

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado
reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**

Leila Cristina Meneghetti

Porto Alegre
2007

LEILA CRISTINA MENEGHETTI

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM PRF DE VIDRO,
CARBONO E ARAMIDA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
2007

M541a Meneghetti, Leila Cristina

Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida / Leila Cristina Meneghetti. – 2007.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Co-orientador: Prof. Dr. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal

1. Fadiga. 2. Compósitos. 3. Vidro. 3. Carbono. 4. Aramida. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto da, orient.

II. Gastal, Francisco de Paula Simões Lopes, co-orient. III. Título.

CDU- 691(043)

LEILA CRISTINA MENEGHETTI

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM PRF DE VIDRO,
CARBONO E ARAMIDA**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 31 de outubro de 2007.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD, University of Leeds
orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
PhD, North Carolina State University
co-orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Túlio Nogueira Bittencourt (USP)
Doutor, Cornell University

Prof. Telmo Roberto Strohaecker (UFRGS)
Doutor, Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Doutor, Universidade de São Paulo

Para Leandro

AGRADECIMENTOS

Nestes quatro anos, muitas pessoas eu conheci. Um ensina-me a ciência e a engenharia, auxiliaram-me na execução do programa experimental; outras me mostraram o valor de uma grande amizade, e tive uma outra por quem me apaixonei. A estas pessoas nomeadamente gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos.

Ao meu orientador, Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, por aceitar prontamente o meu pedido de orientação, pela sábia percepção e indicação do rumo da pesquisa e pela amizade criada.

Ao Professor Francisco de Paula Simões Lopes Gastal, pela orientação prestativa.

Ao Professor Telmo Roberto Strohaecker, por disponibilizar a infra-estrutura do Laboratório de Metalurgia Física para a realização dos ensaios de fadiga.

Aos professores Dario Lauro Klein e João Luiz Campagnolo, pelo acolhimento e convívio na família LEME.

Aos professores Túlio Nogueira Bittencourt, Virgínia Maria Rosito D'Avila e Carlos Arthur Ferreira, pelas valiosas contribuições prestadas no exame de qualificação.

À Universidade Estadual do Oeste do Paraná, por conceder o afastamento integral durante os quatro anos do doutorado.

Ao Programa de Qualificação Institucional da Capes, pela concessão da bolsa de estudos e custeio da pesquisa através do projeto “Estudo da Ruptura de Concretos Reforçados com Armadura e com Fibras”. Agradeço também às colegas em missão de estudo e a todos os professores da UFSC e da UFRGS que aceitaram participar deste projeto.

Aos meus colegas da Unioeste na área de Estruturas – Luciani, Petruski, Fábio, Altevir e Humberto –, que com esforço assumiram as disciplinas de minha responsabilidade durante o meu afastamento.

Ao CNPq, pelo auxílio financeiro à pesquisa.

Aos funcionários Eurípides Martins Fontes e Flávio Luís César de Lima, pelo auxílio fundamental na execução do programa experimental, e a Liliani Gaervesen, pela eficiência na secretaria, carinho e amizade.

Às funcionárias Rita, Ana Luiza e Carmen, pelo atendimento gentil na secretaria.

À minha querida amiga Mônica Regina Garcez, pelas discussões e amadurecimento conjunto do tema de pesquisa.

Aos colegas Larissa Kirchof, Uziel Quinino, Estela Garcez, Ana Paula Kirchheim, Luciane Caetano, Paulete Schwetz, Alexandre Lorenzi, Rogério Lima, Camila Simonetti, Ângela Graef, Ariela Torres, Cristiane Oliveira, Edna Possan, Artur Eckert e Gustavo Klein, pela convivência harmoniosa e espírito de equipe.

A todos os bolsistas de Iniciação Científica do LEME e LAMEF. Agradecimento especial aos bolsistas que trabalharam diretamente na pesquisa desta tese: Lucas Cauduro, Josiane Gasperin, Everton Fracarri, Ricardo Szulczewski e Luiz Roberto Meneghetti.

Aos mestrandos Fabiano Mattei, Gabriel Petry e Genaro Zanon, que conduziram com eficiência os ensaios de fadiga. E aos demais pesquisadores do Laboratório de Metalurgia Física que sempre se colocaram à disposição para ajudar.

À Votoratim Cimentos e à Gerdau S.A., pela doação do material utilizado no programa experimental.

À fábrica de pré-moldados PREMOLD, especialmente aos engenheiros Fábio e Newton, pela moldagem das vigas.

À Basf – The Chemical Company, especialmente ao engenheiro Fábio Viecili, pelo fornecimento dos sistemas compósitos.

