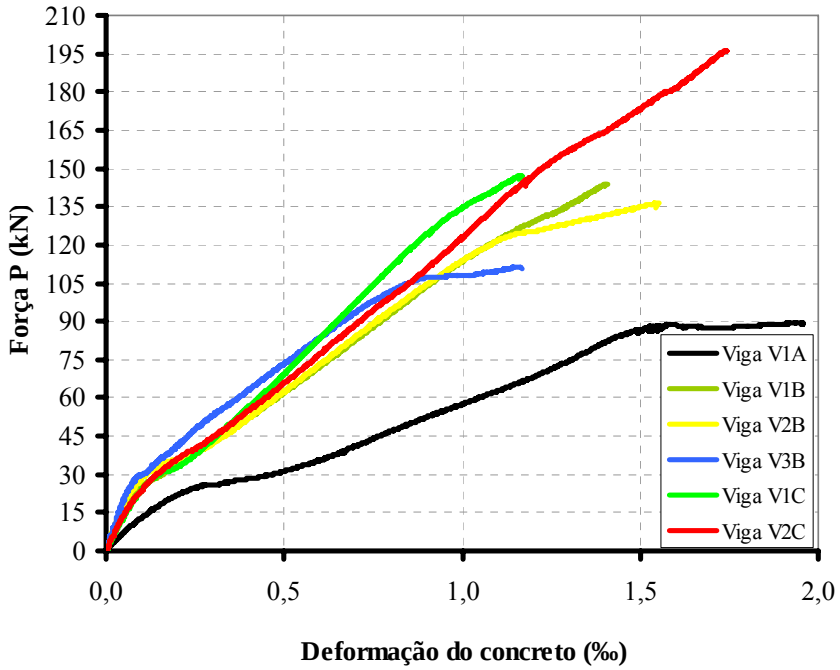


Figura 8.20 – Comparação das deformações no concreto comprimido

8.3.4.3.Tensões e deformações no reforço

A resposta do reforço frente à solicitação das vigas é aqui avaliada por meio da distribuição de deformações específicas ao longo de toda a sua extensão. Associando as propriedades geométricas e mecânicas do reforço aos valores de deformações é possível obter a distribuição de tensões longitudinais e tangenciais ao longo do reforço.

De acordo com Beber (2003) e Leung (2006) é possível calcular as tensões tangenciais no reforço, entre os pontos instrumentados, fazendo-se uso da eq. (8.2).

$$\tau_r = \frac{\varepsilon_{r(i+1)} - \varepsilon_{r(i)}}{s_{(i+1)} - s_{(i)}} \cdot E_r \cdot t_r \qquad (8.2)$$

Em que:

τ_r = é a tensão tangencial;

ε_r = é a deformação específica no reforço;

s_i = posição relativa do extensômetro;

E_r = módulo de elasticidade do reforço;

t_r = espessura do reforço.

Nas Figuras 8.21 a 8.25 são apresentados os perfis de tensões normais e tangenciais ao longo do reforço de cada uma das vigas para carregamentos referentes a 25%, 50%, 75% e 100% da força última.

Da análise geral dessas figuras é possível constatar que os máximos valores das tensões normais foram registrados na região central das vigas. Para o caso das vigas do

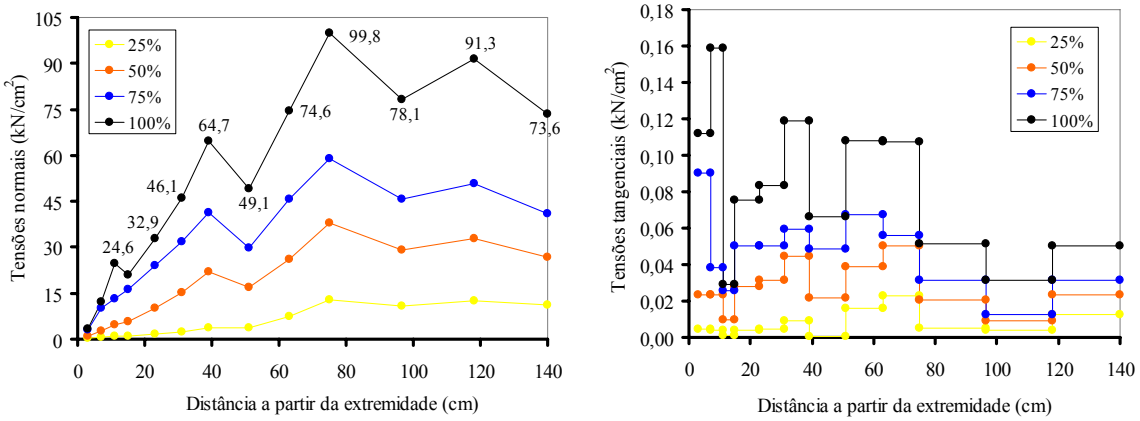
grupo C, o valor máximo das tensões normais ocorreu a 21,3 cm do meio do vão e foi registrado por meio do extensômetro 18. Para as vigas V2B e V3B a posição da máxima tensão normal no reforço foi o meio do vão, enquanto que na viga V1B o valor máximo da tensão normal deu-se na seção de aplicação da força concentrada, ou seja, no extensômetro 16.

Já um exame geral das tensões tangenciais aponta que os valores máximos ocorreram na região do vão de cisalhamento. Com o aumento da força aplicada às vigas, verifica-se que os máximos valores das tensões tangenciais tendem a deslocar-se em direção à extremidade do reforço. Até 50% da força de ruptura, o máximo valor da tensão tangencial localiza-se a 31 cm da extremidade do reforço. Essa constatação é válida para as vigas V2B, V3B e V2C. Para a viga V1B e V1C essa posição deu-se a 63cm e 23 cm da extremidade do reforço, respectivamente.

Para 100% da força aplicada às vigas, o valor máximo da tensão tangencial nas vigas V1B e V2B ocorreu a 7 cm e 3 cm da extremidade do reforço, respectivamente. Para a viga V3B essa posição foi de 31 cm a partir da extremidade do reforço e, para a viga V2C essa posição foi de 23 cm. Para a viga V1C esse tipo de análise ficou prejudicado devido a problemas na aquisição dos dados de extensometria dos pontos localizados na extremidade do reforço.

Para a viga V1B a distribuição de tensões normais e tangenciais ao longo do reforço pode ser observada graficamente na Figura 8.21. O valor da tensão normal máxima foi de 99,8 kN/cm^2 registrado por meio do extensômetro 16. Esse valor de tensão está associado a uma deformação de apenas 2,68‰. Nessa viga o modo de ruína ocorreu pela ruptura do reforço numa seção distante 14 cm do extensômetro 16 e 7 cm do extensômetro 17. Logo, acredita-se que o valor de deformação na seção de ruptura do reforço pode ter sido um pouco superior ao valor máximo registrado no extensômetro 16.

O perfil de tensões tangenciais indica que para carregamento acima de 50% da força última da viga, a máxima tensão tangencial ocorre na região de extremidade do reforço, enquanto que para carregamento abaixo desse nível a máxima tensão localiza-se a aproximadamente 60 cm da extremidade do reforço.

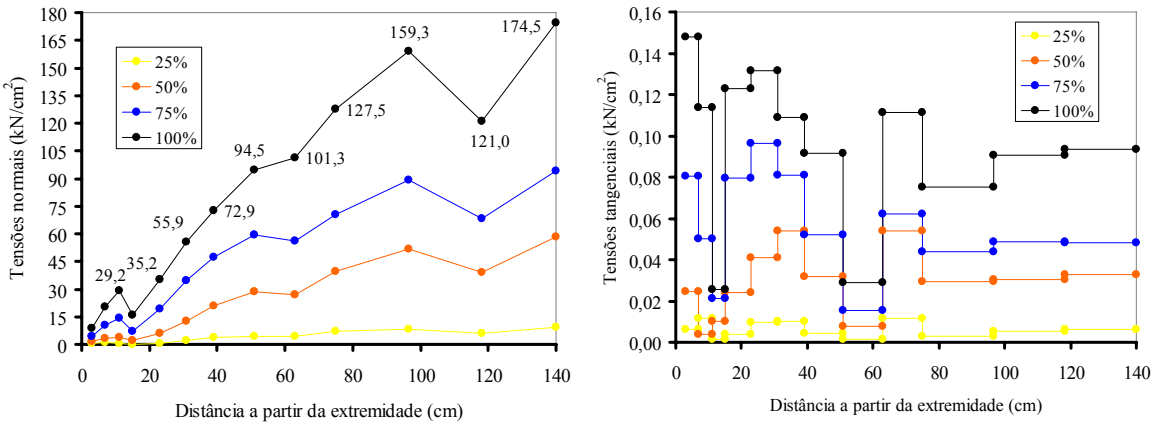


a) tensões normais b) tensões tangenciais

Figura 8.21 – Distribuição de tensões normais e tangenciais na viga V1B

Na viga V2B a distribuição de tensões normais e tangenciais ao longo do reforço pode ser visualizada na Figura 8.22. A máxima tensão normal foi registrada no meio do vão por meio do extensômetro 20. O valor dessa tensão foi de 174,5 kN/cm^2 o que equivale a uma deformação de 4,69‰. Esse valor de deformação é 14% acima do obtido no ensaio de caracterização. Nessa viga a ruptura da manta deu-se no meio do trecho entre os extensômetros 20 e 22.

O perfil de tensões tangenciais ao longo do reforço revela uma concentração de tensões na faixa de 20 a 40 cm da extremidade do reforço. O valor máximo foi de 0,15kN/cm^2 localizado a 3cm da extremidade do reforço.

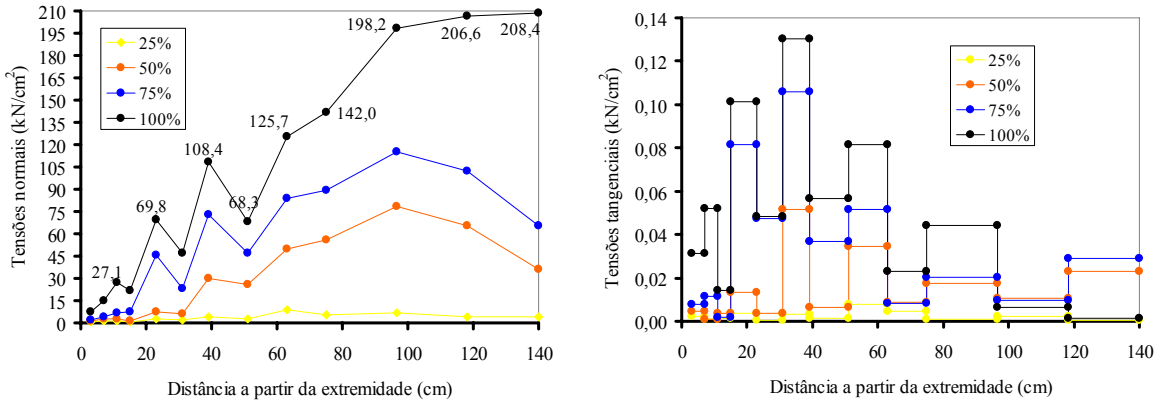


a) tensões normais b) tensões tangenciais

Figura 8.22 – Distribuição de tensões normais e tangenciais na viga V2B

Para a viga V3B, diferentemente das vigas V1B e V1C, os maiores valores das tensões tangenciais foram anotados numa região mais distante da extremidade do reforço, como indicado na Figura 8.23.

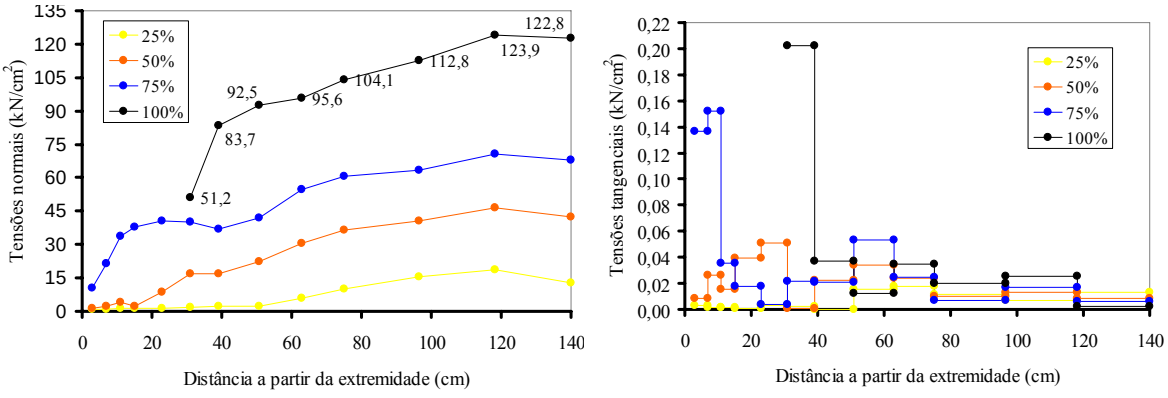
Nessa viga o máximo valor da tensão normal foi de 208,4 kN/cm^2 registrado pelo extensômetro 19, na seção central, que foi a seção onde se deu a ruptura do reforço. Esse valor de tensão refere-se a uma deformação do reforço igual a 5,40‰. Esse valor é superior em 32% e 2% respectivamente, aos valores de deformação, médio e da amostra 3, obtidos no ensaio de caracterização do sistema de reforço R1.



a) tensões normais b) tensões tangenciais

Figura 8.23 – Distribuição de tensões normais e tangenciais na viga V3B

A distribuição de tensões normais e tangenciais ao longo do reforço da viga V1C pode ser visualizada graficamente na Figura 8.24. A máxima tensão normal, 123,9kN/cm^2, foi registrada por meio do extensômetro 18, ou seja, a 21,8 cm da seção do meio do vão. Esse valor de tensão equivale a uma deformação no reforço igual a 5,30‰. Do perfil de tensões verificam-se valores significativos de tensões normais (da ordem de 45 kN/cm^2) e a concentração dos maiores valores de tensões tangenciais na extremidade do reforço para 75% e 100% da força última.

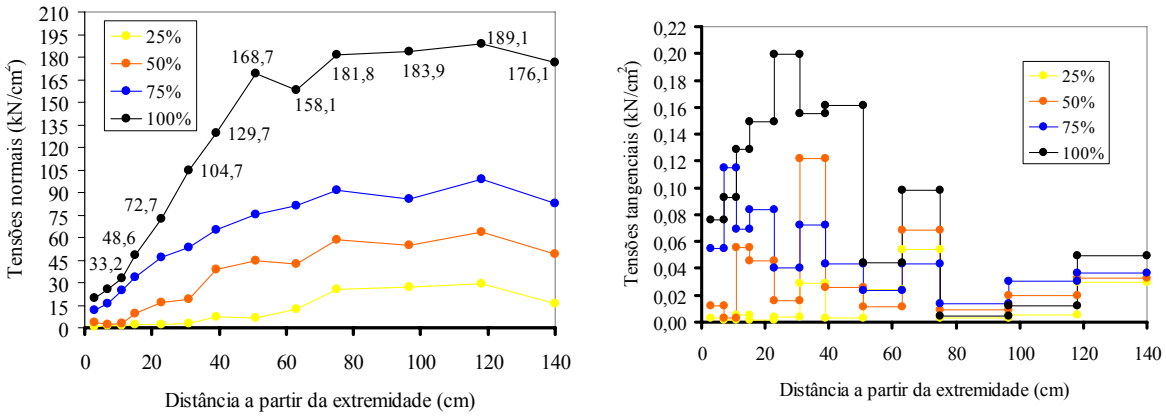


a) tensões normais b) tensões tangenciais

Figura 8.24 – Distribuição de tensões normais e tangenciais na viga V1C

Na viga V2C a distribuição de tensões normais e tangenciais ao longo do reforço (Figura 8.25) indica valores máximos de 189,1 kN/cm^2 e 0,20 kN/cm^2, respectivamente.

A tensão normal máxima, que equivale a uma deformação do reforço de 8,08‰, foi registrada pelo extensômetro 18 e a tensão tangencial máxima foi dada pelo extensômetro 11.



a) tensões normais b) tensões tangenciais

Figura 8.25 – Distribuição de tensões normais e tangenciais na viga V2C

Para visualizar a interação entre as tensões normais e tangenciais no reforço das vigas V1C e V2C, na Figura 8.26 são mostrados os diagramas normalizados dessas tensões referentes a 75% da força última de cada viga.

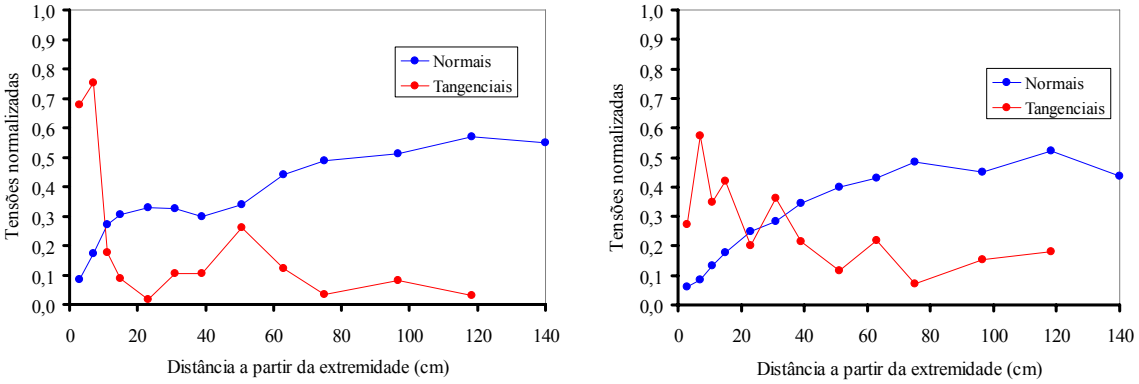
Pelas figuras observa-se que as tensões normais evoluem a partir da extremidade do reforço para o meio do vão, enquanto que os maiores valores das tensões tangenciais tendem a localizar-se próximos à extremidade do reforço. É importante comentar que os valores de tensões tangenciais variam de acordo com a inclinação da reta que une dois pontos adjacentes de tensões normais. Os picos nas curvas de tensões tangenciais estão associados a maiores variações nas deformações específicas normais.

A resposta da viga V1C em termos de distribuição de tensões na extremidade do reforço, mostra um acentuado aumento da tensão tangencial e uma variação significativa das tensões normais nessa região. Esse nível de carregamento, que equivale a um P = 110,5 kN é pouco inferior ao valor da força (117kN) na qual se observou o surgimento da fissura na extremidade do reforço.

A concentração de tensões tangenciais e de valores não desprezíveis de tensões normais na extremidade do reforço, condiz com o modo de ruína observado na viga V1C, ou seja, surgimento e propagação de uma fissura na extremidade do reforço.

Na viga V2C a distribuição de tensões foi diferente da constatada na viga V1C. De uma maneira geral, as tensões na extremidade do reforço na ruína da viga V2C foram menores do que as tensões observadas na ruína da viga V1C. Nota-se então, que mesmo com o surgimento da fissura na extremidade do reforço da viga V2C, como comentado

no item 8.3.1, não se alterou a distribuição de tensões nessa região. Esse fato é totalmente diferente do constatado com a viga V1C e é, uma conseqüência da presença do substrato de transição na viga V2C.



a) viga V1C b) viga V2C

Figura 8.26 – Comparativo entre tensões normalizadas

Na Figura 8.27-a distribuição de tensões normais ao longo do reforço das vigas é comparada para um mesmo nível de carregamento aplicado. As curvas mostram que em termos de distribuição de tensões normais no reforço, as vigas V1B e V2B apresentaram comportamentos bem distintos. As tensões no reforço da viga V2B foram mais acentuadas do que no reforço da viga V1B, e a diferença entre as tensões aumenta com o aumento da força aplicada.

A diferença principal entre as vigas, é que na V2B tem-se a presença do substrato de transição. Elas foram reforçadas com o mesmo número de camadas, o mesmo tipo de manta e adesivo. No entanto, a variabilidade na resposta do reforço dessas duas vigas pode estar associado ao comportamento do adesivo epóxi usado em cada uma das vigas.

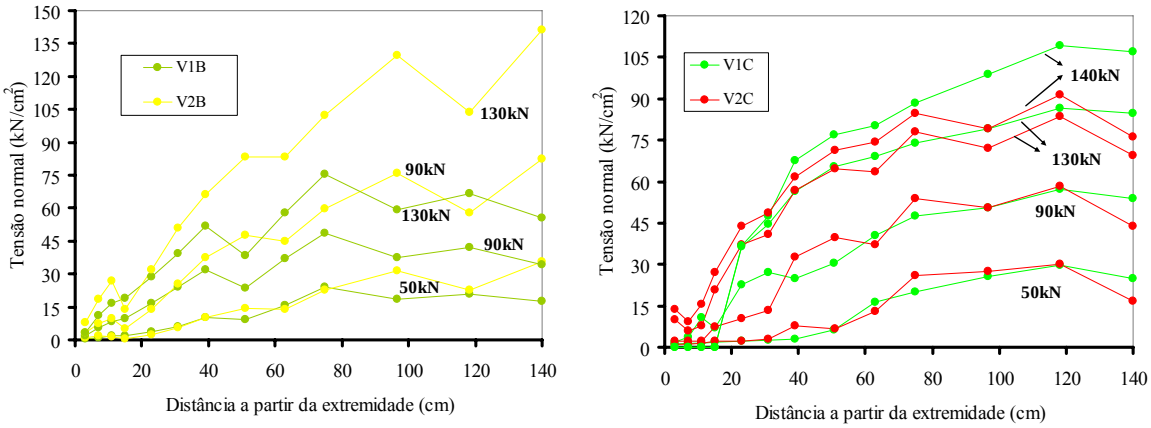
O reforço aplicado na viga V2B apresentou valores mais elevados de deformação do que o reforço da viga V1B, enquanto que nessa última, o reforço rompeu com uma deformação de apenas 2,68‰, na viga V2B a ruptura do reforço deu-se com uma deformação de 4,69‰.

Na Figura 8.27-b, a distribuição de tensões normais ao longo do reforço das vigas V1C e V2C é comparada. Vê-se que até a força de 90 kN, a configuração de tensões no reforço das duas vigas é bem semelhante e nenhuma diferença significativa é notada.

Para a força de 130 kN, as tensões no reforço da viga de concreto armado (extensômetros 17, 18 e 19 – os três mais distantes da extremidade do reforço) passam a ser mais elevadas do que no reforço da viga que foi reconstituída e reforçada. Já para a força de 140 kN, a diferença nos valores das tensões é aumentada e observada agora até

o extensômetro 13 (localizado na distância de 40 cm). A comparação entre as tensões na extremidade do reforço ficou prejudicada, pois, a leitura de deformações no reforço da viga V1C a partir da força de 113 kN ficou prejudicada.

Como exposto, a diferença nos valores de tensões no reforço das vigas V1C e V2C aumenta com o aumento do carregamento. Tal fato mostra que, o efeito do substrato de transição é mais acentuado com o avanço da fissuração na viga reforçada.



a) vigas V1B e V2B b) vigas V1C e V2C

Figura 8.27 – Comparação da distribuição de tensões normais no reforço

8.3.4.4.Comparativo da evolução das deformações na armadura e no reforço

Nas Figuras 8.28 e 8.29 a evolução das deformações na armadura e no reforço das vigas V1C e V2C são comparadas, respectivamente. Constata-se que as armaduras foram bem solicitadas, atingindo deformações de até 15‰, as quais não estão representadas nessas figuras por questões de melhor visualização gráfica.

De uma maneira geral, observa-se que as deformações em ambos os materiais evoluem de maneira bem semelhante, sendo que no reforço as deformações são ligeiramente superiores às deformações dos pontos análogos na armadura. Essa observação está de acordo com a hipótese de que as seções transversais permanecem planas após o início da deformação. Na Figura 8.28 as deformações da armadura nos pontos 3, 5 e 6 são análogas as deformações do reforço nos pontos 19, 16 e 23, respectivamente. Na Figura 8.29 as deformações da armadura nos pontos 4, 5 e 6 são análogas as deformações do reforço nos pontos 20, 16 e 23, respectivamente.

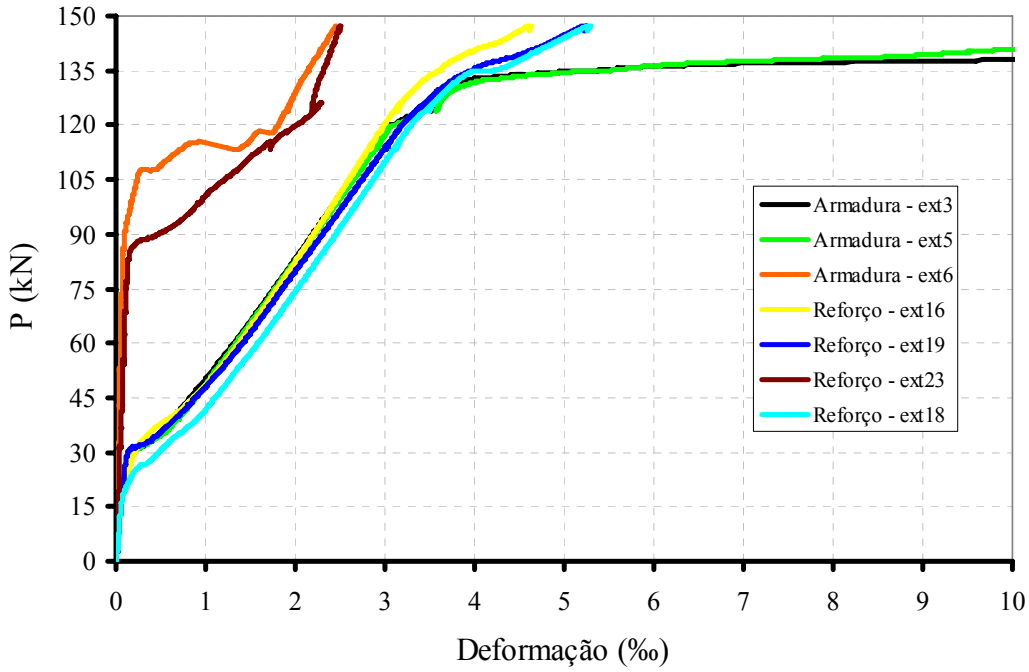


Figura 8.28 – Evolução das deformações na armadura e no reforço da viga V1C

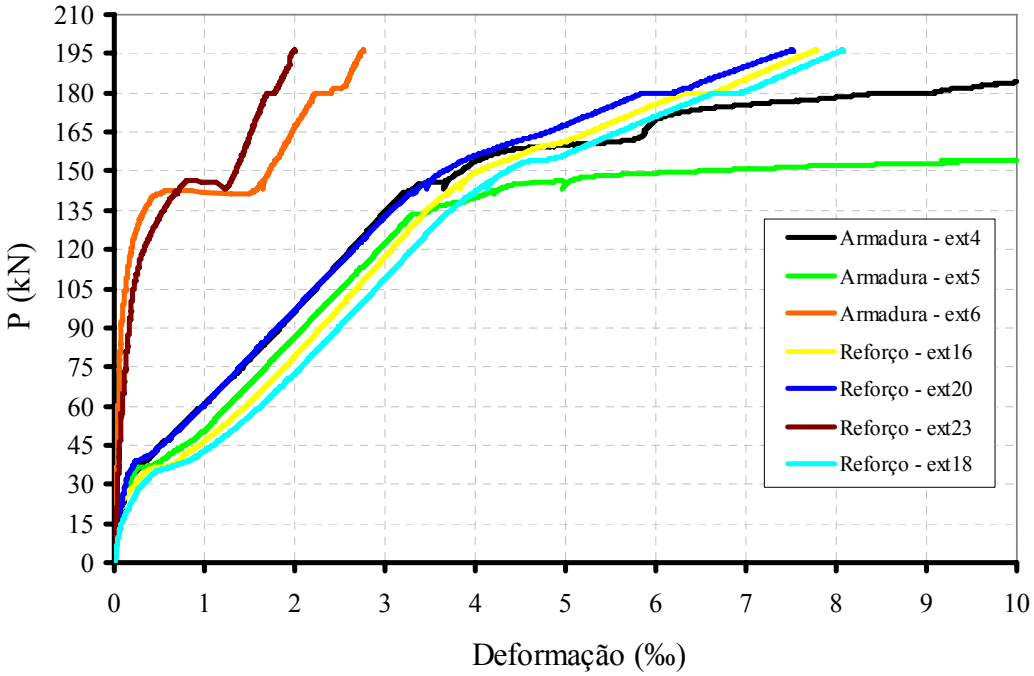


Figura 8.29 – Evolução das deformações na armadura e no reforço da viga V2C

Da análise das Figuras 8.28 e 8.29 fica evidente que as deformações no reforço são mais pronunciadas após o escoamento da armadura. Além disso, na viga V2C, o trecho que representa a evolução de deformações no reforço após o escoamento da armadura é bem mais extenso do que na viga V1C. Essa característica tem importância estrutural, pois representa o fato de que o reforço da viga V2C foi mais solicitado do que o reforço da viga V1C.

Na viga V1C, quando do escoamento da armadura (deformação de 3,03‰), o extensômetro 18 apontava para uma deformação no reforço igual a 3,24‰, a qual evoluiu rapidamente para a deformação de 5,30‰ na ruína da viga. Na viga V2C, no escoamento da armadura (deformação de 3,29‰) a deformação no reforço era de 3,67‰ – extensômetro 18, e evoluiu até 8,08‰ na ruína da viga.

O acréscimo de deformação no reforço, após o escoamento da armadura, foi de 120,1% na viga V2C e de 63,6% na viga V1C. É importante frisar que o reforço na viga V2C foi solicitado quase que duas vezes a mais do que o reforço da viga V1C.

8.3.4.5.Deformações máximas experimentais e teóricas do reforço

Os valores das deformações máximas no reforço ($\varepsilon_{r\text{-}exp}$), obtidos pelos ensaios das vigas reforçadas, são agrupados na Tabela 8.10. Esses resultados são comparados com valores teóricos obtidos por meio dos modelos de Chen & Teng (2001) e do ACI 440.2R (2002), descritos no ítem 3.6.2 do Capítulo 3.

As deformações máximas teóricas no reforço $\varepsilon_{r\text{-}teor1}$ e $\varepsilon_{r\text{-}teor2}$ referem-se respectivamente, aos modelos de Chen & Teng (2001) e do ACI 440.2R (2002). Um terceiro modelo aqui considerado é o proposto por Beber (2003), que relaciona a tensão máxima admissível no reforço (σ_{ru}) com a sua rigidez ($E_r.t_t$) por meio da eq. (3).

$$\sigma_{ru} = \frac{2667{,}3}{(E_r \cdot t_r)^{0{,}4205}} \text{ (kN/cm}^2\text{)} \qquad (3)$$

Tabela 8.10 – Comparação entre deformações máximas experimentais e teóricas do reforço

Vigas	P_u (kN)	Experimental	Teóricos		
		$\varepsilon_{r\text{-}exp}$	$\varepsilon_{r\text{-}teor1}$	$\varepsilon_{r\text{-}teor2}$	$\varepsilon_{r\text{-}teor3}$
V1B	143,93	2,68	4,43	1,94	3,00
V2B	135,78	4,69	3,47	1,94	3,00
V3B	111,40	5,35	7,67	3,37	4,76
V1C	147,37	5,30	5,50	11,29	5,85
V2C	196,35	8,08	5,68	11,29	5,85

Para a viga de concreto armado reforçada V1C, os modelos teóricos 1 e 3, apesar de se mostrarem contra a segurança, indicaram boa semelhança com o resultado experimental. Uma ligeira vantagem é observada para a proposição de Chen & Teng (2001), de onde o valor teórico é apenas 3,8% superior ao experimental, ao passo que pelo modelo de Beber (2003) o valor teórico é 10,4% maior que o experimental.

Utilizando-se a formulação do ACI o valor obtido para a deformação máxima do reforço foi muito superior ao verificado experimentalmente e pelos outros modelos teóricos. O cálculo foi efetuado empregando-se para o reforço os valores obtidos do ensaio de caracterização da manta.

A título de informação quanto à formulação do ACI, cita-se o valor de 9,73‰ considerado como sendo a máxima deformação teórica admissível para um reforço constituído por 4 camadas de manta, com um módulo de elasticidade de 227 GPa e uma espessura efetiva de 0,165 mm, apresentado em Machado (2002).

Como se vê, comparando-se o valor de deformação teórica com o experimental do reforço da viga V1C e considerando-se ainda o valor apresentado em Machado (2002), depreende-se que a formulação do ACI não penaliza adequadamente o valor de deformação máxima a ser admitida para o reforço quando da aplicação de mais de uma camada de manta.

Para a viga V2C, os modelos teóricos aqui apresentados, não representam adequadamente o valor da máxima deformação no reforço. Esses modelos foram estabelecidos com base em resultados de ensaios realizados em vigas de concreto armado reforçadas sem a consideração da presença de um substrato contendo fibras de aço. Do que foi comentado nos itens anteriores, esse substrato mobiliza mais o reforço em relação a uma viga de concreto comum, logo, os valores teóricos da Tabela 8.10, com exceção do obtido pelo modelo do ACI, são inferiores ao valor experimental de deformação no reforço da viga V2C.

Os valores de deformação considerados pelos modelos teóricos como sendo o máximo para o reforço da viga V2C, são os mesmos, com exceção do modelo 1, calculados para o reforço da viga V1C. Isso mostra que os modelos desconsideram as propriedades inerentes à superfície em que o reforço é colado.

A título de comparação com a deformação máxima experimental obtida no reforço da viga V1C, citam-se os valores de 5,50‰ e de 5,26‰ referentes respectivamente, às deformações máximas registradas no reforço das vigas V5-A e V7-B, analisadas por Beber (2003). Ressalta-se ainda que a viga V5-A foi reforçada com seis camadas de manta (E_r=23.000 kN/cm^2 e t_r=0,0148 cm) e a viga V7-B foi reforçada com quatro camadas de manta (E_r=24.000 kN/cm^2 e t_r=0,0158 cm).

O valor da deformação máxima no reforço da viga V1C é semelhante aos valores de deformações máximos registrados no reforço das vigas de concreto armado de Beber (2003). Isso comprova que a existência da ruína prematura nas vigas reforçadas

impossibilita um maior aproveitamento das propriedades resistentes da manta de fibras de carbono. Os ensaios de Beber ainda mostraram que o valor máximo de deformação no reforço decresce com o aumento do número de camadas aplicadas.

Nas vigas do grupo B a ruína ocorreu pela ruptura do reforço, no entanto, os valores mostrados na Tabela 8.10 relacionam-se à deformação teórica do reforço correspondente a uma ruína prematura. Os cálculos foram efetuados considerando-se as propriedades da manta (sistema de reforço R1) extraídas do ensaio de caracterização realizado. Dos valores obtidos, nota-se que a formulação de Chen & Teng (2001) é a que mostra que para o sistema de reforço R1 a ruptura da manta ocorre antes do seu desprendimento, ou seja, que os valores de deformações do reforço referente ao seu desprendimento são superiores aos observados experimentalmente na sua ruptura por tração. Essa consideração não é válida para a viga V2B devido à presença do substrato de transição.

8.4.Deslocamentos horizontais

Na viga V2C poderia surgir um deslocamento horizontal relativo entre o substrato de transição e o concreto ao longo da junta em função da perda de aderência entre os materiais.

Existem várias maneiras de determinar as tensões de cisalhamento solicitantes e resistentes em juntas de concreto. Como isso não é objetivo deste trabalho, optou-se por calcular essas tensões fazendo-se uso apenas das recomendações do CEB – *Bulletin d´ Information 162*.

Esta referência recomenda que as tensões solicitantes e resistentes na junta sejam calculadas, respectivamente, pelas expressões (3) e (4) no Quadro 8.1, sem considerar a influência de armaduras cruzando a interface.

Da verificação realizada no Quadro 8.1 observa-se que, a relação τ_{rd}/τ_{sd} é menor do que 1, ou seja, há indícios de deslizamento entre as superfícies. Entretanto, essa formulação contabiliza apenas a resistência do concreto na transmissão de esforços e despreza a contribuição da armadura de costura.

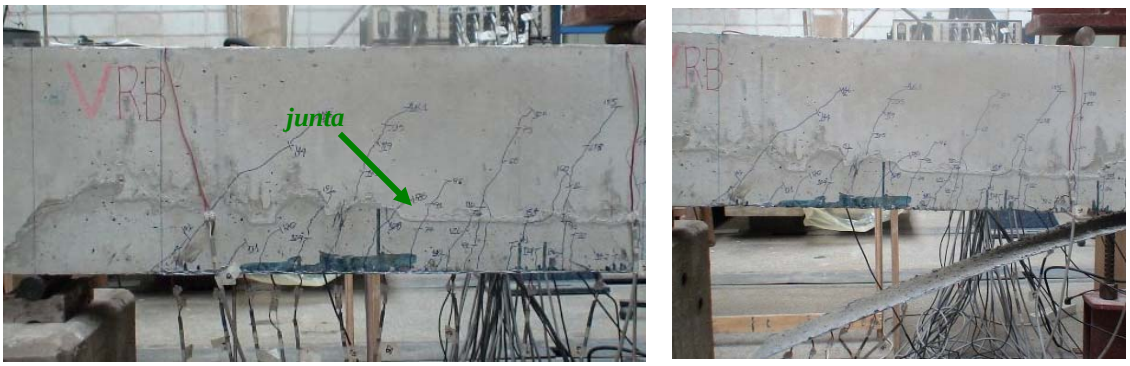
Como a viga V2C possui armadura de costura cruzando a junta, o valor teórico da tensão resistente ficou subestimado. Esse fato foi confirmado pelo resultado do ensaio

experimental, no qual não foi observado nenhum deslocamento horizontal ao longo da junta.

Quadro 8.1 – Cálculo das tensões de cisalhamento na junta – CEB 162

Tensão solicitante (τ_{sd})	**Tensão resistente (τ_{rd})**
$\tau_{sd} = \dfrac{V_d}{b \cdot z_2 \cdot \left(1 + 0.85 \cdot \dfrac{A_{s1}}{A_{s2}}\right)}$ (3)	$\tau_{rd} = \dfrac{1}{\gamma c} \cdot \dfrac{2}{10} f_c^{\frac{2}{3}}$ (em MPa) (4)
τ_{sd} = 3,4MPa	τ_{rd} = 2,3MPa
V_d – força cortante de cálculo no elemento reforçado; z_2 – braço de alavanca da armadura; A_{s1} e A_{s2} – áreas da armadura e do reforço, respectivamente.	

O não aparecimento de deslizamento na interface formada pelo concreto e pelo substrato de transição foi indicado pela transferência total de esforços através da junta, de maneira que a seção composta teve um comportamento semelhante ao de uma seção íntegra. Durante e após a realização do ensaio da viga V2C, não se verificou o aparecimento de fissuras horizontais na junta que pudessem caracterizar algum tipo de deslizamento entre os materiais. Na Figura 8.30 procura-se destacar o aspecto da junta na região do vão de cisalhamento, durante e após a realização do ensaio.



a) durante o ensaio b) final do ensaio

Figura 8.30 – Aspecto da integridade da junta

Na viga V2B, em que a junta, no trecho de flexão pura, estendeu-se a apenas 1cm além da superfície superior da armadura longitudinal, não se verificou também nenhum tipo de deslizamento que influenciasse a resposta dessa viga. Acredita-se que a rugosidade da superfície, a sua preparação antes da moldagem e a presença do trecho final dos estribos tenha contribuído para tal fato.

8.5.Comparação com outras vigas reforçadas

Neste item, avalia-se a nova metodologia de reforço proposta na presente tese, comparativamente com resultados experimentais de outros trabalhos. Para tanto, no Quadro 8.2 são apresentadas as características geométricas de três vigas reforçadas ensaiadas por outros autores. As vigas mostradas no Quadro 8.2 foram reforçadas por meio do emprego de técnicas distintas: reforço externo com manta de PRFC (Beber, 2003), adição de armadura ao banzo tracionado (Reis, 2003) e inserção de laminado de PRFC no concreto de cobrimento (Castro et al., 2004). Todas as vigas foram solicitadas à flexão em quatro pontos.

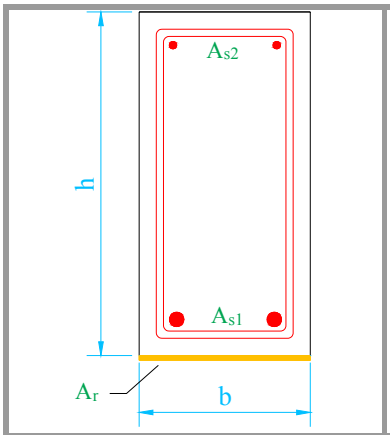
Beber (2003) realizou um amplo programa de investigação, fundamentalmente experimental, baseado na realização de ensaios de flexão em vigas de concreto armado, reforçadas à flexão e ao cisalhamento. As vigas foram foram divididas em dois grupos: o primeiro composto por 14 vigas, reforçadas à flexão e o segundo, composto por 30 vigas reforçadas ao cisalhamento. Em ambos os grupos, empregaram-se dois tipos de sistemas de reforço. Do grupo de vigas reforçadas à flexão, na viga V5-A (Quadro 8.2) foram aplicadas seis camadas de manta do tipo Replark 20.

Reis (2003) estudou o reforço de vigas "T" de concreto armado, tanto por meio da adição de armadura longitudinal ao bordo tracionado envolvida por um material compósito (argamassa com fibras curtas de aço), quanto pela aplicação de uma capa de microconcreto de alta resistência ao bordo comprimido.

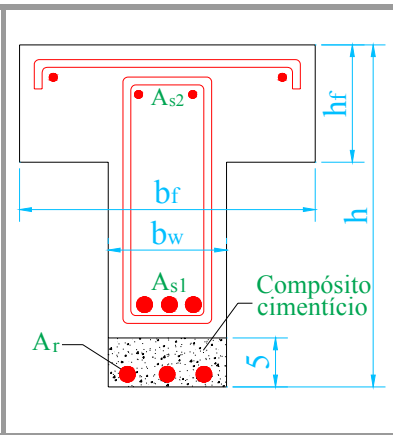
Na viga VFT-2 foi explorado o conceito da substituição dos estribos, que deveriam ser adicionados ao banzo tracionado da viga, a fim de envolver a nova armadura de tração, por uma argamassa de alta resistência com fibras de aço. O reforço da viga VFT-2 restringiu-se ao seu banzo tracionado e foi executado sob a aplicação de um carregamento de 55 kN.

Castro et al. (2004) apresentou um estudo experimental realizado em vigas de concreto armado de seção transversal em "T", reforçadas à flexão com vários tipos de compósitos colados em entalhes na superfície de concreto. Em específico, a viga VB 2.2 foi reforçada com três tiras de laminado de fibra de carbono colados com adesivo epóxi em entalhes executados no concreto de cobrimento da armadura do banzo tracionado.

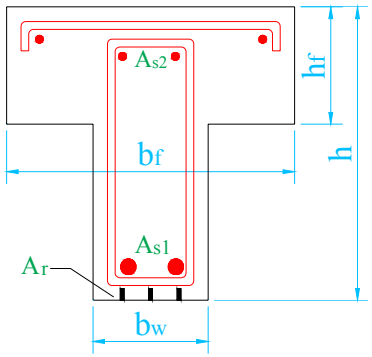
Quadro 8.2 – Características geométricas das vigas e propriedades mecânicas dos materiais



Geometria e armadura		b	15 cm
		b_f	-
		h	30 cm
		h_f	-
		vão livre	253 cm
	A_{s1}	bitola	2ϕ12,5 mm
		área	2,45 cm^2
		f_y	70,65kN/cm^2
		E_s	-
	A_{s2}	bitola	2ϕ6,3 mm
		área	0,62 cm^2
		f_y	58,71 kN/cm^2
	Estribo		ϕ6,3 c/ 7 cm
Concreto	f_c		3,28 kN/cm^2
	$f_{ctm,sp}$		0,29 kN/cm^2
	E_c		-
	Cobrimento		1,5 cm
Reforço	*Manta de PRFC – Replark 20*		
	Camadas		6
	A_r		0,999 cm^2
	f_r		340 kN/cm^2
	E_r		23000 kN/cm^2
	ε_r		14,8‰



Geometria e armadura		b_w	15 cm
		b_f	40 cm
		h	35 cm
		h_f	12 cm
		vão livre	300 cm
	A_{s1}	bitola	3ϕ16 mm
		área	6 cm^2
		f_y	62,2 kN/cm^2
		E_s	19490KN/cm^2
	A_{s2}	bitola	4ϕ8 mm
		área	2 cm^2
		f_y	59,9 kN/cm^2
	Estribo		ϕ8 c/ 7 cm
Concreto	f_c		2,91kN/cm^2
	$f_{ctm,sp}$		0,27 kN/cm^2
	E_c		3.190 kN/cm^2
	Cobrimento		1,5 cm
Reforço	*Adição de barras de aço*		
	bitola		3ϕ16 mm
	A_r		6 cm^2
	f_y		62,2 kN/cm^2
	E_s		19.490kN/cm^2
	ε_y		3,20‰



Geometria e armadura		b_w	15 cm
		b_f	55 cm
		h	40 cm
		h_f	10 cm
		vão livre	400 cm
	A_{s1}	bitola	2ϕ20 mm
		área	6,28 cm^2
		f_y	56,4 kN/cm^2
		E_s	21100 kN/cm^2
	A_{s2}	bitola	4ϕ6,3 mm
		área	1,25 cm^2
		f_y	56,1 kN/cm^2
	Estribo		ϕ8 c/ 16 cm
Concreto	f_c		5,28 kN/cm^2
	$f_{ctm,sp}$		0,33 kN/cm^2
	E_c		2800 kN/cm^2
	Cobrimento		3 cm
Reforço	*Inserção de laminados*		
	Tiras		3 (2x16 mm)
	A_r		0,96 cm^2
	f_r		206,8 kN/cm^2
	E_r		13100 kN/cm^2
	ε_r		17‰

A ruína da viga V5-A, segundo Beber (2003), surgiu a partir da extremidade do reforço e teve como conseqüência o arrancamento da camada de concreto junto à armadura. Esse tipo de ruína, ainda segundo o autor, está associado à combinação de tensões tangenciais e de tração nessa região. A Figura 8.31-a apresenta o detalhe da ruína da viga.