Ao engenheiro Wilson da Silva Ferreira, da empresa Aralsul, pela doação das resinas.

À minha querida amiga Eléa Baldez Sirciacov, pelo carinho, passeios agradáveis e conversas alegres.

À minha querida amiga e colega Giovanna Patrícia Gava Oyamada, pelo apoio e amizade sincera.

À minha querida amiga Luciana Noda, pela acolhida carinhosa e gentil neste último mês e pelos deliciosos *missoshiros*.

Ao meu amigo Leandro Vetorazzi Gabrielli, pelos agradáveis passeios de bicicleta e pela ajuda na definição dos *slides*.

À minha mãe Lurdes, ao meu pai Nadir (in memoriam), aos meus irmãos Luciano e Andreia e a minha cunhada Raquel, pelo carinho, aconchego e paciência.

A Laura e ao Custódio, pela acolhida familiar em São Paulo.

E, finalmente, ao meu amor Leandro, por ter me seguido e entrado na minha vida de maneira tão pura, harmoniosa e alegre. Obrigada também pela paciência e ajuda nos últimos meses.

RESUMO

MENEGHETTI, L. C. Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nos últimos anos o conhecimento do comportamento de estruturas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos aumentou significativamente, devido aos esforços em pesquisa induzidos pelo crescente interesse da indústria da construção. Todavia, precisam ser mais bem investigadas questões relativas à ligação concreto-reforço, assim como a durabilidade e a resposta ao longo do tempo de estruturas reforçadas. Buscando colaborar neste sentido, o objetivo principal desta tese foi estudar os mecanismos de falha prematura, devido ao carregamento cíclico ao efeito da concentração de tensão no compósito na região de fissuração do concreto. O comportamento da ligação foi estudado simulando experimentalmente situações de fissuração por flexão e cisalhamento, separadamente. Os resultados não confirmaram a hipótese de que os deslocamentos diferenciais na borda de uma fissura geram esforços de cisalhamento que provocam primeiramente a ruptura do compósito, indicando que o principal problema pode ser deformações localizadas. Confirmaram, porém, a importância de ancoragens adicionais e indicaram que o comprimento de ancoragem necessário nos compósitos não é muito elevado, aproximadamente 200mm. Já a influência do carregamento cíclico foi estudada em dois grupos de vigas, de tamanho reduzido e em escala real, submetidas a diferentes níveis de variação da tensão (20% a 70%) e tensão mínima (10% a 40%), no intuito de obter informações do comportamento à fadiga em diversas circunstâncias. Compósitos formados com fibras de vidro e aramida foram testados como alternativas de menor custo, além do carbono. Os resultados mostraram que o comportamento à fadiga dos diferentes compósitos varia, com vantagem para o PRF de carbono. A falha por fadiga é governada pela fratura das barras de aço, mas a presença do reforço aumenta a vida útil, não só reduzindo a tensão na armadura mas também retardando a falha. A presença do reforço, especialmente quando são usadas diversas camadas de fibras, parece contribuir para o retardamento da falha por fadiga, devido ao controle do processo de fissuração. Os resultados permitiram criar modelos de regressão linear para previsão da resistência à fadiga, para vigas reforçadas e não reforçadas, que se ajustaram bem aos dados de vários pesquisadores em comparação a outros modelos. O modelo proposto indica que quando são aplicadas tensões altas, a falha por fadiga pode ocorrer primeiramente no compósito ou na interface. Estudos adicionais, para caracterizar o comportamento à fadiga de estruturas reforçadas com PRF quando as tensões ou variações no reforço são elevadas e para confirmar se o limite à fadiga dos PRF realmente se localiza em torno de uma variação de tensão de 200MPa, valor superior ao recomendado pelo ACI 215R (150MPa).

Palavras-chave: compósitos, vidro, carbono, aramida, fadiga, resistência de aderência.

ABSTRACT

MENEGHETTI, L. C. Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Knowledge about the behavior of RC structures strengthened with fiber reinforced polymers has significantly increased in the last few years, due to a strong research effort induced by a growing interest from practitioners. Nonetheless, there are still some important issues regarding the behavior of these materials that require attention, such as characterization of premature failure mechanisms, durability requirements and long time response under load. The main objective of this study was to analyze failure mechanisms related to fatigue due to cyclic loads and tension concentration in the composite in regions of cover concrete cracking. The bonding behavior in regions where the cover concrete was cracked was studied by experimental simulation of flexural and shear cracking, separately. The results did not confirm the initial hypothesis that crack tip differential displacements induce shear stresses that produce early composite failure, indicating that the main problem was probably due to localized tensile strain. The data collected, however, highlighted the importance of using additional anchorage laces and suggested that the effective anchorage length of a PRF is approximately 200mm. The effects of cyclic loads was investigated in real scale and reduced size beams, subjected to different levels of stress variation (20% to 70%) and distinct values of minimum stress (10% to 40%), in order to gather information about behavior under various circumstances. Glass and aramid fiber composites were tested as lower cost reinforcement alternatives. The results showed that the fatigue behavior of different composites varies, with CFRP having the best performance. Failure is normally controlled by the fatigue of the steel bars, but the presence of the reinforcement reduces the stress levels in the steel and increases fatigue service life considerably. The presence of the reinforcement, especially when multi-layered, also seems to delay the fatigue failure due to cracking control. Regression models were developed to predict the fatigue service life of strengthened beams that had a better fit to experimental data collected in this work and by other researchers than other models tested. The model suggests that when high stresses are applied, fatigue might occur first in the composite or the bonding interface. Additional work is required to confirm the indication that the fatigue limit of strengthened beams is associated with a stress level of 200MPa in the rebar, higher than the recommended value (150 MPa) used in the ACI design guideline 215R.

Keywords: composite, glass, carbon, aramid, fatigue, bond strength

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Siglas

ACI	American Concrete Institute
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer
ANOVA	Analysis of Variance
ASTM	American Society for Testing and Materials
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
EMPA	Laboratório Federal Suíço de Pesquisa e Teste de Materiais em alemão
<i>fib</i>	Fédération Internationale du Béton
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer
ISO	International Organization for Standardization
KEVLAR	Nome patenteado pela DuPont para a fibra aramida
LAMEF	Laboratório de Metalurgia Física
LEME	Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais
LVDT	Linear Variation Displacement Transducer
MF-FRP	Mechanically Fastened-fiber Reinforced Polymer
NSM	Near Surface Mounted
PAN	Poliacrilonitrila
PRF	Polímeros reforçados com fibras
PRFA	Polímeros reforçados com fibras de aramida
PRFC	Polímeros reforçados com fibras de carbono
PRFV	Polímeros reforçados com fibras de vidro
UV	Ultravioleta

Letras minúsculas

a	Comprimento da fissura
b	Expoente de resistência à fadiga
b_{prf}	Largura do reforço
b_w	Largura da seção transversal da viga
c	Expoente de ductilidade à fadiga
d	Distância entre a fibra mais comprimida e o centróide da armadura longitudinal tracionada
d'	Distância entre a fibra mais comprimida e o centróide da armadura longitudinal comprimida
f_l	Deslizamento local entre reforço e concreto
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ctm}	Resistência à tração do concreto
f_{fu}	Resistência máxima do reforço
h	Altura da viga
h_f	Distância entre a fibra mais comprimida e o centróide do reforço
h_f	Altura do PRF
k_p	Fator geométrico que relaciona a largura do reforço com a largura do concreto
l	Vão total
n	Número de camadas de reforço
n	Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
n_f	Relação entre o módulo de elasticidade da fibra e do concreto
s	Espaçamento entre estribos medido segundo o eixo longitudinal da peça
t	Tempo de aplicação do carregamento cíclico
t_f	Espessura do reforço

x	Posição da linha neutra
<i>Letras maiúsculas</i>	
A	Amplitude de tensão cíclica
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_f	Área da seção transversal de reforço
A_{fib}	Área da seção transversal das fibras
A_m	Área da seção transversal da matriz
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
A_s'	Área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
A_{sw}	Área da seção transversal de um estribo
A_{tot}	Área total: $A_{fib} + A_m$
$A_{w,req}$	Área de ancoragem adicional necessária
CE	Coeficiente de redução da resistência do PRF em função da agressividade do ambiente
C_f	Constante de correlação
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_f	Módulo de elasticidade do compósito
E_{fib}	Módulo de elasticidade das fibras
E_m	Módulo de elasticidade da matriz
E_N	Módulo de elasticidade em função do número de ciclos
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Função adimensional relacionada com a geometria
G_f	Energia de fratura
I_{cr}	Momento de inércia da seção fissurada
K	Fator que considera a relação de rigidez reforço/concreto
L	Comprimento de ancoragem
L_e	Comprimento efetivo de ancoragem
M	Momento fletor atuante
N	Número de ciclos
P_{max}	Força máxima aplicada no carregamento cíclico
P_{min}	Força mínima aplicada no carregamento cíclico
P_u	Máxima força ancorada pelo reforço
R	Relação entre tensão cíclica mínima e máxima
V	Força cortante
V_c	Parcela da força cortante resistida pelo concreto
V_{fib}	Volume de fibras
V_m	Volume da matriz
V_R	Força cortante resistente total
V_{sw}	Parcela da força cortante resistida pelo aço
Z_f	Braço de alavanca da seção resistente reforçada