Na Figura 8.32-b apresenta-se, a título de comparação com a viga V5-A, o detalhe da ruína da viga V1C, analisada neste trabalho. Apesar das vigas terem sido reforçadas com número de camadas diferentes, os modos de ruína foram bem semelhantes, pois, foram caracterizados pela formação de fissura na extremidade do reforço e arrancamento da camada de concreto do cobrimento da armadura.

Segundo Reis (2003), após a realização do ensaio da viga VFT-2, observou-se o surgimento de inúmeras fissuras de flexão e de cisalhamento (Figura 8.32-c). Não se constatou nenhum tipo de perda de aderência na região da junta formada pelo concreto do substrato e argamassa do reforço. A ruína da viga foi atribuída ao escoamento da armadura longitudinal seguida pelo esmagamento do concreto comprimido. Para efeito comparativo, o panorama de fissuração na ruína da viga V2C, analisada neste trabalho, está indicado na Figura 8.32-d.

Castro et al. (2004) identificaram que o modo de ruína da viga VB 2.2 foi conseqüência do destacamento do laminado com a separação do concreto de cobrimento da armadura longitudinal. Segundo a autora, a ruína deu-se na interface concreto-epóxi, conforme mostra a Figura 8.32-e.

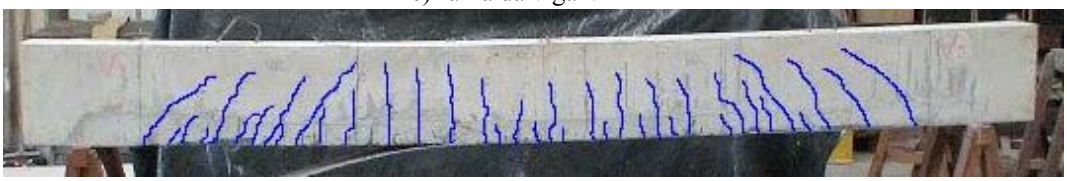
A maneira frágil com que se deu a ruína das vigas reforçadas com fibras de carbono (colagem externa ou em entalhes), mostradas na Figura 8.32, é uma característica não interessante e comum entre as vigas reforçadas com essa técnica. Na ruína da viga V1C, por exemplo, o único aviso ficou por conta do surgimento de uma fissura na extremidade do reforço, que logo se propagou e culminou no desprendimento prematuro do reforço.

Já a ductilidade foi uma característica notada na ruína da viga VFT-2. A plastificação da armadura, a acentuada curvatura e a quantidade de fissuras distribuídas ao longo do vão livre foram atributos da ruína dessa viga. Quanto a esse aspecto, a viga V2C, apesar de ter apresentado uma ruína caracterizada como frágil, o seu panorama de fissuração (quantidade de fissuras e pequeno espaçamento entre elas) e a elevada curvatura foram características semelhantes às observadas na ruína da viga VFT-2.

a) ruína viga V5-A

b) ruína da viga V1C

c) ruína da viga VFT-2



d) ruína da viga V2C

e) ruína da viga VB 2.2

Figura 8.32 – Comparação dos modos de ruína das vigas reforçadas

A Tabela 13.2 da NBR 6118 (2003) recomenda para verificação em serviço do estado de deformação excessiva da estrutura, um deslocamento limite igual ao vão/250, para efeitos de aceitabilidade visual da estrutura. Tomando-se então, para a força de serviço (P_{serv}) o valor correspondente a esse deslocamento limite, é possível avaliar as vigas reforçadas sob condições reais de projeto.

Na Tabela 8.11 estão, portanto, reunidos para efeito de comparações, os valores de forças de serviço e de ruína das vigas reforçadas juntamente com a descrição dos modos de ruína e a máxima deformação do reforço. Para efeitos de conhecimento do incremento na capacidade de carga obtida com cada técnica de reforço, as forças de

serviço e última das vigas reforçadas são comparadas com os respectivos valores das vigas de referência, sem reforço. O incremento na força de serviço das vigas V5-A e VB 2.2 foram tomadas com relação às vigas de referência V1-A e VA 2.1, respectivamente.

Tanto em termos de força de serviço quanto de força de ruína, a viga VFT-2 foi a que registrou os maiores incrementos. A adição de novas barras de aço e o aumento na altura da viga triplicaram a capacidade de carga dessa viga. A ausência de ruptura prematura associada diretamente ao material de reforço, foi um outro aspecto observado.

A ruptura prematura por desprendimento do reforço foi o que limitou o ganho de força das vigas reforçadas com fibras de carbono. Embora o reforço tenha quase duplicado a capacidade de carga das vigas V5-A e V1C, somente 37,1% e 40,4% da capacidade resistente à tração da manta foi mobilizada, respectivamente. Ainda sobre a técnica de reforço externo, a presença do substrato de transição na viga V2C, mais do que duplicou a capacidade resistente da viga e aproveitou 61,7% da resistência à tração do reforço.

Os menores ganhos na capacidade de carga em relação à viga sem reforço foram os observados com a viga VB 2.2. No entanto, o aspecto que chama a atenção dessa técnica de reforço é o nível de deformação atingido pelo laminado mesmo diante da presença do seu destacamento. Em relação ao valor máximo de deformação do laminado, foi mobilizado 74,7% da sua total capacidade.

Comparando-se o modo de ruína da viga VB 2.2 com o desempenho alcançado pela metodologia de reforço proposta com a viga V2C, acredita-se que se tal metodologia for utilizada para o caso do laminado inserido, ainda melhores níveis de resistência poderão ser alcançados. Antecipa-se então, como sugestão para futuros trabalhos, o estudo da técnica de reforço por inserção de laminados em entalhes executados num substrato formado por um compósito cimentício de alto desempenho.

Quanto ao valor da força de serviço, pode-se dizer que ela tem importância significativa para fins práticos, pois o reforço da viga, geralmente, está relacionado com o ganho de resistência em condições de serviço. Da Tabela 8.11, nota-se que o acréscimo de força nas condições de serviço das vigas reforçadas não foi, de uma maneira geral, tão significativo quanto o obtido na ruína.

Os maiores incrementos na força de serviço das vigas reforçadas em relação às respectivas vigas de referência foram os notados com as vigas V5-A e VFT-2. Nas vigas

reforçadas VB 2.2, V1C e V2C foram verificados aumentos na força de serviço de 20%, 30% e 40%, respectivamente.

Utilizando a técnica de reforço por colagem externa de manta à superfície de concreto, Castro et al. (2004) comentam que foram registrados valores de deformações no reforço em média de 43% da deformação especificada pelo fabricante, caracterizando uma ruína por descolamento na interface concreto-epóxi.

É importante mencionar que o acréscimo na força de serviço está diretamente relacionado ao produto ($E_r.A_r$), que é o módulo de elasticidade do reforço multiplicado pela área da seção transversal do material de reforço. De certa forma, o valor desse produto serve como um parâmetro de uniformidade dos materiais utilizados como reforço. Os valores desse produto para cada viga são: V5-A (22.977kN), VFT-2 (116.940kN), VB 2.2 (12.576kN), V1C e V2C (20.288kN).

Dessa maneira fica mais fácil associar o maior e o menor incremento na força de serviço às vigas VFT-2 e VB 2.2, respectivamente. A viga VFT-2 foi reforçada com um material de módulo de elasticidade e área da seção transversal bem superiores aos do material utilizado no reforço da viga VB 2.2.

Relacionado também ao que foi dito no parágrafo anterior, a técnica de reforço por colagem externa de manta de PRFC induziu a maiores acréscimos de força de serviço em relação à técnica de reforço por inserção de laminado em entalhe no concreto.

Utilizando a técnica de colagem externa de laminado na superfície inferior de vigas de concreto armado, Fortes (2000) obteve um acréscimo próximo de 30%, e Juvandes (1999) um acréscimo de cerca de 29% na força de serviço.

Sendo assim, devido ao elevado número de parâmetros envolvidos, pode-se afirmar que o reforço da viga V1C e a técnica proposta com o reforço da viga V2C, descritas no presente trabalho, apresentaram valores de força de serviço praticamente iguais às demais técnicas de reforço por colagem de PRFC.

Tabela 8.11 – Força de ruína, força de serviço e deformação do reforço das vigas

Vigas	Modo de ruína	$P_{u\text{-}ref}$	P_u	$P_u/P_{u\text{-}ref}$	ε_r	P_{serv2}	P_{serv2}/P_{serv1}
V5-A *Beber (2003)*	Desprendimento da manta	102,7	185,5	1,8	5,5‰	121,2	1,7
VFT-2 *Reis (2003)*	Escoamento da armadura	150,0*	450,0	3,0	>4‰	260,0	2,8
VB 2.2 *Castro (2004)*	Destacamento das tiras	162,6	250,0	1,5	12,7‰	150,0	1,2
V1C	Desprendimento da manta	89,3	147,4	1,7	5,3‰	107,5	1,3
V2C	Destacamento compósito cimentício-reforço	89,3	196,4	2,2	8,1‰	117,6	1,4

-As forças estão em kN e referem-se ao valor da célula de carga;
*força de ruína prevista teoricamente;
$P_{u\text{-}ref}$ - força última equivalente à ruína da respectiva viga de referência (sem reforço);
P_{serv1} – força de serviço da viga de referência;
P_{serv2} – força de serviço da viga reforçada.

Na Figura 8.33 são comparadas a evolução das curvas P-δ das vigas reforçadas. Para a viga VFT-2, a curva P-δ foi traçada descontando-se tanto o pré-carregamento quanto o deslocamento vertical gerado por ele. Dessa maneira, é possível avaliar a evolução das flechas em função exclusivamente do carregamento aplicado pós-reforço.

Apesar das características peculiares de cada viga de concreto armado e dos parâmetros inerentes a cada tipo de reforço, nota-se que a curva da viga VFT-2 possui maior inclinação do que as curvas das demais vigas. Esse comportamento está associado ao elevado valor da área da seção de reforço aplicada nessa viga, cerca de sete vezes superior a área da seção transversal do reforço das vigas V1C e V2C, e também ao aumento da altura da seção da viga.

Apesar dos níveis de resistência alcançados com a viga VFT-2 e da inexistência de ruínas prematuras associadas a essa técnica de reforço, ela apresenta a inconveniência do aumento das dimensões do elemento a ser reforçado, o que na prática de Engenharia nem sempre é possível. No entanto, trata-se de uma técnica eficiente e ainda muito empregada no Brasil.

Entende-se que a técnica de reforço pela colagem do laminado em entalhes na superfície do concreto é mais eficaz do que a de reforço por colagem externa da manta, pois a inserção do laminado mobiliza uma maior parte da capacidade resistente do material de reforço. No entanto, como mostram os valores da força de serviço da Tabela 8.11 e as curvas da Figura 8.33, essa técnica de reforço proporciona pequeno ganho de rigidez à viga reforçada. Outro aspecto também, é o fato de que o laminado, por ter uma

menor área de contato, necessita que o seu comprimento de ancoragem seja maior do que o que seria necessário para a aplicação da manta.

Porém, não se esquecendo também da maior susceptibilidade a que o reforço externo apresenta em relação ao reforço por inserção do laminado, é que se acredita que a idéia aqui criada do substrato de transição, possa potencializar ainda mais ambas as técnicas de reforço. No entanto, maiores estudos são necessários.

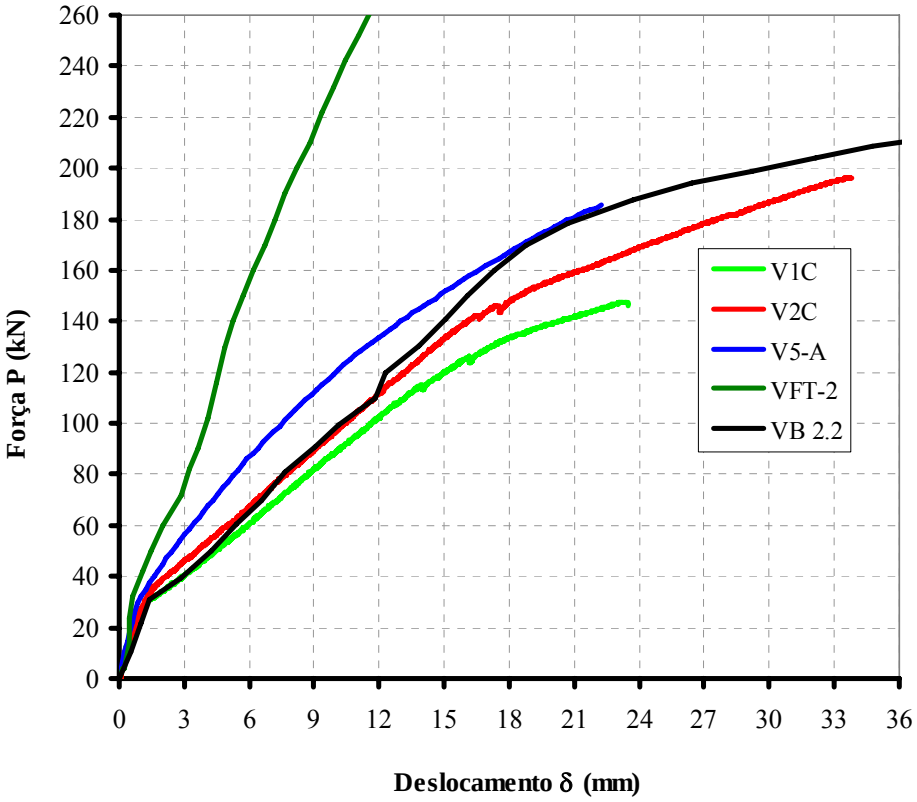


Figura 8.33 – Comparativo das curvas P-δ das vigas reforçadas por técnicas distintas

8.6.Análise numérica das vigas principais

8.6.1.Modelo numérico bidimensional não-linear

Os comportamentos das vigas V1A, V1C e V2C foram simulados de maneira não-linear utilizando-se o programa computacional de elementos finitos Diana versão 9.1, o qual vem sendo desenvolvido por engenheiros civis da *TNO Building and Construction Research*, na Holanda, desde 1972.

Souza (2004) faz uma série de considerações a respeito do programa Diana, entre elas, a de que o programa conta com o modelo de fissuração distribuída (*smeared crack model*) para simulação do processo de fraturamento no concreto.

Nesse modelo, o material quando danificado ainda é considerado como um meio contínuo e as notações de tensão e deformação podem ser aplicadas sem a necessidade de se construir uma nova malha enquanto as fissuras se propagam. Os parâmetros relacionados com a Mecânica da Fratura introduzidos no modelo de fissuração distribuída são a energia de fraturamento e a banda de fissuras.

Ainda segundo Souza (2004), o Diana, através do *Rotating Crack Model* permite que a fissura mude de direção enquanto se propaga, enquanto o *Fixed Crack Model* armazena o ângulo de abertura da primeira fissura e faz com que a propagação mantenha esse ângulo, mudando de direção somente quando for registrado uma variação de 90º em relação ao ângulo gravado no início do processo. Entre todos os modelos disponíveis no Diana, os pesquisadores relatam que o *Rotating Crack Model* tende a apresentar uma maior estabilidade no processamento.

Na Figura 8.34 apresenta-se a malha de elementos finitos bidimensional juntamente com a disposição das armaduras na discretização das vigas. A malha foi elaborada utilizando-se elementos quadráticos de oito nós do tipo CQ16M. As barras longitudinais e transversais da armadura das vigas foram modeladas discretamente através de elementos especiais denominados *embedded reinforcement*.

Na Figura 8.35 mostra-se a aplicação do carregamento, o apoio, a presença do reforço externo e a condição de simetria do modelo. A aderência entre a armadura e o concreto foi considerada perfeita, eliminando-se a possibilidade de ruptura por escorregamento das barras. Os nós dos elementos finitos representativos do reforço externo foram conectados aos nós adjacentes dos elementos de concreto simulando uma aderência perfeita entre os materiais. O carregamento foi estabelecido pela imposição de uma força concentrada do tipo *displace*.

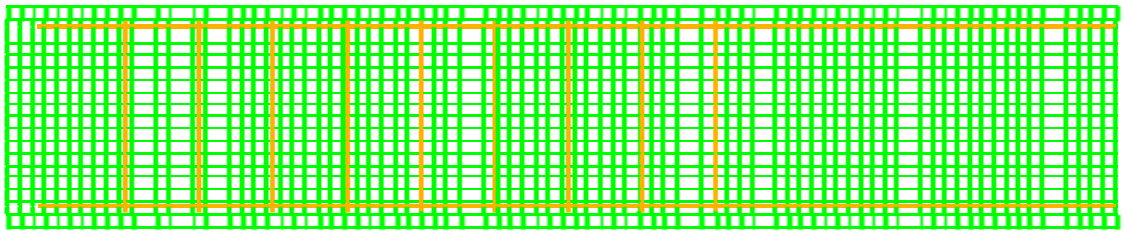


Figura 8.34 – Malha de elementos finitos e disposição das armaduras

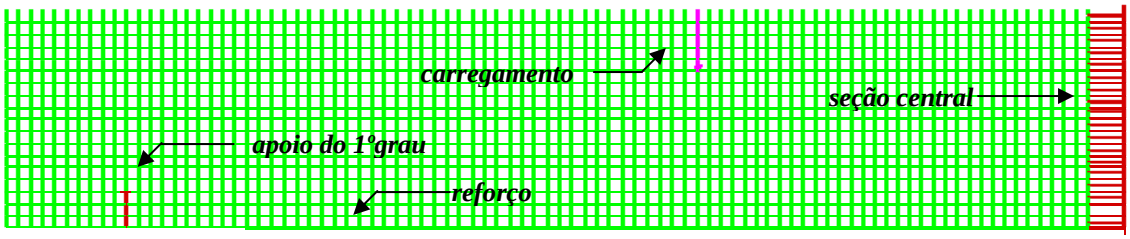
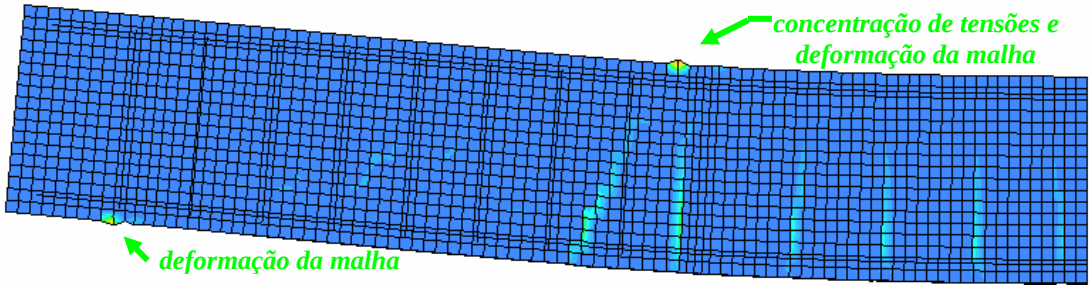
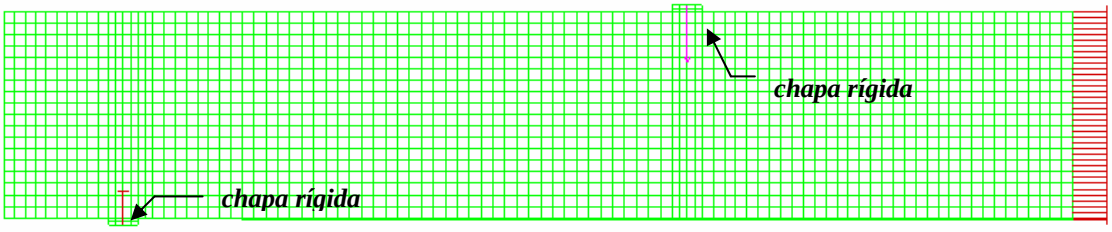


Figura 8.35 – Condições de contorno e força concentrada

Assim como havia sido observado na modelagem das vigotas do Capítulo 4, houve aqui também uma concentração expressiva violenta de tensões no ponto de aplicação da força concentrada e no apoio da viga V2C (Figura 8.36-a). Logo, foi feito um pequeno ajuste na malha de elementos finitos dessa viga para promover uma melhor distribuição de tensões nesses dois pontos. Esse ajuste consistiu na adição de uma pequena chapa rígida de comportamento elástico linear como mostra a Figura 8.36-b. Deve-se mencionar que antes da colocação das chapas, tentou-se aplicar o carregamento em vários nós adjacentes, entretanto tal procedimento não solucionou o problema da concentração de tensões.



a) concentração de tensões principais no ponto de aplicação da força e no apoio



b) malha de elementos finitos da viga V2C com a presença de duas chapas rígidas

Figura 8.36 – Concentração de tensões e malha readaptada para a viga V2C

Os parâmetros considerados no programa Diana e as propriedades mecânicas dos materiais (concreto, aço, manta, compósito cimentício) utilizadas na análise não-linear das vigas principais V1A, V1C e V2C estão descritos nas Tabelas 8.12, 8.13 e 8.14, respectivamente.