Letras gregas

β_L	Coeficiente de comprimento de ancoragem
β_p	Coeficiente de largura do reforço
$\Delta\sigma$	Varição de tensão
$\Delta\sigma_s$	Varição de tensão no aço
$\Delta\sigma_f$	Varição de tensão no PRF
ΔV	Diferença entre força cortante na viga reforçada
$\Delta f_{sd,fad}$	Varição de tensão admissível na armadura
κ_m	Fator de minoração da tensão no reforço

$\epsilon_{f,e}$	Deformação específica efetiva do reforço
$\epsilon_{f,u}$	Deformação específica de ruptura do reforço
ϵ_a	Amplitude de deformação
ϵ_{ea}	Amplitude de deformação elástica
ϵ_{pa}	Amplitude de deformação plástica
ϵ_f'	Coefficiente de ductilidade à fadiga
ϵ_c	Deformação específica no concreto
ϵ_s	Deformação específica na armadura longitudinal tracionada
ϵ_s'	Deformação específica na armadura longitudinal comprimida
ϵ_{prf}	Deformação específica no PRF
ϵ_{prfu}	Deformação específica última da fibra, usada no dimensionamento
ϕ	Coefficiente de redução do momento resistente em função da perda de ductilidade causada pelo PRF
ρ	Taxa de armadura longitudinal
σ_f	Tensão no reforço
σ_{fib}	Resistência à tração das fibras
σ_{mat}	Resistência à tração da matriz
σ_m	Tensão média
σ_c	Tensão no concreto
σ_s	Tensão na armadura longitudinal tracionada
σ_s'	Tensão na armadura longitudinal comprimida
σ_a	Amplitude de tensão
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão máxima
σ_{min}	Tensão mínima
$\sigma_{f,m\acute{a}x}$	Tensão máxima no PRF
$\sigma_{s,m\acute{a}x}$	Tensão máxima no aço
σ_f'	Coefficiente de resistência à fadiga
τ	Tensão de aderência
ψ	Coefficiente de redução da ação PRF no momento resistente

LISTA DE QUADROS

Capítulo 1 INTRODUÇÃO

Quadro 1.1: possibilidades de ruptura em vigas de concreto armado reforçadas com PRF.....	34
---	----

Capítulo 2 COMPÓSITOS ESTRUTURADOS COM FIBRAS: HISTÓRICO E ESTÁGIO DE DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA

Quadro 2.2: descrição dos PRF nos sistemas curados <i>in situ</i>	56
---	----

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 1 INTRODUÇÃO

Figura 1.1: fluxograma do programa experimental.....	37
--	----

Capítulo 2 COMPÓSITOS ESTRUTURADOS COM FIBRAS: HISTÓRICO E ESTÁGIO DE DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA

Figura 2.1: classificação dos materiais compósitos de matriz polimérica (Adaptada de AGARWAL e BROUTMAN, 1990)	40
Figura 2.2: diferentes produtos de PRF para aplicações em recuperação e reforço estrutural (BISBY e FITZWILLIAM, 2003).....	43
Figura 2.3: (a) detalhes de formação do tecido híbrido triaxial; (b) aspecto superficial (GRACE et al., 2005).....	48
Figura 2.4: módulo de elasticidade para materiais convencionais e diferentes compósitos estruturados com fibras.....	53
Figura 2.5: relação tensão x deformação típica para o aço e fibras.....	54
Figura 2.6: processo de fabricação dos sistemas curados in situ.....	57
Figura 2.7: diagrama esquemático do processo de pultrusão (BEBER, 2003).....	57
Figura 2.8: seqüência de fotos do processo de pultrusão de PRF (BISBY e FITZWILLIAM, 2003).....	58
Figura 2.9: um dos vãos da ponte Maryland reforçado com PRF de carbono (BISBY E FITZWILLIAM, 2003).....	67
Figura 2.10: ponte John Hart (BISBY e FITZWILLIAM, 2003).....	67
Figura 2.11: reforço negativo da ponte Country Hills Boulevard (BISBY e FITZWILLIAM, 2003).....	67
Figura 2.12: reforço do Viaduto Santa Teresa (MACHADO, 2002).....	68
Figura 2.13: antena da TV Globo do Rio de Janeiro, RJ. Antes e depois da execução do reforço (MACHADO, 2002).....	68