Tabela 8.12 – Materiais e parâmetros do modelo numérico da viga V1A

Concreto
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 30.034 MPa, Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Exponential Softening in tension, Ideal in compression, Tensile strength = 2,04 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 0,151 N.mm/mm^2, Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 19,61 mm; Compressive strength = 37,84 MPa.
Armadura longitudinal inferior
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus = 210.921 MPa   ***Static Nonlinearity:***   Reinforcement, VonMises plasticity, Ideal plasticity, Yield Stress = 547,99 MPa
Armadura longitudinal superior e estribos
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus = 176.316 MPa   ***Static Nonlinearity:***   Reinforcement, VonMises plasticity, Ideal Plasticity, Yield Stress = 540,94 MPa
Malha de elementos finitos
1638 elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M - 5133 nós - Plane Stress

Tabela 8.13 – Materiais e parâmetros do modelo numérico da viga V1C

Concreto
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 26.553 MPa , Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Exponential Softening in Tension, Ideal in compression, Tensile strength = 1,93 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 0,123 N.mm/mm^2 , Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 20,12 mm, Compressive strength = 33,95 MPa.
Armadura longitudinal inferior
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus =199.677 MPa   ***Static Nonlinearity:***   Reinforcement, VonMises plasticity, Ideal plasticity, Yield Stress = 532,44 MPa.
Armadura longitudinal superior e estribos
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus =173.269 MPa   ***Static Nonlinearity:***   Reinforcement, VonMises plasticity, Ideal plasticity, Yield Stress = 571,94 MPa.
Reforço
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 234.000 MPa
Malha de elementos finitos
1809 elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M - 5648 nós - Plane Stress.

Tabela 8.14 – Materiais e parâmetros do modelo numérico da viga V2C

Concreto
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 29.380 MPa, Poisson´s ratio = 0,20 ***Static Nonlinearity:*** Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Exponential Softening in Tension, Ideal in compression, Tensile strength = 2,06 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 0,155 N.mm/mm^2 , Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 20,03 mm, Compressive strength = 38,68 MPa.
Armadura longitudinal inferior
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus = 210.921 MPa ***Static Nonlinearity:*** Reinforcement, VonMises plasticity, Ideal plasticity, Yield Stress = 547,99 MPa.
Armadura longitudinal superior e estribos
Linear Elasticity: Reinforcement, Reinforcement bonded, Young´s modulus =176.316 MPa ***Static Nonlinearity:*** Reinforcement, VonMises plasticity, Ideal plasticity, Yield Stress = 540,94 MPa.
Reforço
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 234.000 MPa
Malha de elementos finitos
1981 elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M, 6188 nós, Plane Stress.

Com relação aos parâmetros e propriedades mecânicas dos materiais apresentados nas Tabelas 8.12, 8.13 e 8.14, as principais considerações são reunidas nos parágrafos seguintes.

Conforme a constatação feita na modelagem das vigotas do Capítulo 4, os valores de *Tensile strength* aqui considerados para a resistência à tração do concreto, foram os obtidos segundo o ACI 318M (89) por meio da equação: $0{,}332 \cdot (f_c)^{1/2}$.

Os valores da largura da banda de fissuração *Crack bandwidth* foram tomados considerando-se a raiz quadrada da área do elemento finito, conforme recomendação existente no manual do próprio Diana (Diana User`s Manual).

A presença do substrato de transição na viga V2C foi estabelecida por meio de uma superfície plana localizada no banzo tracionado do modelo e, delimitada exatamente por meio das dimensões indicadas na Figura 7.3 do Capítulo 7. A aderência entre o substrato de transição e a superfície representativa do concreto adjacente foi considerada perfeita. As discussões estabelecidas no item 8.4 embasaram a consideração dessa simplificação.

Para modelar as propriedades mecânicas do substrato de transição da viga V2C, foram consideradas duas situações: a primeira (modelo numérico V2C-Num1) - em que

as propriedades do substrato foram tomadas a partir dos valores da caracterização do compósito cimentício do Capítulo 6, e a segunda situação (modelo V2C-Num2) - em que as propriedades do substrato foram tomadas como sendo àquelas descritas nos itens 8.2.1 e 8.2.2.

Tais situações foram estipuladas por não se ter realizado na data do ensaio da viga V2C, a caracterização do comportamento à flexão do compósito cimentício, como já foi justificado no item 8.2.2. Na Tabela 8.15 apresentam-se os parâmetros considerados no programa Diana quanto à modelagem do compósito cimentício e as propriedades mecânicas inerentes a esse material.

Tabela 8.15 – Materiais e parâmetros referentes ao substrato de transição da viga V2C

Modelo numérico V2C-Num1 - Compósito cimentício CPM1A2C
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 28.803 MPa, Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Exponential Softening in Tension, Ideal in compression, Tensile strength = 3,65 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 2,02 N.mm/mm^2 , Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 20,03 mm, Compressive strength = 42,07 MPa.
Modelo numérico V2C-Num2 - Compósito cimentício CPM1A2C
Linear Elasticity: Isotropic, Young´s modulus = 28.700 MPa, Poisson´s ratio = 0,20   ***Static Nonlinearity:***   Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Exponential Softening in Tension, Ideal in compression, Tensile strength = 2,24 MPa, Mode-I tensile fracture energy = 0,526 N.mm/mm^2 , Crack bandwidth = (área do elemento finito)^{0,5} = 20,03 mm, Compressive strength = 28,07 MPa.

Os valores de *Tensile strength* aqui assumidos para a resistência à tração do compósito cimentício foram obtidos por meio da RILEM TC 162-TDF (2002b) através da equação: $0{,}6 \cdot f_{fct,L}$. Utilizando-se as mesmas considerações ponderadas no Capítulo 4, o comportamento pós-pico do compósito cimentício foi representado por um diagrama do tipo *Exponential softening in tension,* tendo no elevado valor atribuído a energia de fraturamento, a indicação da presença das fibras e microfibras de aço.

Para o modelo numérico V2C-Num1 a energia de fratura foi calculada até um δ = 2,65 mm, como descrito no Capítulo 4. Porém, para o compósito cimentício representativo do modelo numérico V2C-Num2, esse cálculo foi efetuado somente até δ = 2,0 mm, pois o ensaio dos corpos-de-prova prismáticos desse compósito foi conduzido um pouco acima desse valor de deslocamento vertical.

Como referência, cita-se aqui o trabalho de Yin & Wu (2003), que investigaram experimentalmente e numericamente o comportamento de vigas não armadas moldadas com concreto com fibras de aço e reforçadas com manta de PRFC. Da análise numérica realizada pelos autores utilizando-se o Diana, comenta-se que o modelo de fissuração usado foi o *Rotating smeared crack model* e o comportamento pós-pico do concreto com fibras foi representado por um diagrama do tipo *Linear softening,* descrito através da energia de fraturamento calculada para esse material.

O estudo realizado por Yin & Wu (2003) mostrou boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos, com destaque para a representação numérica da fissuração que provocou o descolamento prematuro do reforço de maneira semelhante à observada pela análise experimental efetuada.

8.6.2.Resultados da análise numérica

Na Figura 8.37 as curvas força versus deslocamento vertical no meio do vão, obtidas numericamente são comparadas com os resultados experimentais. Da Figura 8.37-a nota-se que na fase elástica, a curva numérica da viga de referência é idêntica à experimental e após a fissuração do concreto, a numérica mostra-se mais rígida. Já na fase de plastificação da armadura, ambas as curvas voltam a se aproximar.

Para a viga de referência, a força de primeira fissura obtida via MEF é de 24,60kN, a qual é 17% mais elevada do que a força de 21,01 kN, de primeira fissura, extraída dos resultados experimentais. Para a força de 85,3 kN ocorre o escoamento da armadura, representado pela queda acentuada da rigidez da curva numérica. Esse valor supera o obtido experimentalmente (79,80 kN) em apenas 6,89%.

É importante ressaltar que os valores de força numérica correspondentes ao escoamento da armadura referem-se àqueles a partir dos quais a armadura passa a armazenar deformações plásticas, como ilustra a Figura 8.38.

Da Figura 8.37-b observa-se que o comportamento das curvas, numérica e experimental, é bem semelhante. Após a fissuração do concreto e até a força de 75 kN, a curva numérica apresenta-se um pouco mais rígida do que a experimental. Após esse valor de força as curvas voltam a evoluir de maneira bem semelhante até aproximadamente 128,62 kN, a partir daí então, e até a ruína, a curva numérica evolui com uma rigidez menor do que a da curva experimental.

A primeira fissura do concreto obtida via MEF ocorreu com P = 26,96 kN, sendo esse valor 7,15% superior ao obtido experimentalmente. O escoamento da armadura de acordo com o modelo numérico deu-se para uma força de 122,4 kN, ou seja, apenas 3,33% acima do valor experimental que é de 118,45 kN. Já o valor da força correspondente a ruína apontada pelo modelo numérico é de 134,34 kN, enquanto que a experimental é de 147,37 kN.

Da Figura 8.37-c verifica-se que até o escoamento da armadura, as duas curvas numéricas são mais rígidas do que a curva experimental, sendo a curva do modelo 2 a que mais se aproxima da experimental. Após o escoamento da armadura, a curva numérica do modelo 1, aproxima-se um pouco mais da experimental, no entanto mantém-se ainda mais rígida. Já a curva numérica do modelo 2, passa a apresentar maiores valores de deslocamentos verticais do que a curva experimental, dentro de um mesmo nível de carregamento.

O surgimento da primeira fissura de acordo com os resultados experimentais deu-se para uma força de 34,92 kN, enquanto que pelos modelos numéricos 1 e 2, deu-se para uma força de 37,24 kN e 32,16 kN, respectivamente. A força de primeira fissura apontada pelo modelo 1 é 6,64% superior a obtida experimentalmente, ao passo que a do modelo 2 é 8,58% inferior.

O escoamento da armadura conforme os resultados experimentais ocorreu para uma força de 133,37 kN, ao passo que os modelos numéricos 1 e 2 indicaram escoamento para forças de 139,58 kN e 129,64 kN, respectivamente. Esses valores numéricos são respectivamente, 4,66% superior e 2,88% inferior ao obtido experimentalmente. Quanto à ruína da viga V2C, os modelos numéricos 1 e 2 indicaram valores de força de 226,2 kN e 182,9 kN, respectivamente, ao passo que o valor de força experimental foi de 196,35 kN.

De um modo geral, as curvas numéricas de força versus deslocamento vertical no meio do vão da viga de referência e das vigas reforçadas apresentaram boa concordância com as curvas experimentais. Na fase elástica o comportamento das vigas foi praticamente idêntico, com exceção das curvas dos modelos V2C-Num1 e V2CNum2, que se mostraram um pouco mais rígidas que a curva experimental, mesmo nessa fase de carregamento.

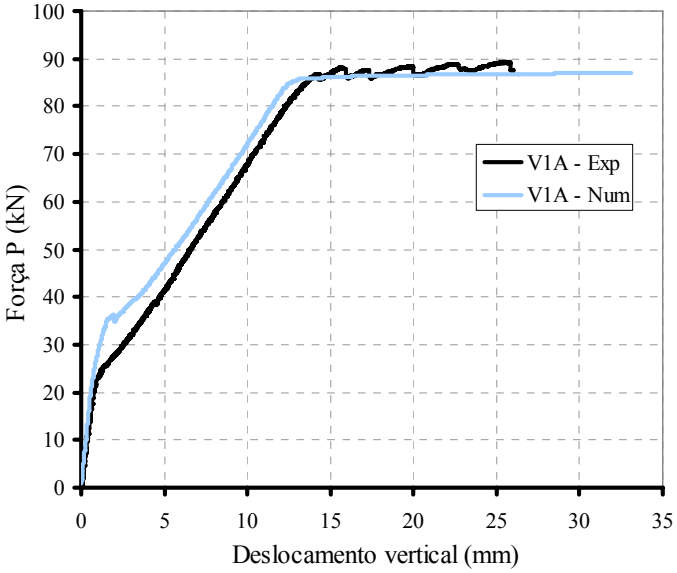
Até o escoamento da armadura as curvas numéricas mostraram-se mais rígidas que as curvas experimentais. Já após o escoamento da armadura, os deslocamentos verticais representados pelos modelos das vigas reforçadas foram mais acentuados do que os

resultados experimentais, com exceção apenas do modelo V2C-Num1, que mesmo após o escoamento da armadura manteve uma rigidez superior a da curva experimental.

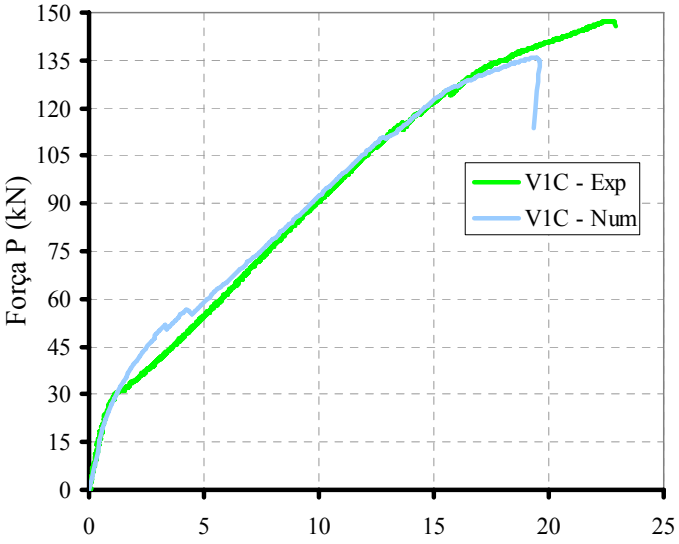
Pelos modelos numéricos os valores de forças correspondentes ao surgimento da primeira fissura foram sempre superiores aos valores obtidos experimentalmente em 6,64% a 17%, com exceção apenas para o modelo V2C-Num2, cujo valor foi 8,58% inferior ao experimental.

Para o escoamento da armadura, os valores das forças numéricas foram sempre superiores aos experimentais em 3,33% a 6,89%, com exceção para o modelo V2C-Num2, cujo valor foi 2,88% inferior ao experimental.

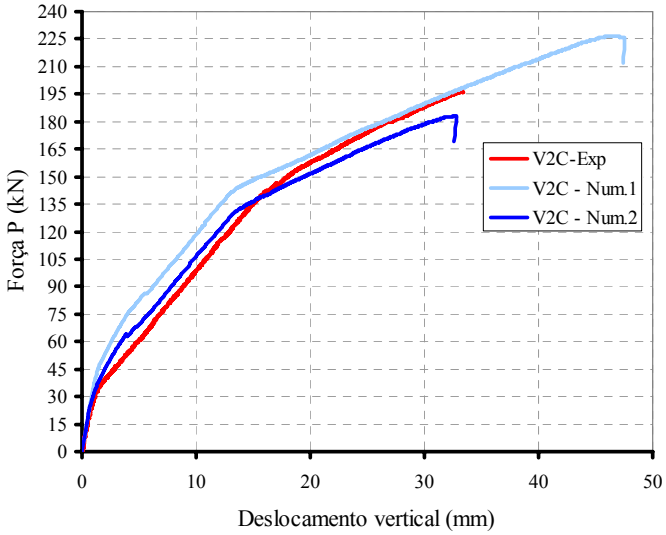
Quanto à ruína das vigas reforçadas, as forças apontadas pelos modelos numéricos representativos das vigas V1C e V2C-Num2 foram 9,69% e 7,35% inferiores respectivamente, aos valores experimentais, ao passo que no modelo V2C-Num1 a força de ruína foi 15,2% superior ao valor experimental.



a) viga V1A

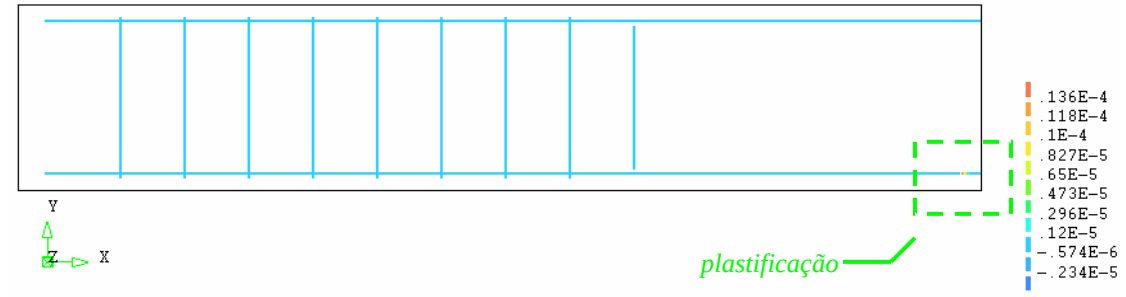


b) viga V1C

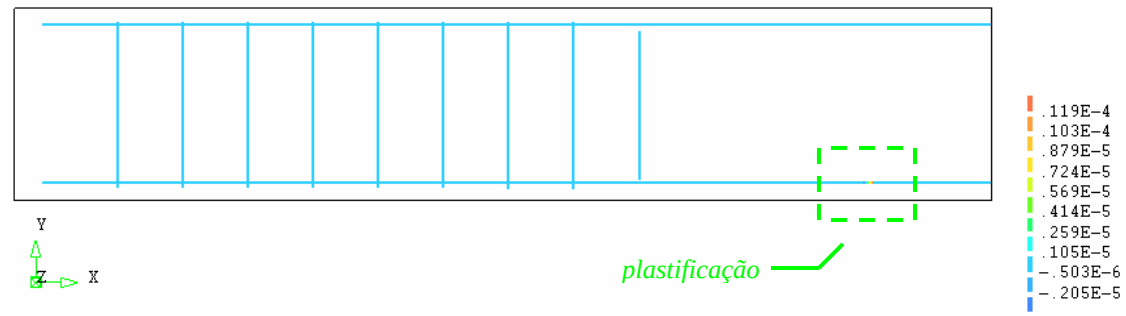


c) viga V2C

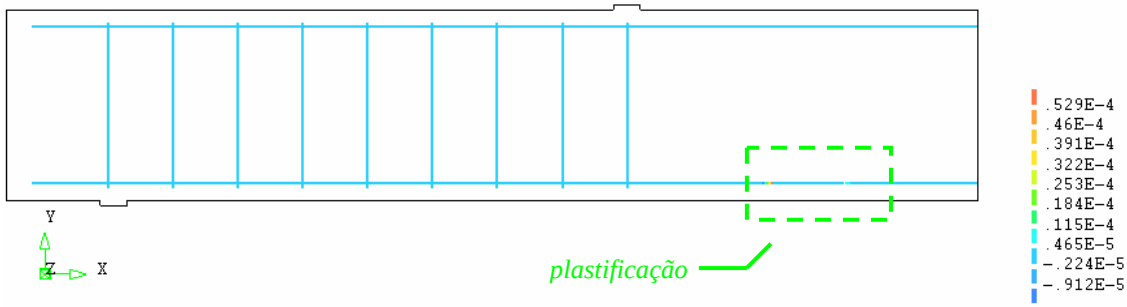
Figura 8.37 – Comparação entre curvas P-δ numéricas e experimentais



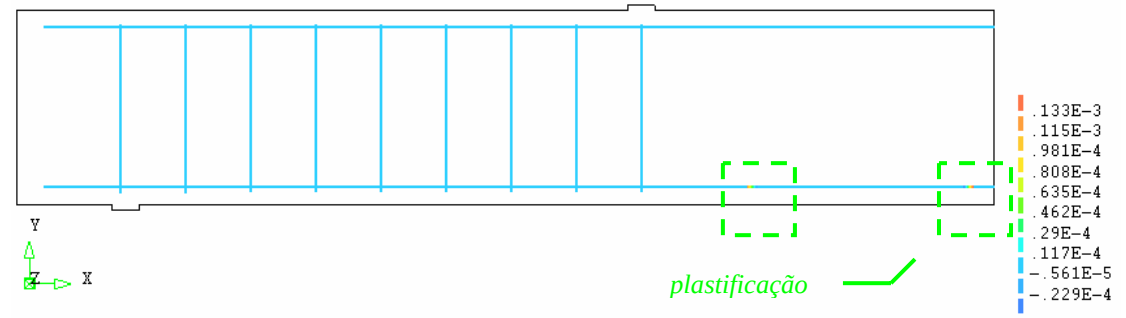
a) viga V1A - P = 85,3 kN



b) viga V1C – P = 122,4 kN



c) viga V2C – modelo V2C-Num1 – P = 139,58 kN



d) viga V2C – modelo V2C-Num2 – P = 129,64 kN

Figura 8.38 – Carregamentos equivalentes à presença de deformações plásticas nas armaduras

Nas Figuras 8.39 e 8.40 são estabelecidas comparações da evolução das deformações no reforço obtidas experimentalmente com os resultados extraídos da análise numérica. Os valores de deformações referem-se à seção central da viga e a seção do ponto de aplicação da força concentrada.

Para a viga V1C, os valores de deformações numéricas do reforço no meio do vão e na seção de aplicação da força correlacionam-se muito bem com os valores

experimentais. Mesmo após a fissuração do concreto e o escoamento da armadura, a evolução das deformações numéricas representa satisfatoriamente os valores experimentais. Nota-se que até o escoamento da armadura, a curva numérica apresenta-se ligeiramente mais inclinada do que as experimentais. Após o escoamento da armadura, as deformações numéricas do reforço evoluem mais pronunciadamente e a ruína ocorre logo em seguida.

Ainda da Figura 8.39, ou seja, para a viga V1C, no meio do vão o valor máximo de deformação do reforço obtido experimentalmente foi de 5,22‰, enquanto que o valor obtido via modelo numérico foi de 3,82‰. Na seção de aplicação da força o máximo valor de deformação experimental no reforço foi igual a 4,61‰, enquanto que o numérico foi de 3,47‰. Na ruína então, o valor máximo de deformação do reforço chegou a ser 36,7% maior do que o obtido através do MEF.

Da Figura 8.40, nota-se que os dois modelos numéricos representam bem a evolução das deformações experimentais no reforço da viga V2C. Antes do escoamento da armadura, ambas as curvas numéricas apresentam-se mais inclinadas do que as curvas experimentais, sendo que a curva do modelo 2 é a que mais se aproxima dos valores experimentais. Esse fato é reflexo direto dos menores valores de resistência à tração e de energia de fraturamento atribuídos ao compósito cimentício do modelo 2, em relação ao modelo 1.

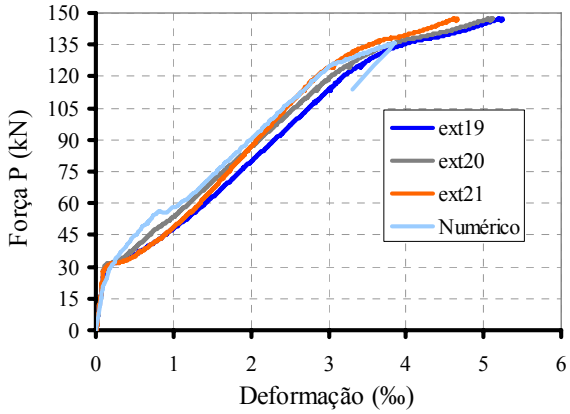
Mesmo após o escoamento da armadura, as curvas dos modelos 1 e 2 evoluíram semelhantemente às deformações experimentais, sendo que a curva do modelo 1 apresentou-se praticamente idêntica à curva experimental, ao passo que a curva do modelo 2 mostrou valores de deformações mais elevados para um mesmo nível de carregamento.

No meio do vão, o máximo valor de deformação obtido experimentalmente no reforço da viga V2C foi de 7,53‰, enquanto que os valores concebidos via MEF foram iguais a 9,25‰ para o modelo 1 e 6,65‰ para o modelo 2. Na seção de aplicação da força concentrada, o máximo valor de deformação do reforço obtido experimentalmente foi igual a 7,70‰, enquanto que os valores via MEF foram iguais a 9,95‰ para o modelo 1 e 6,83‰ para o modelo 2.

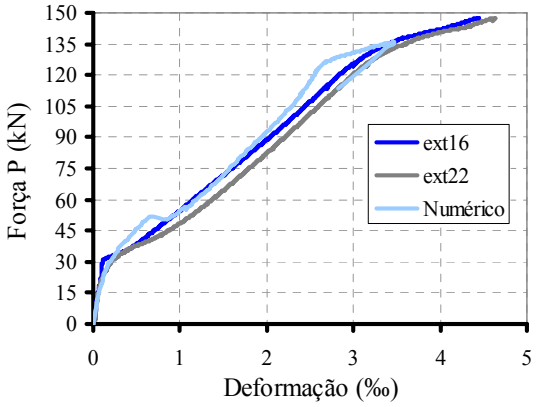
O máximo valor experimental de deformação do reforço na seção central e na de aplicação da força concentrada foi respectivamente então, 22,8% e 29,2% inferior ao apontado pelo modelo numérico 1, e 13,2% e 12,7% superior respectivamente, ao valor apontado pelo modelo numérico 2.

Das curvas mostradas nas Figuras 8.37-c e 8.40 depreende-se então, que após o escoamento da armadura o modelo V2C-Num1 melhor acompanha a evolução dos deslocamentos verticais e deformações do reforço. Como nessa fase, o substrato de transição encontra-se bem fissurado pela alta solicitação que lhe é imposta, os parâmetros utilizados no modelo 2 não se mostraram tão adequados quanto os considerados no modelo 1, para representar a real resistência oferecida por esse substrato à fissuração.

No entanto, os valores de força, flecha e deformação apontados pelo modelo V2C-Num1 na ruína foram bem superiores aos verificados experimentalmente e também pelo modelo V2C-Num2. Esse fato é reflexo da não consideração de uma lei que governe o comportamento da interface entre o reforço e o substrato de transição.

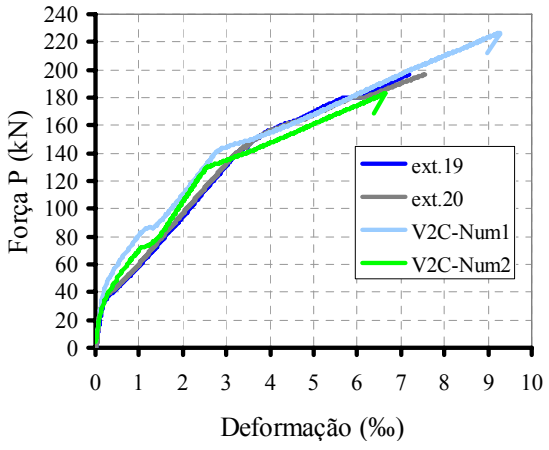


a) meio do vão

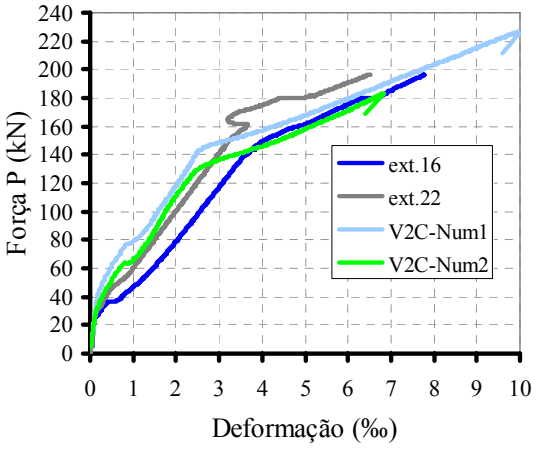


b) seção de aplicação da força

Figura 8.39 – Deformações numéricas e experimentais no reforço da viga V1C



a) meio do vão



b) seção de aplicação da força

Figura 8.40 – Deformações numéricas e experimentais no reforço da viga V2C

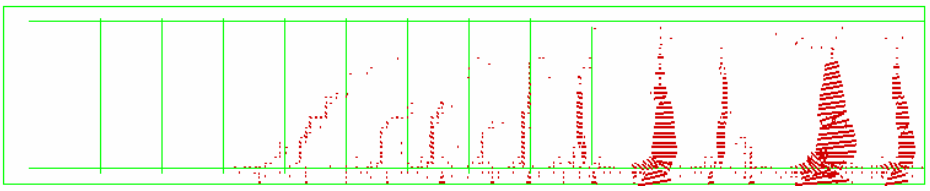
Na Figura 8.41 compara-se a ruína experimental da viga V1A com a obtida através do modelo numérico. De acordo com o modelo computacional, uma fissura aparece quando a tensão principal de tração ultrapassa a resistência à tração do concreto.

A fissura é representada por vetores que são normais às direções das tensões principais e de comprimento representativo da intensidade da abertura de cada fissura.

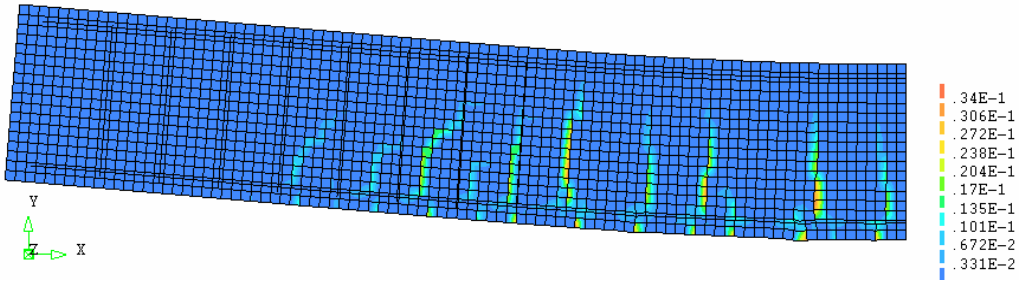
Como era esperado e visto na Figura 8.41-a, o panorama de fissuração encontrado na ruína da viga de referência, correspondeu a uma distribuição ao longo de quase toda a altura da viga de fissuras exclusivamente de flexão na região entre as forças e, de fissuras inclinadas de flexão/cisalhamento na região entre o apoio e a aplicação da força concentrada.

Nota-se da Figura 8.41-b, que o modelo numérico aponta para a concentração de fissuras de maiores aberturas na região central da viga. Esse aspecto foi observado experimentalmente e comentado no item 8.2.3. Do modelo de fissuração distribuída, destaca-se então, a boa representação da configuração de fissuras, pois, como pode ser observado, inclusive a quantidade de fissuras é igual a do ensaio experimental.

a) fissuração na ruína da viga V1A



b) fissuração do modelo numérico da viga V1A



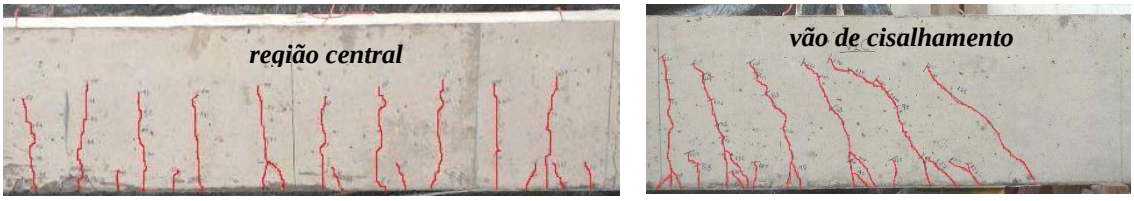
c) deformada e deformações principais de tração do modelo da viga V1A

Figura 8.41 – Modo de ruína numérico e experimental da viga V1A

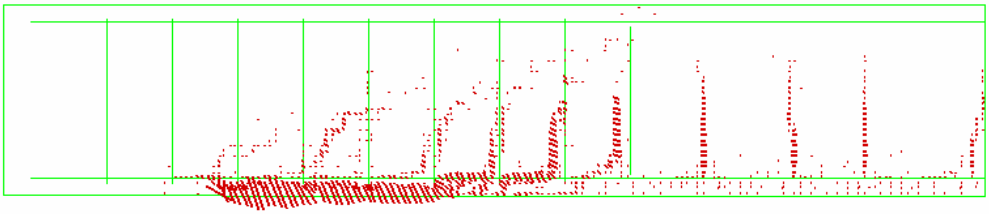
O panorama de fissuração numérico encontrado na ruína da viga reforçada V1C correspondeu a uma deterioração da camada de concreto de cobrimento da armadura na região do vão de cisalhamento. Conforme ilustram as Figuras 8.42-b e d, uma intensa fissuração é notada na camada entre o reforço e a armadura longitudinal.

Logo, a ruína apontada pelo modelo numérico representou a observada experimentalmente. Destaca-se na Figura 8.42-b a deterioração da camada de concreto devido ao surgimento de fissuras inclinadas na região de extremidade do reforço.

A Figura 8.46 mostra para alguns níveis de carregamento, a evolução da fissuração da viga V1C até a sua ruína. Pode-se observar que já com a aplicação de uma força igual a 120 kN, ocorre o desenvolvimento de fissuras horizontais e outras muito inclinadas demonstrando a formação da superfície de ruptura da camada de concreto da viga V1C.

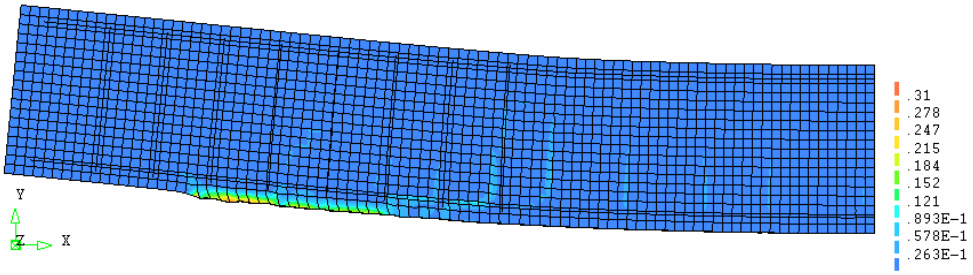


a) fissuração na ruína da viga V1C



b) fissuração de ruína do modelo numérico da viga V1C

c) fissuração de ruptura da camada de cobrimento da armadura



d) deformada e deformações principais de tração na ruína do modelo da viga V1C

Figura 8.42 – Aspecto da ruína numérica e experimental da viga reforçada V1C

O panorama de fissuração registrado pelos modelos V2C-Num1 e V2C-Num2 na ruína da viga reforçada V2C, aponta para a evolução de uma intensa fissuração junto à camada de concreto de cobrimento da armadura (ver Figura 8.43). Enquanto que no

modelo 1 a ruptura da camada de concreto é mais localizada e associada a uma única fissura de flexão/cisalhamento, no modelo 2, assim como no modelo da viga V1C, a ruptura é distribuída ao longo de praticamente toda a extensão do vão de cisalhamento.

Como comentado no item 8.3.1 a ruína da viga V2C foi associada a um destacamento do reforço ao nível da interface do compósito cimentício com o adesivo epóxi (Figura 8.43-b). Essa ruína teve origem numa seção localizada no vão de cisalhamento, próximo da aplicação da força concentrada. Em razão da ausência da camada de adesivo no modelo numérico e não consideração da degradação da ligação do reforço com o substrato de transição, não foi possível a representação fiel do modo de ruína verificado experimentalmente. Mesmo assim, ambos os modelos deram uma boa indicação da ruptura da viga reforçada, só que no caso, na camada de concreto, ao invés da interface.

Nas Figuras 8.44 e 8.45 mostram-se detalhes da fissuração na camada de concreto de acordo com os modelos V2C-Num1 e V2C-Num2, respectivamente. A inclinação das fissuras na região de extremidade do reforço (Figura 8.45-b e c) mostra o efeito das tensões de cisalhamento juntamente com tensões normais de tração.

Na Figura 8.46 ilustram-se as fissuras desenvolvidas nos modelos V2C-Num1 e V2C-Num2 para níveis de carregamentos distintos. Em comparação com a Figura 8.42-a, nota-se que o modelo 2, melhor representa a fissuração da viga V2C, tanto na região central da viga quanto no vão de cisalhamento.

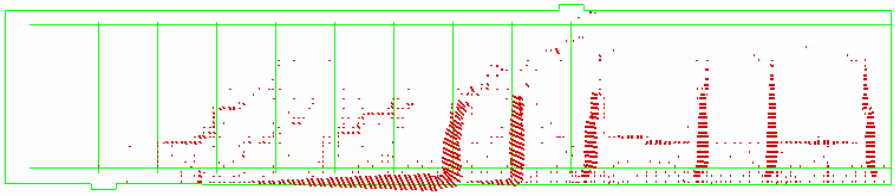
Comparando-se a evolução da fissuração entre os modelos numéricos representativos da viga V2C com o da viga V1C, percebe-se que nessa última, considerando-se um mesmo nível de força, a fissuração é mais acentuada, tanto na região central quanto no vão de cisalhamento. Esse fato reflete uma característica importante da presença do substrato de transição para o comportamento estrutural da peça reforçada.

Em geral, para a força de 90 kN, nota-se a presença de fissuras quase que exclusivamente de flexão nos modelos da viga V2C, ao passo que no modelo V1C, a presença de fissuras de flexão/cisalhamento já é acentuada. Com o aumento do carregamento, mais fissuras são formadas em direção ao apoio, no entanto, o que mais chama a atenção é o desenvolvimento de fissuras horizontais e outras muito inclinadas na região de extremidade do reforço da viga V1C.

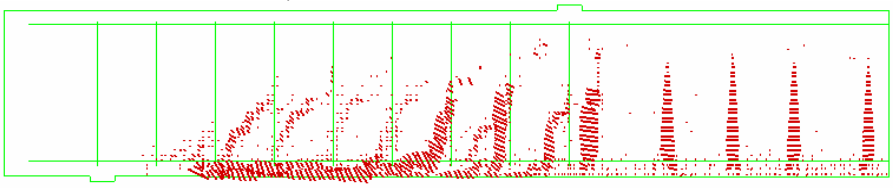
Entre os modelos numéricos numéricos V2C-Num1 e V2C-Num2, nota-se que a presença de fissuras diagonais de tração no vão de cisalhamento é mais intensa no modelo 2 do que no modelo 1.

a) fissuração na região central e no vão de cisalhamento na ruína da viga V2C

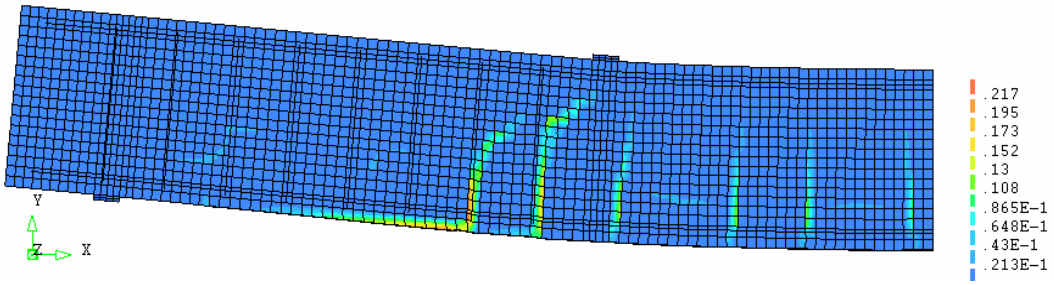
b) fissuração de ruína no substrato de transição



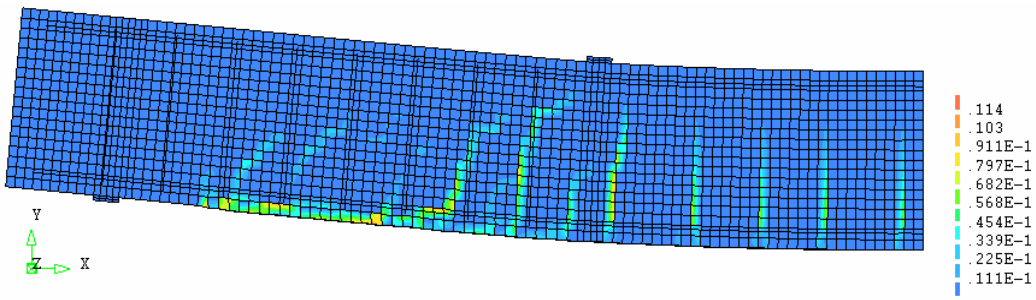
c) ruína do modelo V2C-Num1



d) ruína do modelo V2C-Num2

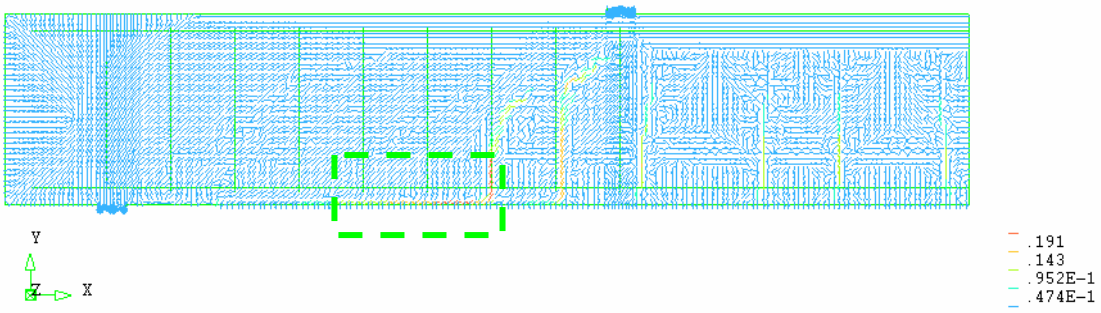


e) deformações principais de tração do modelo V2C-Num1

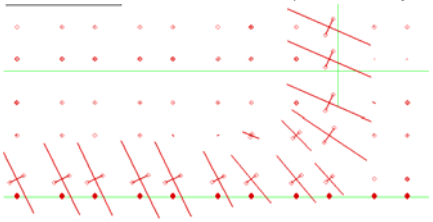


f) deformações principais de tração do modelo V2C-Num2

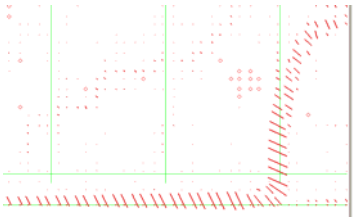
Figura 8.43 – Aspecto numérico e experimental da ruína da viga reforçada V2C



a) deformações principais de tração

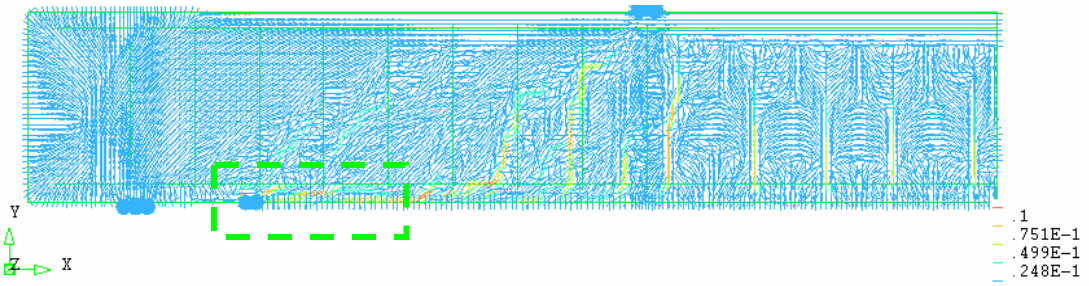


b) vetores perpendiculares à direção das deformações principais de tração

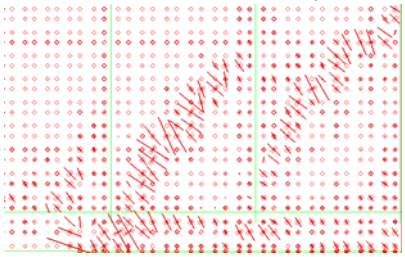


c) fissuras representadas por vetores

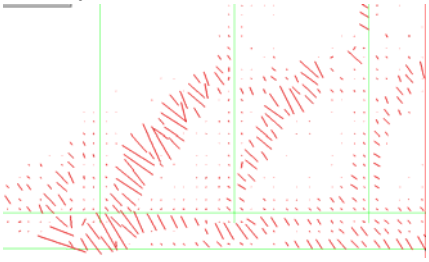
Figura 8.44 – Detalhe da fissuração na camada de concreto de cobrimento da armadura – ***V2C-Num1***



a) deformações principais de tração



b) fissuras perpendiculares à direção das deformações principais



c) fissuras na camada de concreto de cobrimento

Figura 8.45 – Detalhe da fissuração na camada de concreto de cobrimento da armadura – ***V2C-Num2***

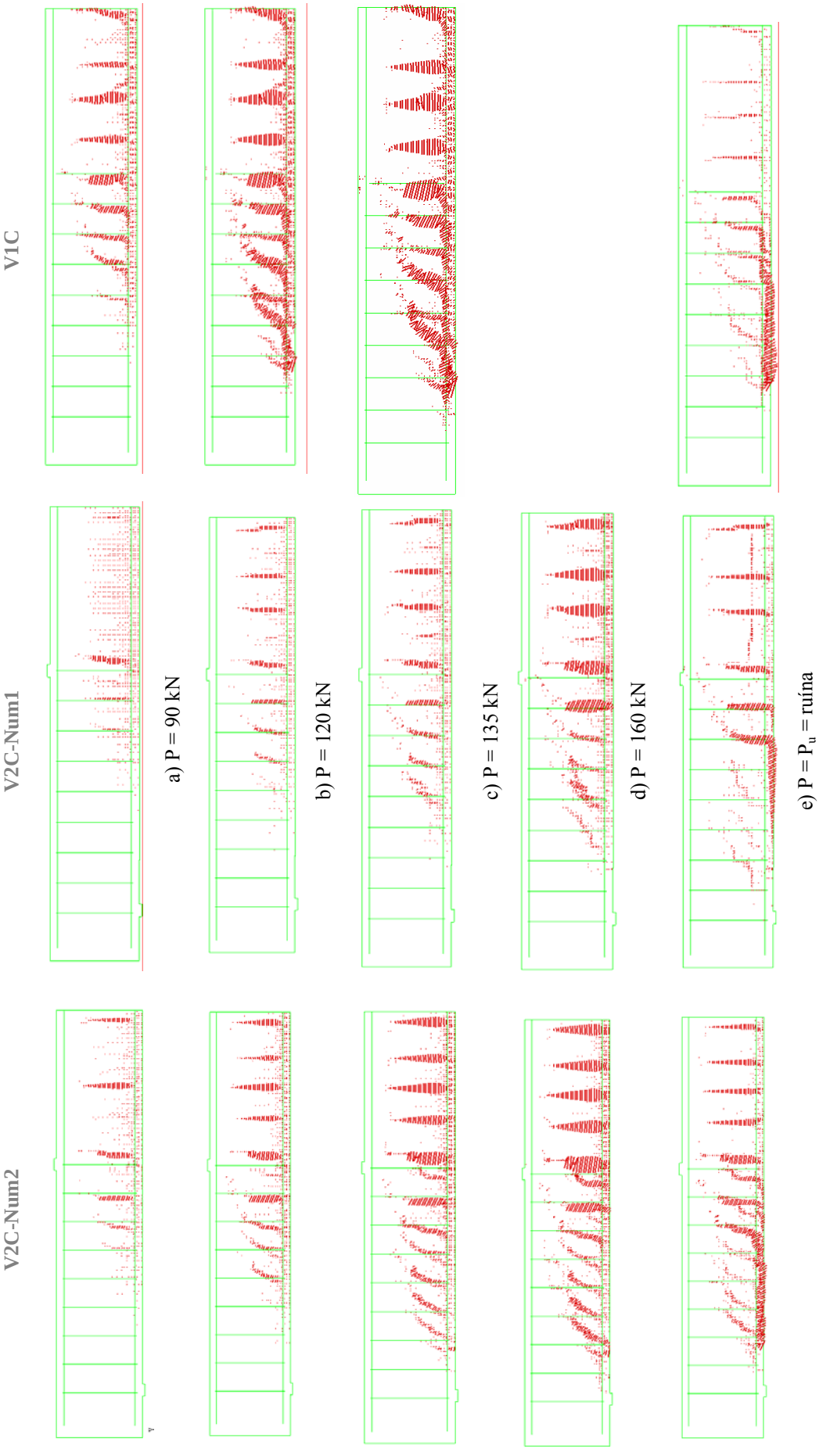


Figura 8.46 – Evolução das fissuras nos modelos numéricos das vigas reforçadas

8.7.Bibliografia do Capítulo

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2002). *ACI 440.2R*: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. October, 2003. Detroit.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). *ACI 318M-89:* Building code requirements for reinforced concrete. Detroit.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995). *ASTM D3039/D3039M* – Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials. Philadelphia.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). *ASTM C1018/94b:* Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading). Philadelphia.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). *NBRISO 6892:* Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118:* Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

BEBER, A. J. (2003). *Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono*. 317p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

BS 2782 (1976). Part 3: Method 320A-F, British Standards Institution, UK.