Capítulo 3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS REFORÇADOS COM PRF

Figura 3.1: previsão de consumo de PRF de fibra de carbono (MEIER, 2005b).....	70
Figura 3.2: mecanismo de transferência de esforços ente concreto e reforço.....	72

Figura 3.3: distribuição aproximada das tensões normais e de cisalhamento em vigas reforçadas com PRF.(BUYUKOZTURK et al., 2004).....	73
Figura 3.4: curva tensão de aderência x espessura do adesivo (BULLETIN 162 CEB, 1983).....	75
Figura 3.5: (a) cisalhamento simples; (b) cisalhamento duplo; (c) vista superior.....	76
Figura 3.6: esquema de ensaio de cisalhamento simples utilizado por Chajes et al. (CHAJES et al., 1996).....	78
Figura 3.7: esquema de ensaio de cisalhamento simples utilizado por Täljsten (TÄLJSTEN, 1997).....	78
Figura 3.8: corpo-de-prova utilizado por Toutanji e Ortiz para ensaios de tração direta (TOUTANJI e ORTIZ, 2001).....	79
Figura 3.9: comportamento típico de ruptura de uma ligação concreto-PRF.....	81
Figura 3.10: modelos tensão de aderência x deslizamento para ligações concreto reforço(YUAN e WU, 1999 apud TENG et al., 2002).....	84
Figura 3.11: reforço à flexão com PRF e ancoragem em forma de “U”.....	89
Figura 3.12: procedimento de protensão do PRF(GARDEN e HOLLAWAY, 1998a).	90
Figura 3.13: modos de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas com PRF (TENG et al., 2003).....	93
Figura 3.14: deslocamentos verticais diferenciais na borda da fissura (MEIER, 1995)	95
Figura 3.15: ruptura prematura de viga de concreto armado reforçada com PRFC (GARCEZ, 2002).....	96

Capítulo 4

COMPORTAMENTO À FADIGA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM PRF

Figura 4.1: carregamento cíclico com amplitude constante. Caso (a) tensões completamente reversas, $\sigma_m=0$; (b) tensão média (σ_m) diferente de zero e (c) zero-tração, $\sigma_{min}=0$	106
Figura 4.2: regra de Palmgren-Miner para estimativa da vida à fadiga para carregamento cíclico completamente reverso e de amplitude variável.....	110
Figura 4.3: curva deformação x número de ciclos para o aço RQC-100 (DOWLING, 2007).....	111
Figura 4.4: à esquerda, ensaio de determinação da taxa de crescimento da fissura e, à direita, corpo-de-prova após ensaio (Fotos: Laboratório de Metalurgia Física – UFRGS).....	115
Figura 4.5: curva de Wöhler para o aço e o concreto (COUTINHO e GONÇALVES, 1994).....	118

Figura 4.6: curva de Wöhler nos primeiros ciclos (COUTINHO e GONÇALVES, 1994).....	118
Figura 4.7: curva de Wöhler para diferentes valores de R (TEPFERS e KUTTI, 1979).....	119
Figura 4.8: à esquerda, fratura típica em uma barra de aço e, à direita, local de início das fissuras.....	122

Capítulo 5

GRUPO I: CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS COMPOSITOS

Figura 5.1: configuração dos corpos-de-prova de PRF.....	141
Figura 5.2: ensaio estático em corpos-de-prova de PRF.....	142
Figura 5.3: ruptura dos corpos-de-prova em ensaio de tração uniaxial: (a) vidro; (b) carbono e (c) aramida.....	146
Figura 5.4: tensão x deformação para os PRF de carbono.....	146
Figura 5.5: tensão x deformação para os PRF de vidro.....	147
Figura 5.6: tensão x deformação para os PRF de aramida.....	147
Figura 5.7: variação de tensão x número de ciclos para fadiga por tração.....	149

Capítulo 6

GRUPO II: FADIGA DE VIGAS REFORÇADAS COM PRF

Figura 6.1: detalhamento das armaduras das vigas do Grupo II.A.....	152
Figura 6.2: configuração do reforço e esquema de carregamento para as vigas do Grupo II.A.....	154
Figura 6.3: esquema de ensaio de fadiga do Grupo II.A.....	156
Figura 6.4: detalhamento da armadura das vigas do grupo II.B.....	157
Figura 6.5: configuração do reforço utilizado nas vigas do Grupo II.B.....	161
Figura 6.6: esquema de ensaio das vigas do Grupo II.B.....	163
Figura 6.7: gráfico normal de probabilidade da variável Log N.....	166
Figura 6.8: detalhes da ruptura das vigas do grupo II.A (a) VTE; (b) VCE; (c) VAE; (d) VVE.....	168
Figura 6.9: relação carga x deslocamento para as vigas do grupo II.A ensaiadas estaticamente.....	169
Figura 6.10: relação carga x deformação para as vigas ensaiadas estaticamente – grupo II.A.....	171