CARRAZEDO, R. (2005). *Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão.* 267p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2005.

CASTRO, E. K. De; MELO, G. S.; NAGATO, Y. (2004). Reforço à flexão de vigas "T" de concreto armado com vários tipos de compósitos colados em entalhes na superfície de concreto. In: 46º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2004, Florianópolis. Anais.... Florianópolis:UFSC. p.1241-1254.

CHEN, J. F.; TENG, J. G. (2001). Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*, New York, ASCE. v.127, n.7, p.784-791, jul. 2001.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1983). Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign). *Bulletin d'Information nº. 162*.

DIANA – Finite Element Analysis - User`s Manual release 9. TNO DIANA BV. P.O. Box 49, 2600 AA Delft, The Netherlands.

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

ISO 527-5 (1997). Plastics – Determination of tensile properties – Part 5: Test Conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites.

JUVANDES, L. (1999). *Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de "CFRP"*. 400p. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Departamento de Engenharia Civil, Porto. 1999.

MACHADO, A. de P. (2002). *Reforço de Estruturas de concreto armado com fibras de carbono (características, dimensionamento e aplicação).* Editora PINI Ltda, São Paulo.

REIS, A. P. A. (2003). *Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço*. 283p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2003.

RILEM TC 162-TDF (2002a): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.579-582, November.

RILEM TC 162-TDF (2002b): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ-w method: principles and applications. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.35, p.262-278, June.

RILEM (1985). Draft Recommendation, 50-FMC Committee Fractures Mechanics of Concrete. Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v.18, n.106, p.285-290.

SOUZA, R. A. DE (2004). *Concreto estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. Tese. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. 442p.

YIN, J.; WU, Z. S. (2003). Structural performances of short steel-fiber reinforced concrete beams with externally bonded FRP sheets. *Construction and Building Materials 17*. p. 463-470. 2003.

Capítulo 9
Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

A pesquisa realizada teve como objetivo geral propor e examinar uma técnica construtiva inovadora para reforço à flexão de vigas de concreto armado. Essa técnica compreende um processo de prévia recuperação das vigas com um compósito de alto desempenho à base de cimento Portland e fibras curtas de aço, destinado a constituir o aqui chamado *"substrato de transição"*.

Após a realização de diversas etapas de análise experimental e teórica, pode-se concluir que a técnica proposta – ainda que passível de novos aperfeiçoamentos, como qualquer outra técnica – mostra-se eficiente tanto na reconstituição do banzo tracionado de vigas de concreto armado como na melhoria do desempenho da viga como um todo, em particular na exploração mais eficaz das propriedades resistentes do reforço com mantas de PRFC.

O desenvolvimento da pesquisa não se limitou ao simples teste e comparação de vigas reforçadas e não-reforçadas, mas procurou abranger diversos fundamentos e avaliações científicas que focalizaram o problema em questão. Da análise conjunta de todos os resultados obtidos, é que se pôde concluir que o objetivo da tese foi alcançado. Por esta razão, julgou-se oportuno apresentar neste capítulo final uma síntese das conclusões parciais e comentários complementares sobre cada estudo específico elaborado.

Do estudo preliminar realizado sobre o comportamento das vigotas internamente armadas com aço, moldadas com uma argamassa contendo fibras de aço e reforçadas externamente à flexão com manta de PRFC, enfatiza-se que:

- os ensaios das vigotas confirmaram que o uso de um compósito cimentício com fibras de aço controla o avanço de fissuras e aumenta a capacidade portante de peças reforçadas;

- a utilização de um compósito cimentício de argamassa com fibras curtas de aço tem condições de alterar o modo de ruína das vigotas reforçadas. Observou-se nos ensaios que a presença do substrato de transição ajuda a evitar a concentração de tensões no reforço, a alterar a configuração de fissuras ao longo da extensão do reforço e até a tornar mais dúctil a sua ruína;
- a presença de fibras curtas de aço melhora significativamente o comportamento pós-fissuração da vigota reforçada. Nos ensaios, a ruína frágil deu lugar a um tipo de ruína mais dúctil, com perda gradual da resistência da peça a partir do surgimento e propagação de uma fissura na extremidade do reforço;
- o aumento na tenacidade flexional do material cimentício pode ser apontado como um indicador da melhor distribuição de tensões no reforço externo. Em relação à vigota de concreto comum reforçada, uma maior quantidade de fissuras de menores aberturas foi notada ao longo do reforço da vigota moldada com o compósito cimentício, e também um maior nível de deformação no reforço dessas vigotas foi alcançado;
- a utilização do programa computacional Diana v.9.1 possibilitou a determinação dos valores de flechas, deformações e tensões, tanto na fase linear quanto na não-linear, bem próximos dos obtidos experimentalmente;
- de uma maneira geral, as curvas numéricas das vigotas reforçadas mostraram-se mais rígidas do que as experimentais. O fato está relacionado à não consideração da redução da rigidez da vigota em virtude do desprendimento do reforço;
- a utilização da energia de fraturamento do compósito cimentício, como parâmetro para caracterizar o seu comportamento pós-fissuração, mostrou ser possível representar satisfatoriamente os valores de forças e deformações, entretanto, o modo de ruína não foi representado analogamente ao experimental.

Do estudo realizado para obtenção de um compósito cimentício de alto desempenho à base de fibras e microfibras de aço para reconstituição do banzo tracionado, destaca-se que:

- o uso de fibras e microfibras de aço é uma alternativa interessante para aplicação no campo da recuperação estrutural, pois a sua adição à matriz cimentícia tem condições de elevar a resistência à tração na flexão e aumentar a tenacidade ao fraturamento do material;

- a adição das microfibras de aço (com gancho nas extremidades) às fibras convencionais, potencializa uma maior contribuição da matriz para a resistência do compósito e a melhoria do mecanismo de transferência de tensões da matriz para as fibras;
- com a fissuração da matriz, a transferência de tensões foi facilitada pelas microfibras de aço que, em grande quantidade na matriz, condicionaram o avanço das fissuras à elevação do nível de carregamento;
- tanto compósitos de argamassa quanto de microconcreto podem ser dosados para obtenção de propriedades satisfatórias para reconstituição do banzo tracionado das vigas de concreto armado. No entanto, a presença de agregados graúdos, em geral, é uma característica vantajosa para o compósito de microconcreto em relação ao de argamassa;
- as microfibras de aço retas e lisas mostram ser ineficientes, devido à perda de aderência com a matriz e o seu deslizamento, o que resulta em pequeno aumento de tenacidade ao compósito.

Do estudo realizado no Capítulo 6, pelo qual se investigou o efeito do tipo de material na resposta das vigas entalhadas, reforçadas e sem reforço, frente à concentração de tensões, resume-se:

- os valores das forças resistentes das vigas-compósito foram sempre superiores às das vigas de microconcreto. A presença das fibras e microfibras de aço retardou o surgimento da primeira fissura nas vigas-compósito e propiciou elevação na capacidade resistente e melhoria na ductilidade dessas vigas;
- apesar de não considerar a transferência de tensões na zona de processos inelásticos à frente da ponta da fissura, o programa computacional Franc2d permite visualizar a concentração de tensões nos entalhes e representar numericamente a propagação de fissura nos entalhes das vigas;
- nos ensaios de vigas reforçadas com predomínio da força cortante (relação a_v/h igual a 2 e 3), a ruína das peças de microconcreto e de compósito cimentício deu-se a partir da propagação de uma fissura no entalhe de extremidade. Porém, as vigas-compósito apresentaram maiores níveis de resistência, tanto em termos de força de fissuração como de força máxima;

- nos ensaios de vigas reforçadas com predomínio da flexão, (uma única força concentrada no meio do vão), o tipo de material teve influência direta no modo de ruína. A ruína do tipo frágil por desprendimento e ruptura do reforço no meio do vão da viga de microconcreto, foi alterada para um modo de ruína mais dúctil e caracterizado pela propagação de fissura a partir do entalhe de extremidade na viga-compósito;
- a existência de um ramo descendente nas curvas P-δ das vigas-compósito é uma característica da presença das fibras e microfibras de aço e uma indicação da eliminação da ruína frágil e repentina que foi observada nas vigas de microconcreto;
- a razão M_m/M_r, tratada como um índice de ductilidade, serviu para mostrar que os valores representativos da ductilidade nas vigas-compósito foram mais pronunciados do que nas vigas de microconcreto. A transferência de tensões entre a matriz e as fibras de aço e o bloqueio ao avanço da fissura são fatores que proporcionaram elevação na força máxima a partir do surgimento da primeira fissura nas vigas-compósito;
- nas vigas de microconcreto, a fissuração gerou uma concentração elevada de tensões no reforço. Já nas vigas-compósito, o efeito de ponte das fibras e microfibras de aço diminuiu os esforços de tração no reforço em seções fissuradas.

Sobre os Capítulos 7 e 8, em que a metodologia de reforço à flexão de vigas de concreto armado pela colagem externa de manta de PRFC foi combinada com procedimentos prévios de recuperação estrutural, destaca-se que:

- o reforço à flexão de vigas por meio da colagem externa de manta de PRFC a um substrato de transição constitui uma estratégia eficiente e de aplicação prática na Engenharia;
- apesar de se ter analisado, nas últimas etapas experimentais da pesquisa, um único caso (viga V2C), ficou demonstrado que a reconstituição prévia do banzo tracionado com um compósito cimentício de alto desempenho à base de macro e microfibras de aço evita a rápida propagação de fissura crítica na extremidade do reforço e retarda o desprendimento prematuro da manta. Com a presença de um material de maior resistência ao fraturamento no banzo tracionado da viga,

as fissuras são mais distribuídas e de menor abertura ao longo da extensão do reforço;

- além de expressivo incremento na resistência, a colagem da manta de PRFC a um substrato de transição leva a significativo aumento da rigidez da viga em relação a uma viga sem substrato de transição;
- a técnica proposta também parece ser economicamente viável, pois o compósito cimentício é uma alternativa para substituir as argamassas poliméricas frequentemente utilizadas na prática de Engenharia;
- os resultados da simulação numérica utilizando o programa computacional Diana e que levou em consideração o comportamento não-linear do concreto e do compósito cimentício, mostraram-se satisfatórios. As curvas força versus deslocamento vertical numéricas representaram muito bem os dados obtidos experimentalmente na fase elástica, e na fase não-linear os modelos mostraram-se mais rígidos;
- a configuração de fissuras obtida pelo programa computacional Diana mostrou-se coerente com a verificada experimentalmente. Na viga de concreto armado, o panorama de fissuração numérico correspondeu a uma deterioração da camada de concreto de cobrimento da armadura de maneira análoga à verificada experimentalmente. Nos modelos numéricos representativos do comportamento da viga V2C, o panorama de fissuração apontou para uma intensa fissuração da camada de concreto de cobrimento da armadura, enquanto que a ruína dessa viga foi dada pelo destacamento do reforço ao nível da interface do compósito cimentício com o adesivo;
- apesar de todos os procedimentos de demolição, reconstituição do banzo tracionado e colagem da manta de PRFC terem sido executados em ambiente de laboratório, não se constataram maiores dificuldades que viessem a impedir a reprodução da metodologia de reforço proposta na prática de Engenharia;
- da baixa resistência à tração verificada com o sistema de reforço R1, fica como alerta aos engenheiros projetistas: a necessidade de caracterização prévia do sistema de reforço, a dependência entre as propriedades mecânicas das fibras de carbono e o tipo de adesivo utilizado para impregná-las e, principalmente, o emprego de manta e adesivo fornecidos por um mesmo fabricante.

Como fruto das diversas observações feitas ao longo do trabalho, sugere-se a realização de outras pesquisas, que abordem:

- o desenvolvimento de estudos semelhantes destinados a avaliar o desempenho da viga reconstituída e reforçada com manta de PRFC frente às situações de carregamento cíclico, comuns em estruturas de pontes e viadutos;
- a realização de mais estudos experimentais que visem identificar o efeito da taxa de armadura longitudinal, do número de camadas de manta, da profundidade da camada do substrato de transição e do pré-carregamento sobre o comportamento da viga reconstituída e reforçada externamente à flexão com manta de PRFC;
- a elaboração de novos estudos semelhantes ao do Capítulo 5, com o intuito de aperfeiçoar a metodologia e desenvolver compósitos cimentícios de ainda maior resistência flexional e ao fraturamento. Um ponto de partida poderia ser a incorporação de 1,5% da macrofibra com uma variação gradativa do volume de microfibras de aço;
- a aplicação de uma lei tensão-deformação, como por exemplo, a proposta pela RILEM, para modelar o comportamento pós-pico do compósito cimentício, e comparar os resultados com os obtidos na análise numérica realizada nos Capítulos 4 e 8;
- a realização de inspeções de edificações em uso, com o propósito de verificar *in loco* a forma e o comportamento patológicos dos materiais e estruturas, em condições diferentes das admitidas como hipótese em laboratório;
- o estudo do comportamento do reforço à flexão por meio de fitas laminadas de PRFC coladas em entalhes executados no banzo tracionado de vigas de concreto armado, previamente reconstituído com o emprego de um compósito cimentício de alto desempenho. Comparar os resultados com os obtidos no presente trabalho.

APÊNDICE A:
Curvas *P-CMOD* dos ensaios de flexão nos compósitos

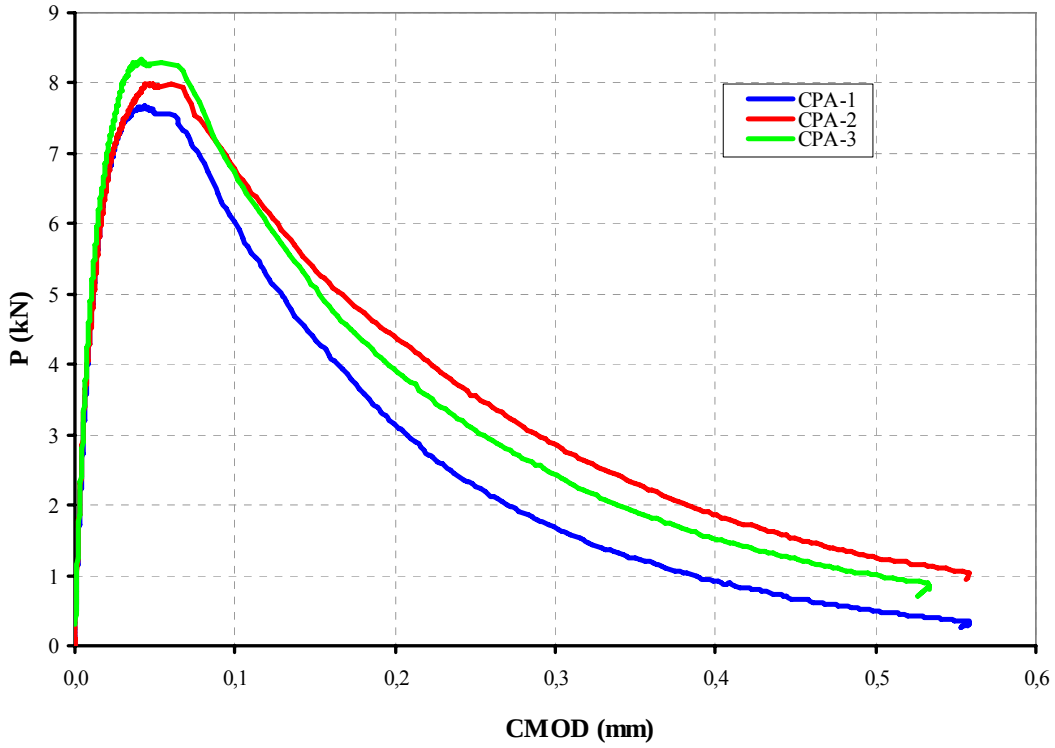


Figura A1 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA**

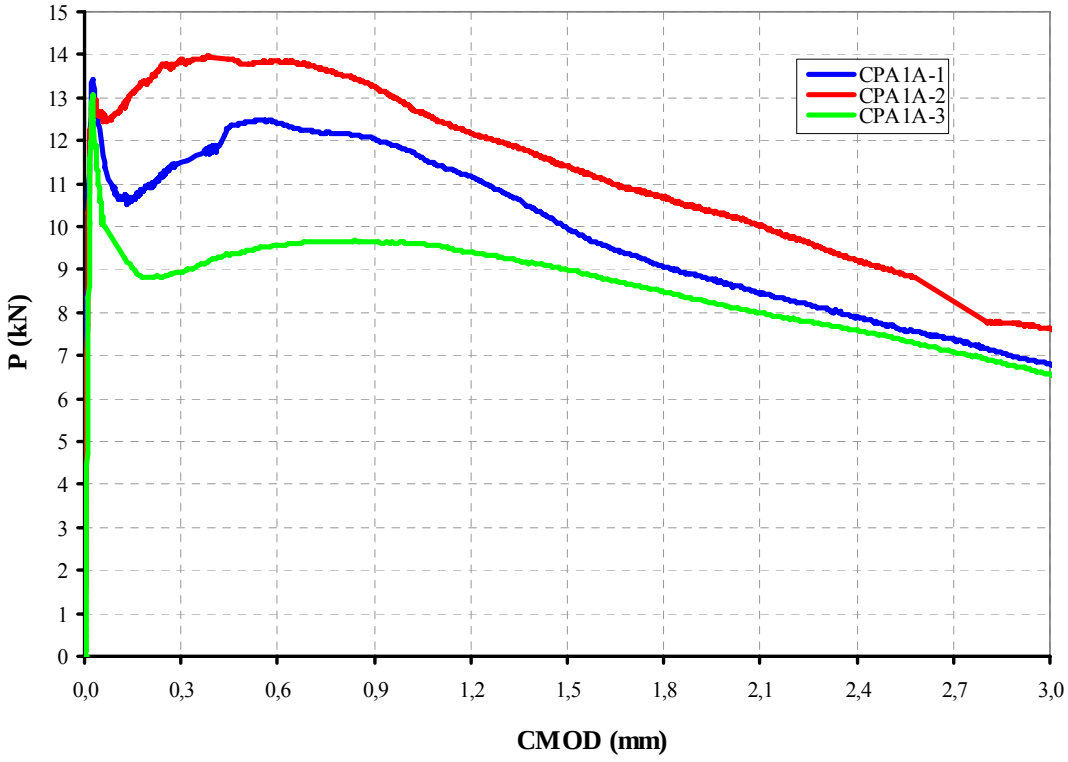


Figura A2 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1A**

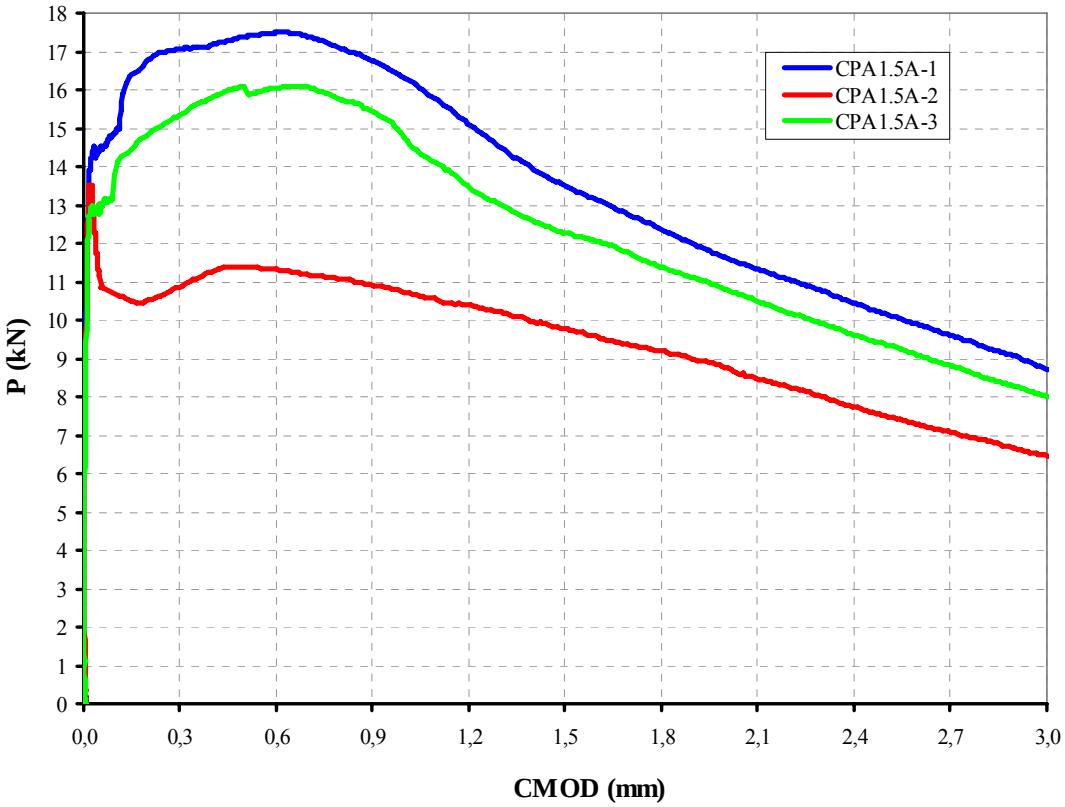


Figura A3 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5A**

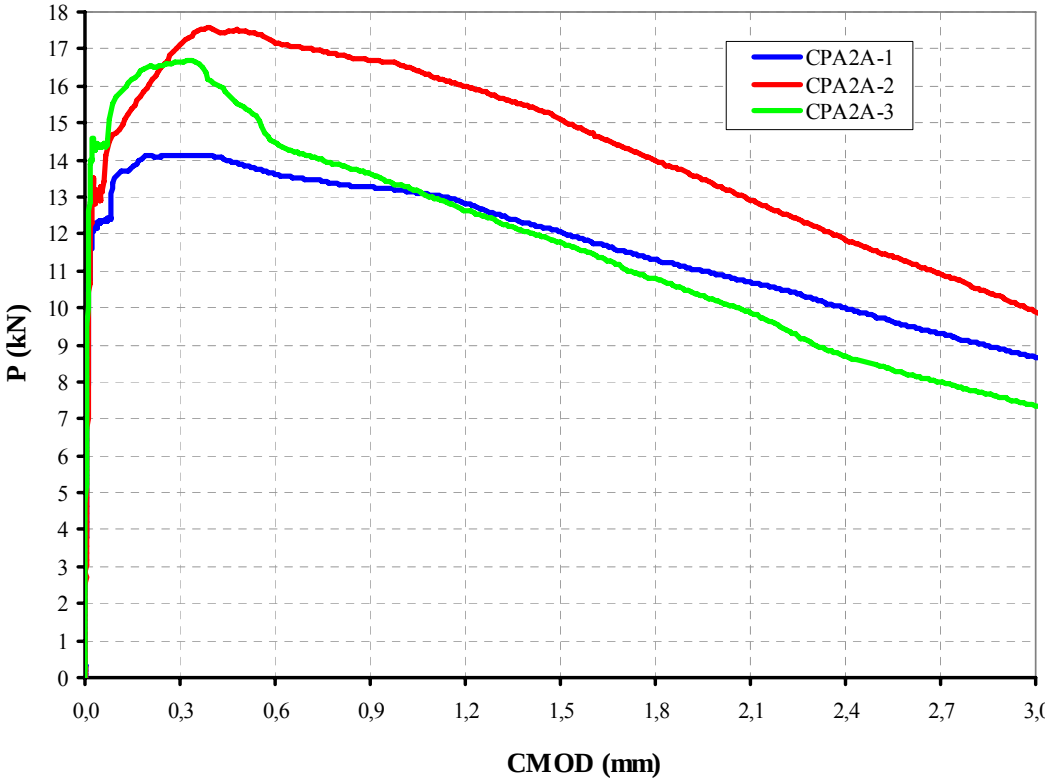


Figura A4 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA2A**

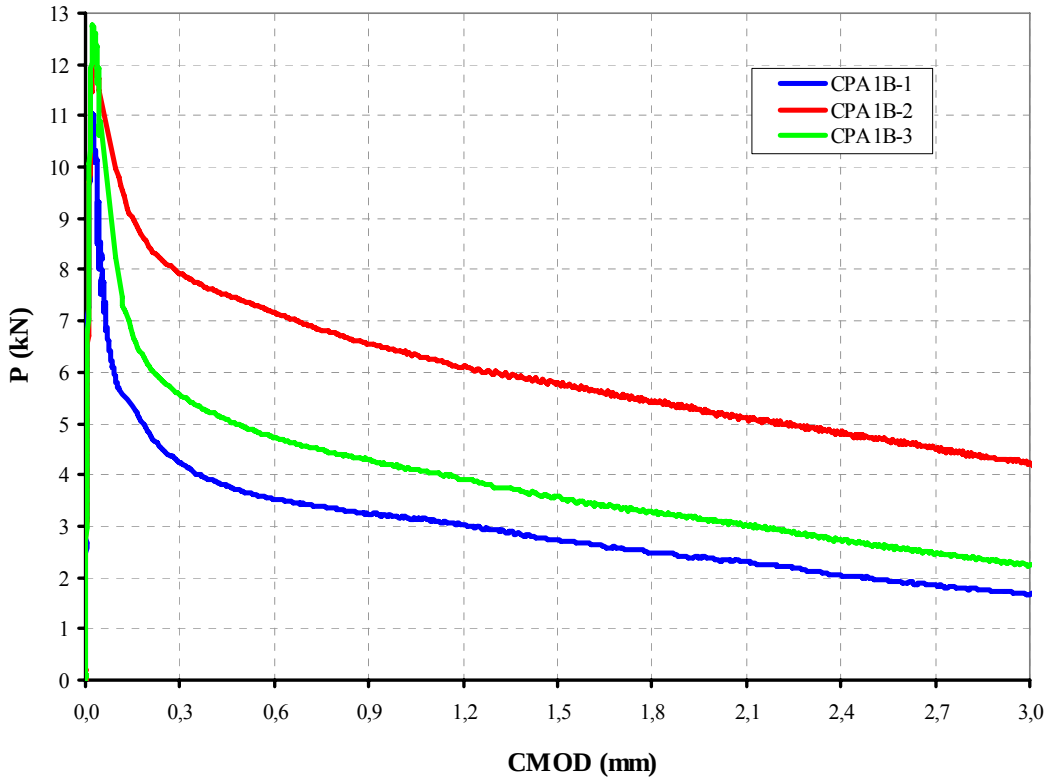


Figura A5 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1B**

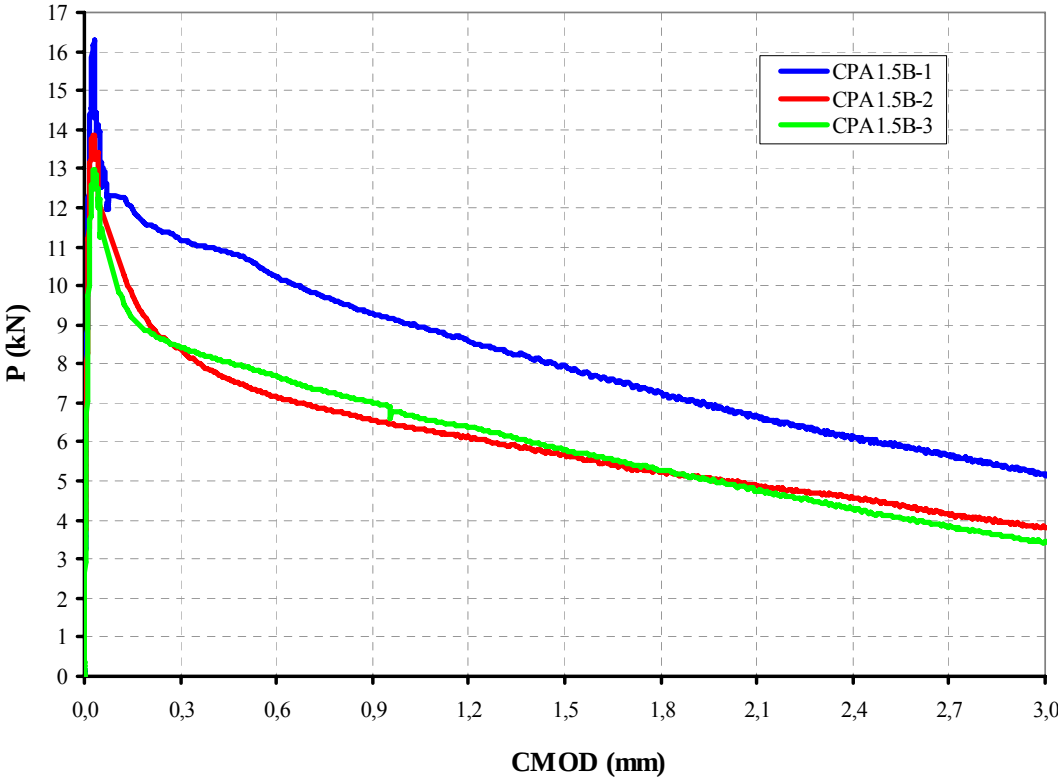


Figura A6 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5B**

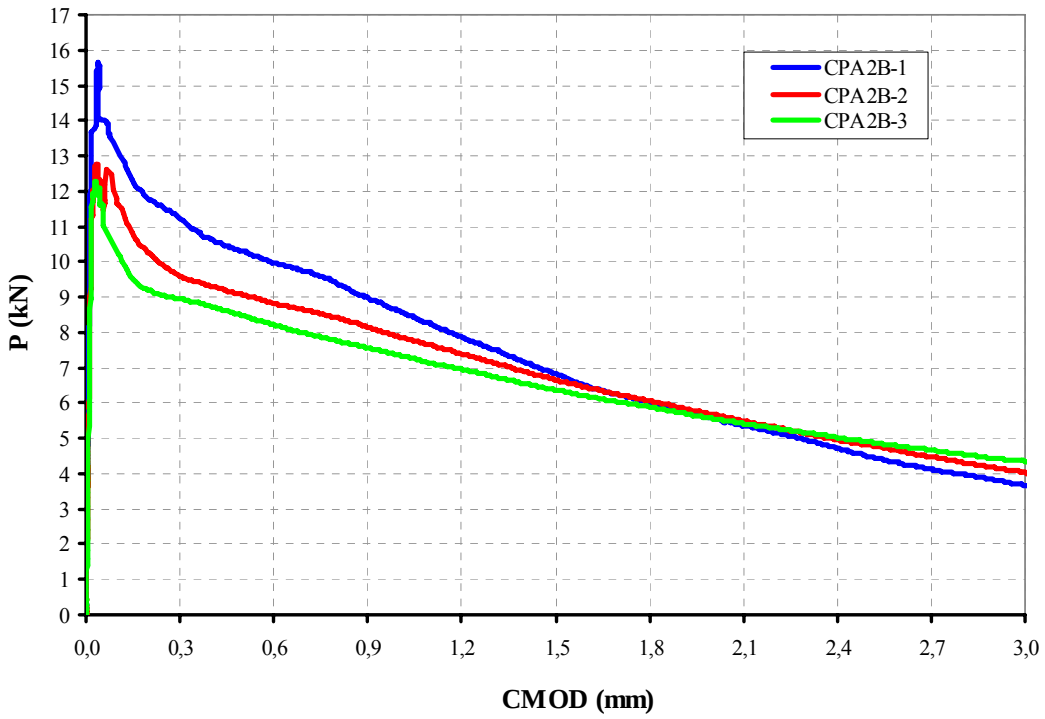


Figura A7 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA2B**

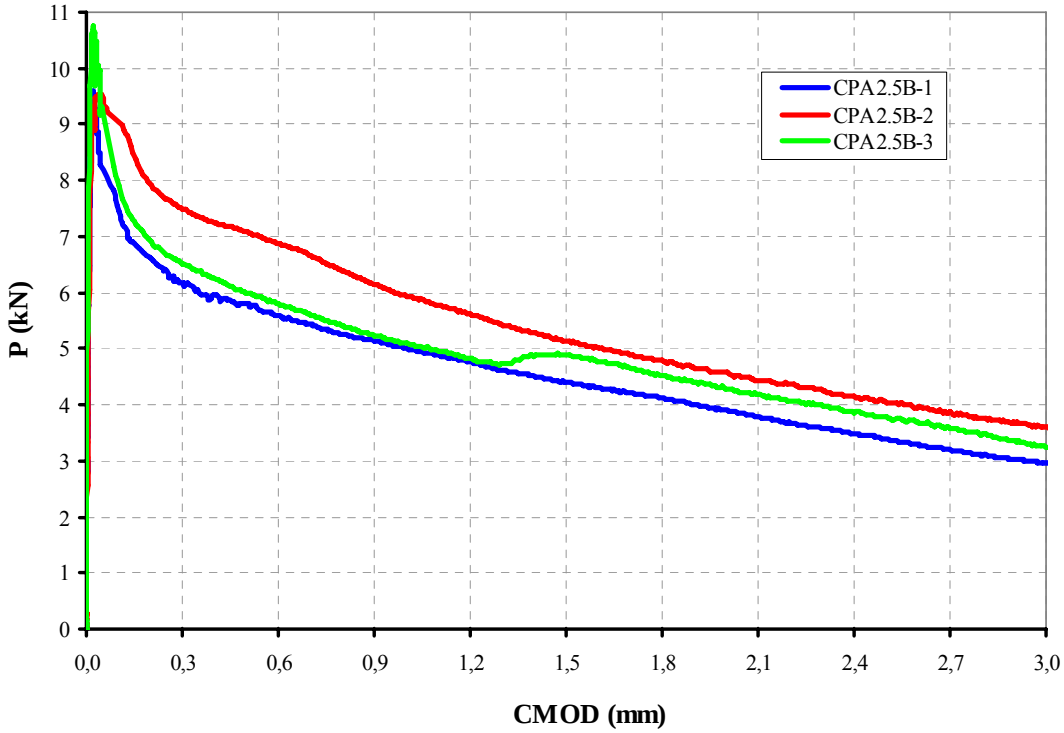


Figura A8 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA2.5B**

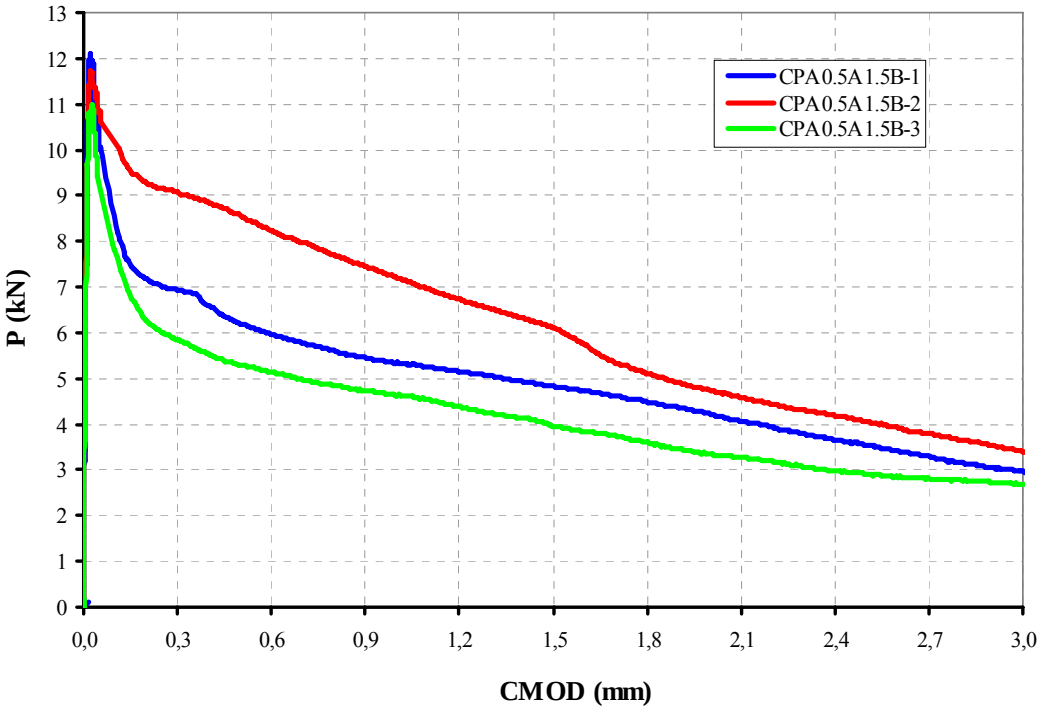


Figura A9 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA0.5A1.5B**

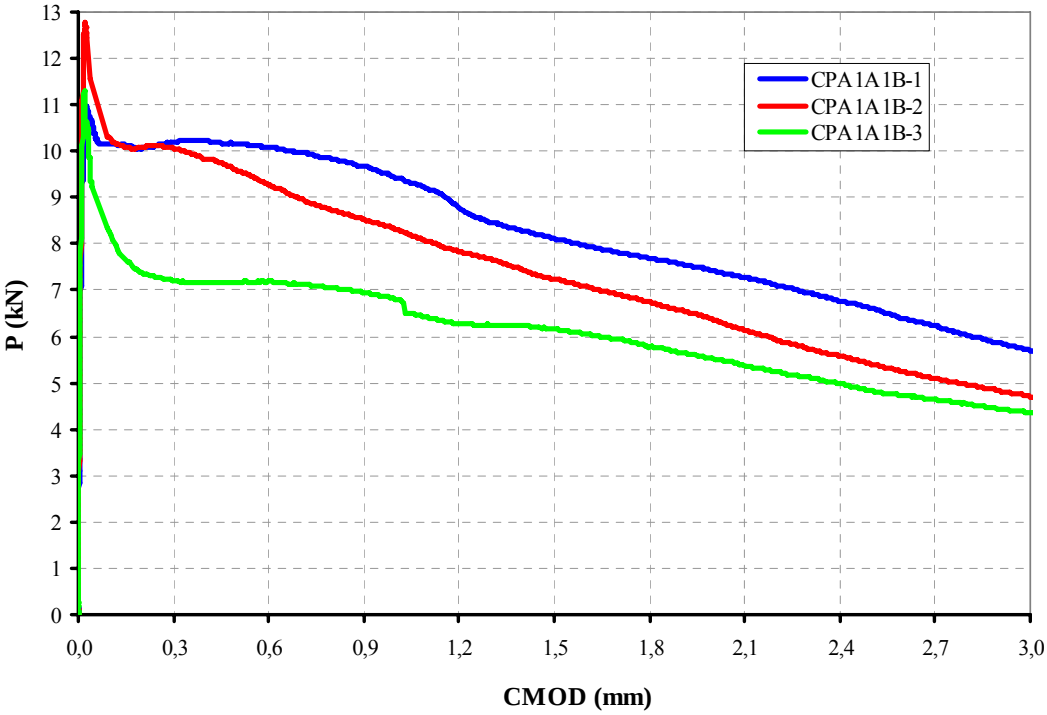


Figura A10 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1A1B**