Figura 6.11: (a) TB_1 – ruptura por fadiga; (b) detalhe da fratura das barras de aço.....	174
Figura 6.12: ruptura por fadiga da viga CB_1.....	174
Figura 6.13: (a) ruptura por fadiga da viga VB_1; (b) detalhe do descolamento do PRFV.....	174
Figura 6.14: ruptura por fadiga da viga AB_2.....	175
Figura 6.15: variação de deslocamento x número de ciclos para vigas ensaiadas até 5 milhões de ciclos.....	175
Figura 6.16: variação de deslocamento x número de ciclos para vigas ensaiadas até a ruptura por fadiga.....	176
Figura 6.17: (a) viga testemunho momentos antes do colapso; (b) detalhe do esmagamento do concreto.....	178
Figura 6.18: (a) viga VRA.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do descolamento e fendilhamento do PRFA.....	178
Figura 6.19: (a) viga VRC.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do descolamento e fendilhamento do PRFC.....	178
Figura 6.20: (a) viga VRV.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do esmagamento do concreto.....	179
Figura 6.21: relação carga x deslocamento no centro do vão.....	181
Figura 6.22: (a) evolução da fissuração da viga VT.E; (b) fissuração após a ruptura.....	182
Figura 6.23: (a) evolução da fissuração da viga VRA.E; (b) fissuração após a ruptura	182
Figura 6.24: (a) evolução da fissuração da viga VRC.E; (b) fissuração após a ruptura	183
Figura 6.25: (a) evolução da fissuração da viga VRV.E; (b) fissuração após a ruptura	183
Figura 6.26: fissura destaque na fadiga da viga VRV.F_1.....	187
Figura 6.27: (a) viga VRV.F_1 em fadiga; (b) detalhe do descolamento do PRFV.....	187
Figura 6.28: (a) viga VRA.F_1 após o colapso; (b) detalhe da fina camada de concreto aderida ao PRFA.....	188
Figura 6.29: (a) viga VRC.F_2 após o colapso; (b) detalhe do descolamento prematuro do PRFC.....	188
Figura 6.30: evolução das fissuras na viga VT.F_1.....	189
Figura 6.31: evolução das fissuras na viga VT.F_2.....	189
Figura 6.32: evolução das fissuras na viga VRC.F_1.....	190
Figura 6.33: evolução das fissuras na viga VRC.F_2.....	190
Figura 6.34: evolução das fissuras na viga VRA.F_1.....	191
Figura 6.35: evolução das fissuras na viga VRA.F_2.....	191

Figura 6.36: evolução das fissuras na viga VRV.F_1.....	191
Figura 6.37: evolução das fissuras na viga VRV.F_2.....	192
Figura 6.38: deslocamento x número de ciclos para as vigas VT.F_1, VT.F_2, VRC.F_1, VRC.F_2, VRA.F_1 e VRA.F_2.....	193
Figura 6.39: deslocamento x número de ciclos para as vigas VT.F_1, VT.F_2, VRV.F_1, VRV.F_2.....	194
Figura 6.40: avaliação da perda de rigidez com o número de ciclos de carregamento para as vigas reforçadas do grupo II.....	194
Figura 6.41: média do acúmulo de deformações na armadura ao longo dos ciclos das vigas do grupo II.B.....	195
Figura 6.42: acúmulo de deformações no concreto ao longo dos ciclos das vigas do grupo II.B.....	196
Figura 6.43: acúmulo de deformações no PRF ao longo dos ciclos das vigas do grupo II.B.....	196
Figura 6.44: (a) barra de aço de viga VT.F_1; (b) imagem da barra no Image J.....	199
Figura 6.45: (a) barra de aço de viga VT.F_2; (b) imagem da barra no Image J.....	200
Figura 6.46: (a) barra de aço de viga VRA.F_1; (b) imagem da barra no Image J.....	200
Figura 6.47: (a) barra de aço de viga VRA.F_2; (b) imagem da barra no Image J.....	200
Figura 6.48: (a) barra de aço de viga VRC.F_1; (b) imagem da barra no Image J.....	200
Figura 6.49: (a) barra de aço de viga VRC.F_2; (b) imagem da barra no Image J.....	201
Figura 6.50: (a) barra de aço de viga VRV.F_1; (b) imagem da barra no Image J.....	201
Figura 6.51: (a) barra de aço de viga VRV.F_2; (b) imagem da barra no Image J.....	201
Figura 6.52: gráfico de dispersão da variação de tensão na armadura x Log N.....	205
Figura 6.53: histograma dos resíduos: (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3; (d) modelo 4 e (e) modelo 5.....	207
Figura 6.54: variação de tensão na armadura x Log N para os modelos 1 a 5 e para os da literatura.....	208
Figura 6.55: variação de tensão na armadura x Log N para os modelos 1 e 4 e da literatura.....	209
Figura 6.56: variação de tensão na armadura x Log N para a variação de tensão fictícia na armadura.....	211

Capítulo 7
GRUPO III: FISSURAÇÃO DO SUBSTRATO

Figura 7.1: viga do grupo III.A com armadura interrompida.....	214
--	-----

Figura 7.2: detalhamento do modo de aplicação do carregamento e do sistema de reforço.....	215
Figura 7.3: detalhamento das características reforço e posicionamento dos <i>strain gauges</i> durante ensaio de cisalhamento.....	217
Figura 7.4: aparato de ensaio de cisalhamento duplo (dimensões em mm).....	220
Figura 7.5: (a) aparato de ensaio de cisalhamento; (b) detalhe do LVDT.....	221
Figura 7.6: detalhe do <i>strain gauge</i> no reforço com PRFA.....	221
Figura 7.7: (a) detalhe do procedimento de colagem do <i>strain gauge</i> ; (b) <i>strain gauges</i> no PRF de carbono.....	222
Figura 7.8: preparação do substrato de concreto com esmerilhadeira.....	223
Figura 7.9: imprimação da superfície de concreto que receberá o reforço.....	224
Figura 7.10: (a) aplicação de resina saturante e (b) colagem de um reforço com tecido de fibra de vidro.....	225
Figura 7.11: relação carga x deslocamento para as vigas com armadura interrompida.	227
Figura 7.12: relação carga x deformação para as vigas com armadura interrompida....	227
Figura 7.13: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C200CL.....	229
Figura 7.14: (a) ruptura por escorregamento do reforço; (b) camada de concreto aderida ao compósito; (c) arrancamento da porção triangular de concreto na região final de aplicação da carga.....	230

Anexo 3

Resultados de deformação no PRF obtidos nos ensaios de cisalhamento do Grupo III

Figura A3.1: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C200CTA.....	270
Figura A3.2: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C300CLA.....	270
Figura A3.3: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C300CT.....	271
Figura A3.4: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V200CLA.....	271
Figura A3.5: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V200CT.....	271
Figura A3.6: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V300CL.....	272
Figura A3.7: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V300CTA.....	272

Figura A3.8: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C200CLA.....	272
Figura A3.9: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C200CT.....	273
Figura A3.10: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V200CL.....	273
Figura A3.11: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V200CTA.....	273
Figura A3.12: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C300CL.....	274
Figura A3.13: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C300CTA.....	274
Figura A3.14: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V300CLA.....	274
Figura A3.15: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V300CT.....	275

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

COMPÓSITOS ESTRUTURADOS COM FIBRAS: HISTÓRICO E ESTÁGIO DE DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA

Tabela 2.1: propriedades das fibras de vidro E e S (OWENS CORNING FIBERGLASS CORPORATION, 2006).....	45
Tabela 2.2: propriedades de algumas fibras precursoras de carbono (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).....	46
Tabela 2.3: propriedades das fibras Twaron 1055 e Kevlar 49 (AKZO-NOBEL, 1994 e DUPONT, 1994 apud ACI 440R, 2002).....	47
Tabela 2.4: propriedades dos compósitos híbridos de carbono e vidro (SCHWARZ, 1992 apud ACI 440R, 2002).....	48
Tabela 2.5: propriedades básicas de algumas resinas termorrígidas (AGARWAL e BROUTMAN, 1990 e ASHLAND CHEMICAL, 2006).....	46
Tabela 2.6: exemplo mostrando o efeito do volume de fibras nas propriedades do compósito.....	48
Tabela 2.7: comparação qualitativa entre compósitos de carbono, aramida e vidro (MEIER, 1995).....	51
Tabela 2.8: Principais sistemas de recuperação estrutural existentes no mercado.....	55

Capítulo 4

COMPORTAMENTO À FADIGA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM PRF

Tabela 4.1: classificação da fadiga em função do número de ciclos (HSU, 1981).....	101
Tabela 4.2: resistência característica do aço à fadiga segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991).....	123
Tabela 4.3: variação na tensão admissível na armadura segundo NBR 6118 (2003).....	124