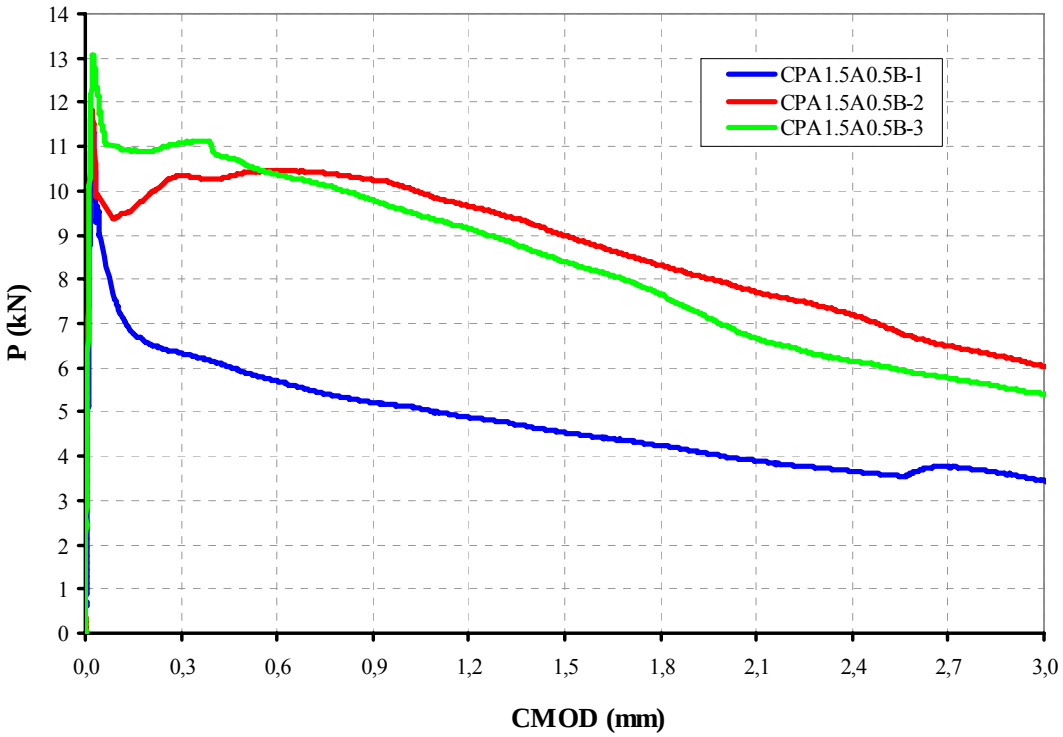


Figura A11 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5A0.5B**

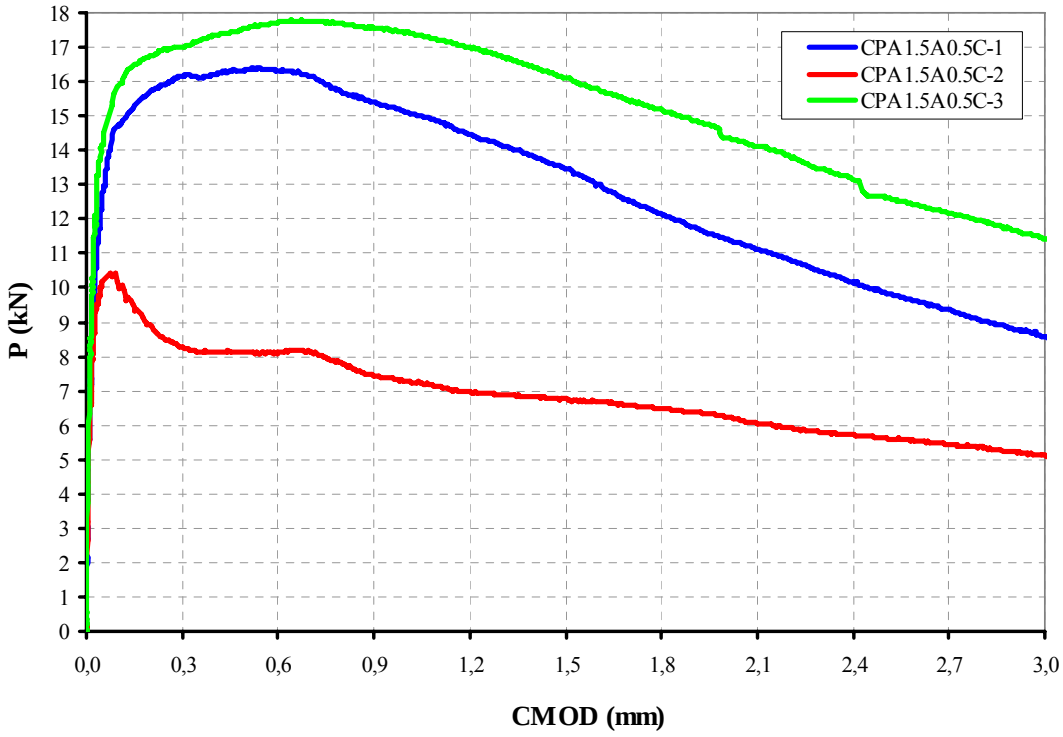


Figura A12 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5A0.5C**

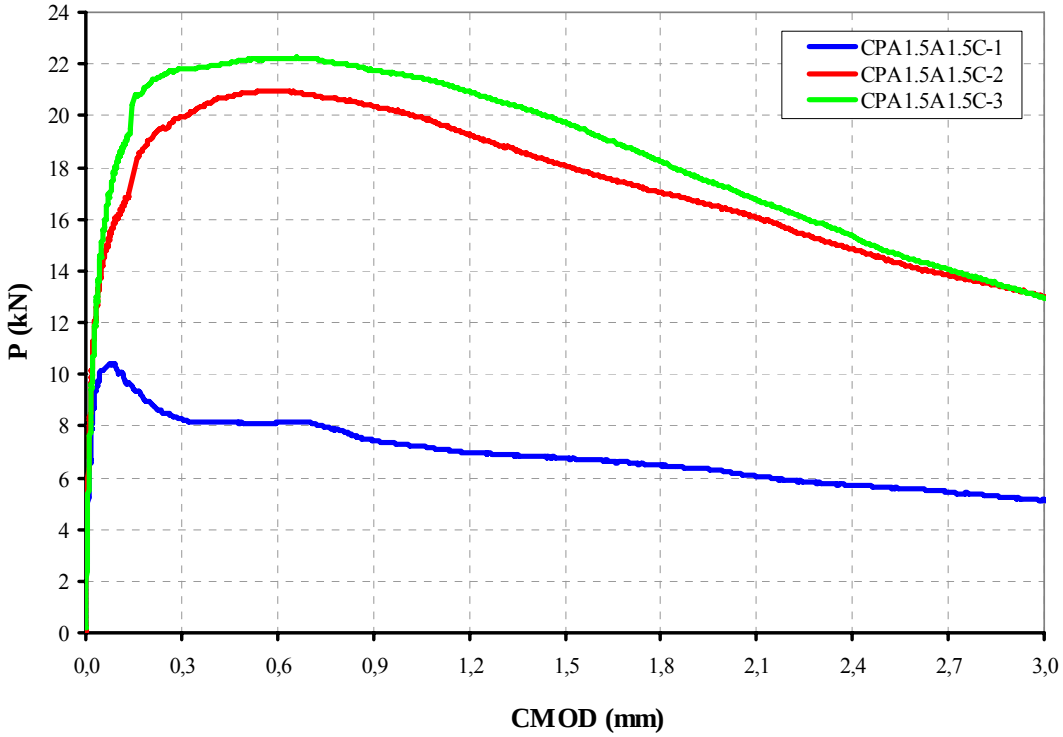


Figura A13 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5A1.5C**

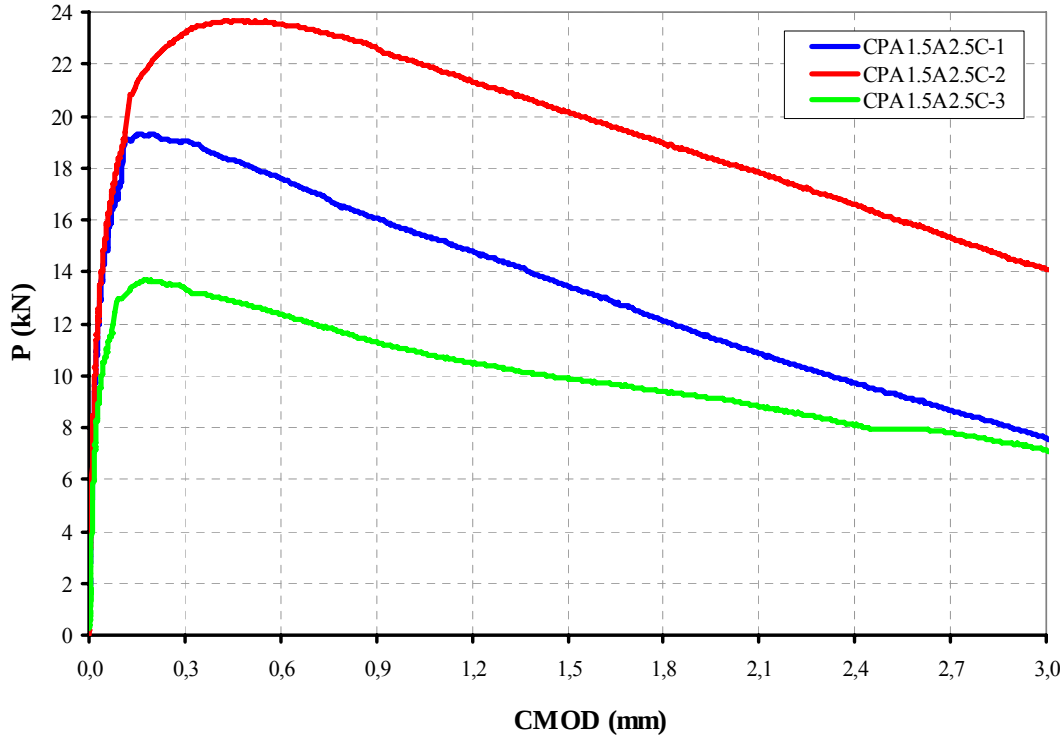


Figura A14 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5A2.5C**

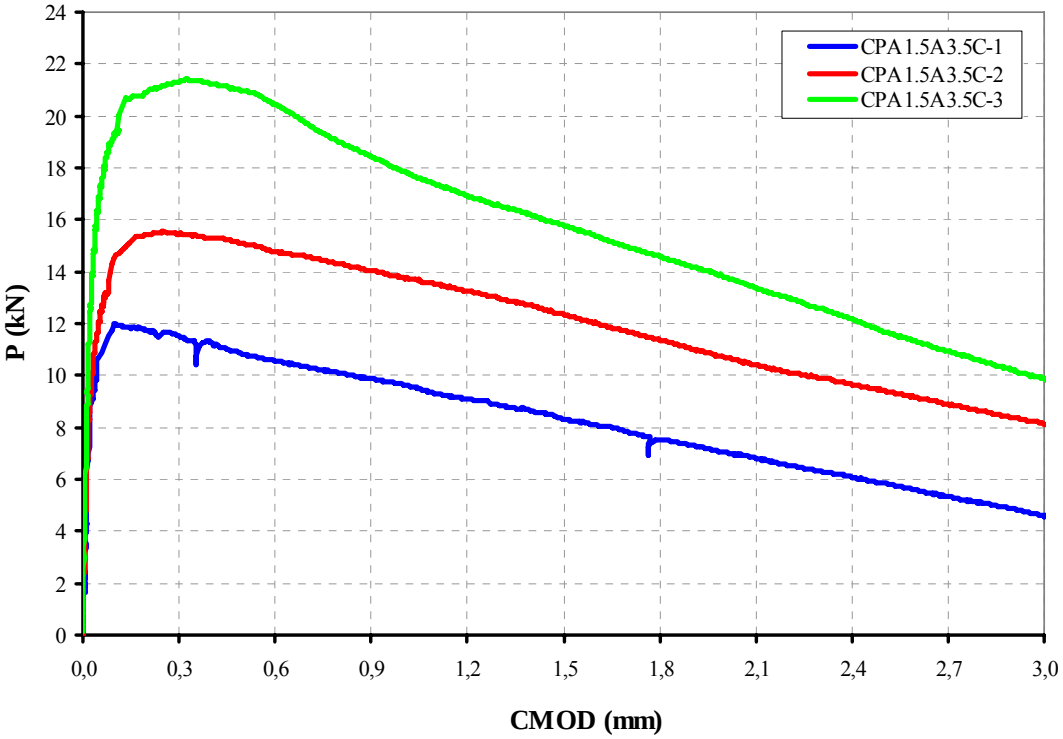


Figura A15 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPA1.5A3.5C**

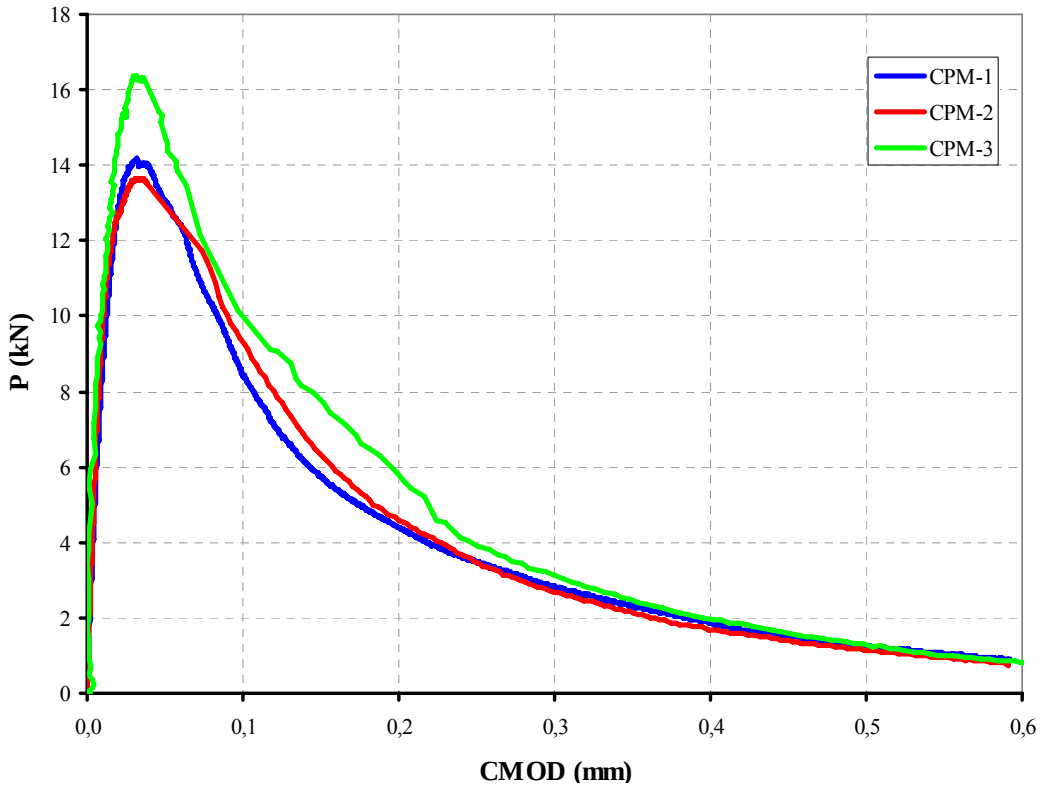


Figura A16 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPM**

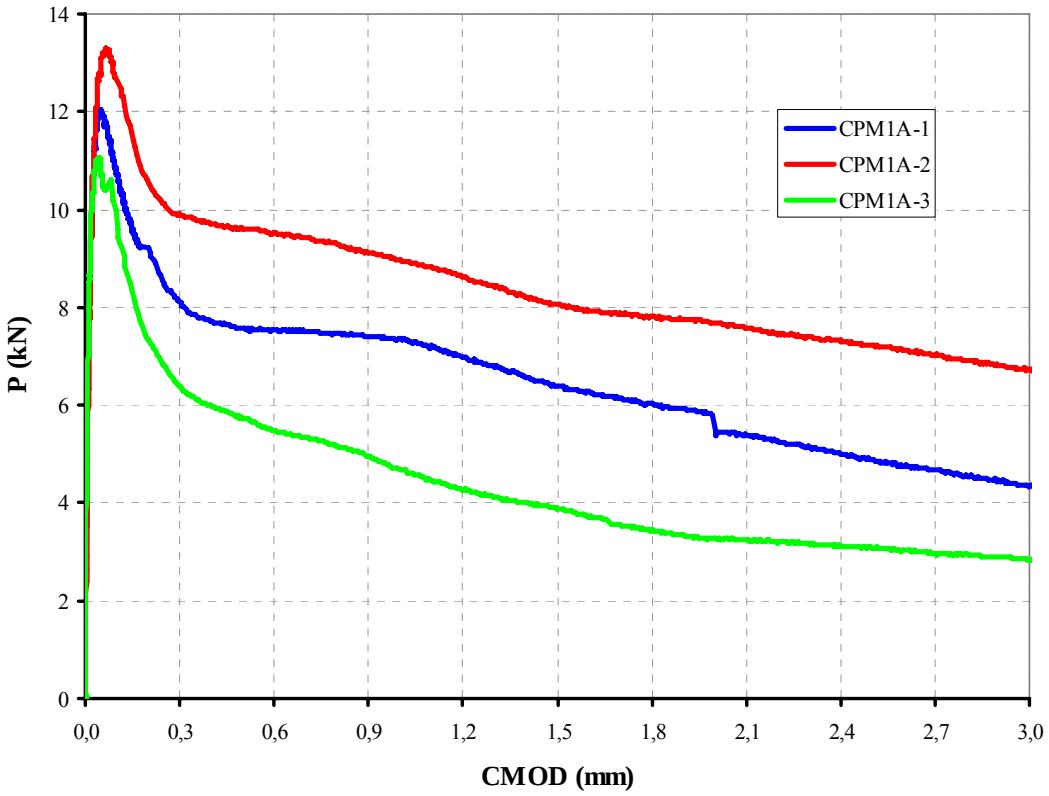


Figura A17 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPM1A**

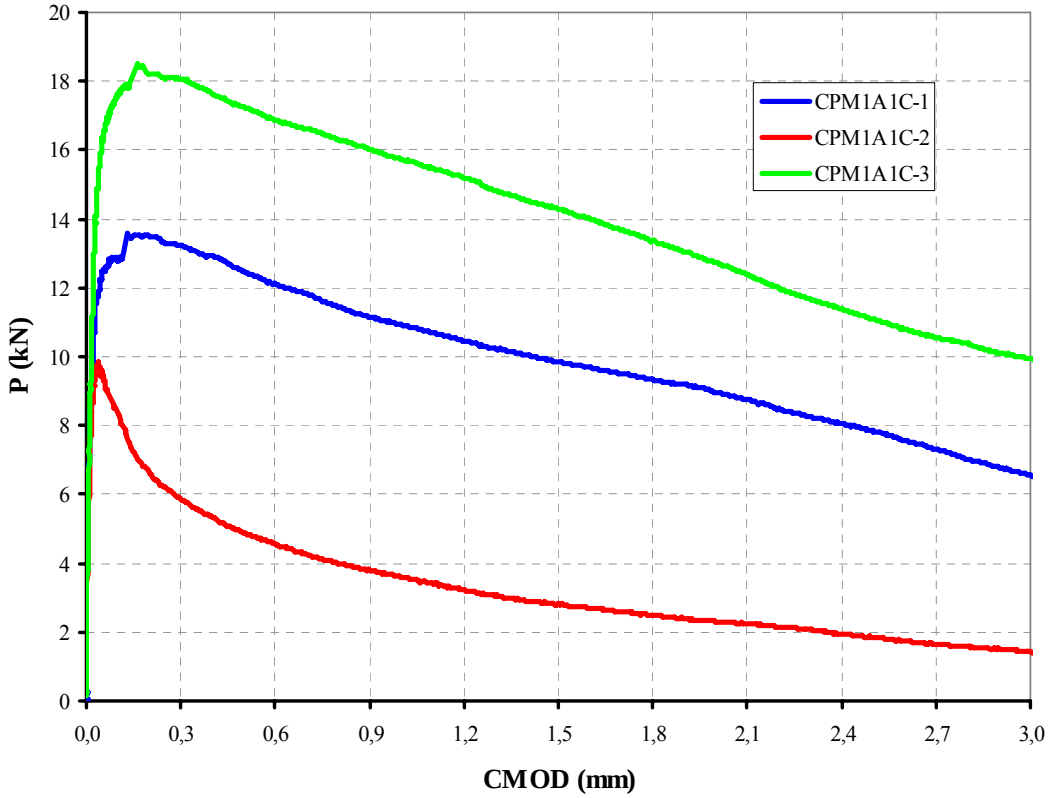


Figura A18 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPM1A1C**

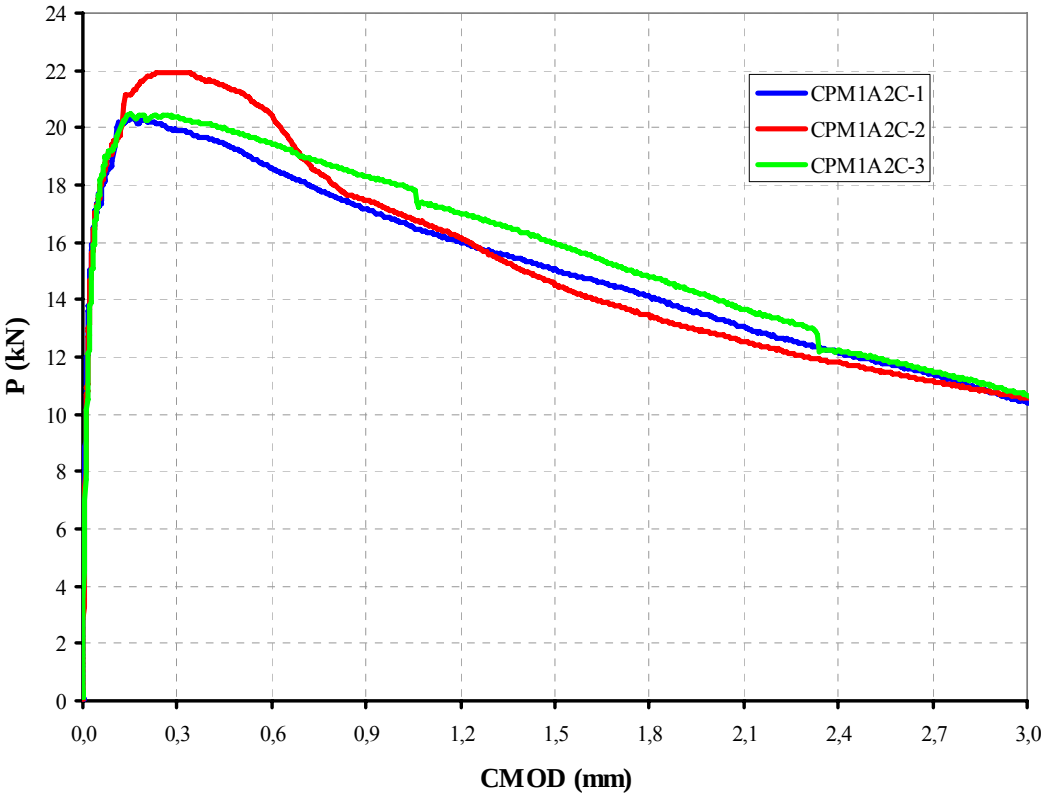


Figura A19 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPM1A2C**

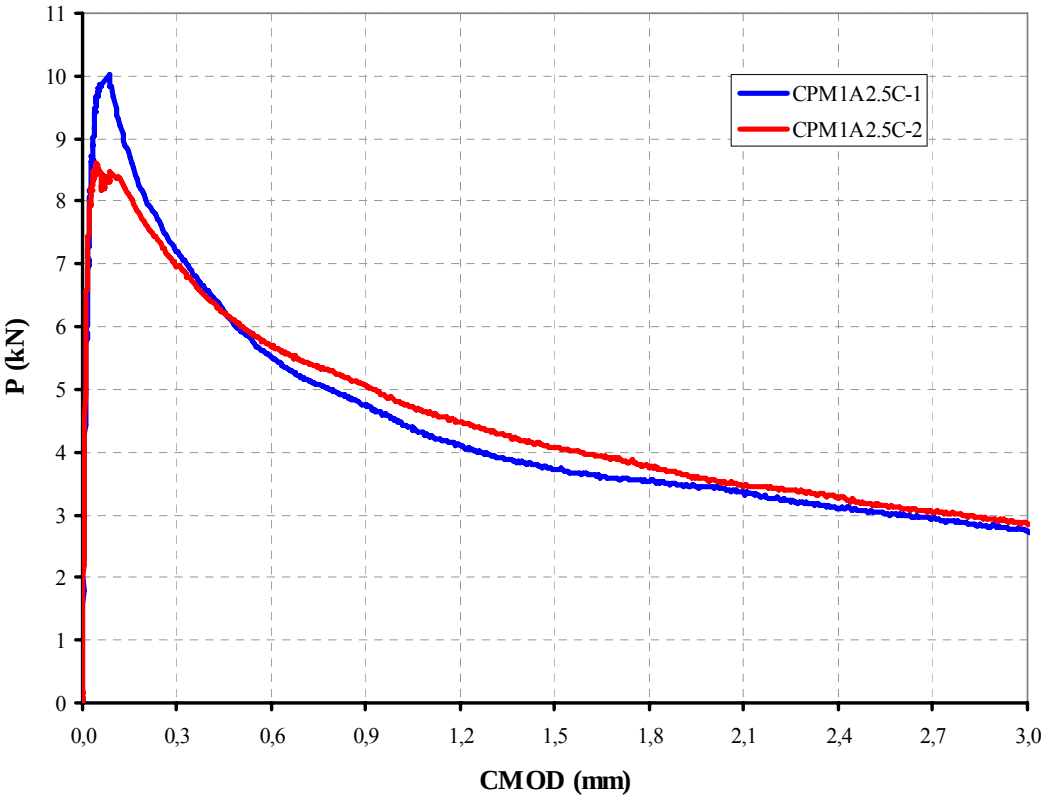


Figura A20 – Curvas *P-CMOD* do compósito **CPM1A2.5C**