Capítulo 5

GRUPO I: CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS COMPOSITOS

Tabela 5.1: propriedades das fibras utilizadas no reforço.....	140
Tabela 5.2: propriedades das resinas utilizadas.....	140
Tabela 5.3: propriedades mecânicas do PRF.....	143

Tabela 5.4: módulo de elasticidade do compósito.....	144
Tabela 5.5: resumo dos dados de fadiga em corpos-de-prova de PRF.....	148

Capítulo 6
GRUPO II: FADIGA DE VIGAS REFORÇADAS COM PRF

Tabela 6.1: especificação da variação do carregamento cíclico para as vigas do Grupo II.A.....	155
Tabela 6.2: denominação das vigas do Grupo II.B ensaiadas estática e ciclicamente...	158
Tabela 6.3: propriedades das fibras de carbono e vidro utilizadas no reforço das vigas do Grupo II.B.....	159
Tabela 6.4: parâmetros de dimensionamento para as vigas reforçadas do Grupo II.B..	163
Tabela 6.5: valores de carga aplicada e tensões na armadura e no PRF nas vigas Grupo II.B testadas à fadiga.....	167
Tabela 6.6: momento fletor e deslocamento – grupo II.A.....	169
Tabela 6.7: resumo das deformações medidas no compósito, armadura e concreto.....	171
Tabela 6.8: resumo dos parâmetros de carga de fadiga e modo de falha – grupo II.A..	173
Tabela 6.9: cargas e modos de ruptura – grupo II.B.....	176
Tabela 6.10: cargas últimas normalizadas – grupo II.B.....	177
Tabela 6.11: carga e deslocamento – grupo II.B.....	181
Tabela 6.12: resumo dos resultados e parâmetros de fadiga das vigas do grupo II.B	185
Tabela 6.13: deformação máxima e mínima durante os testes de fadiga das vigas do grupo II.B.....	198
Tabela 6.14: deformações máxima e mínima no PRF.....	198
Tabela 6.15: relação entre área fadigada e a área total.....	202
Tabela 6.16: dados de entrada para ANOVA.....	204
Tabela 6.17: tabela ANOVA para vigas do grupo II.B.....	204
Tabela 6.18: regressão dos dados para variação de tensão na armadura.....	206
Tabela 6.19: tensão máxima no PRF das vigas do Grupo II.B.....	212

Capítulo 7
GRUPO III: FISSURAÇÃO DO SUBSTRATO

Tabela 7.1: matriz experimental para concretos de resistência superior a 20. MPa.....	216
Tabela 7.2: matriz experimental para concretos de resistência superior a 50. MPa.....	216

Tabela 7.3: características do agregado miúdo.....	218
Tabela 7.4: características do agregado graúdo.....	219
Tabela 7.5: consumo de materiais (kg/m ³).....	219
Tabela 7.6: deformação e carga máximas obtidas nos testes de cisalhamento.....	231

Anexo 1

Dados de ensaios de fadiga colhidos na literatura

Tabela A1.1: dados de fadiga colhidos na literatura.....	261
--	-----

Anexo 2

Comparação entre os dados observados e os estimados pelos modelos de regressão

Tabela A2.1: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 1.....	265
Tabela A2.2: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 2....	265
Tabela A2.3: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 3....	266
Tabela A2.4: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 4....	267
Tabela A2.5: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 5....	268

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	27
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	27
1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA DE PESQUISA	31
1.3 OBJETIVOS	35
1.3.1 Objetivo geral	35
1.3.2 Objetivos específicos.....	36
1.4 ESTRATÉGIA EXPERIMENTAL	36
1.5 LIMITAÇÕES	37
1.6 ESTRUTURA DA TESE	38
CAPÍTULO 2 - COMPÓSITOS ESTRUTURADOS COM FIBRAS: HISTÓRICO E ESTÁGIO DE DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA.....	39
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	39
2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS COMPÓSITOS.....	39
2.3 ELEMENTOS BÁSICOS DOS COMPÓSITOS TIPO PRF	41
2.3.1 Fibras	43
2.3.1.1 Fibras de vidro	44
2.3.1.2 Fibras de carbono	45
2.3.1.3 Fibras de aramida	46
2.3.2 Reforços híbridos.....	47
2.3.3 Formulações adesivas	49
2.4 ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DOS COMPÓSITOS TIPO PRF	51
2.4.1 Processos de fabricação	56
2.4.1.1 Sistemas curados <i>in situ</i>	56
2.4.1.2 Sistemas pré-fabricados.....	57
2.4.2 Sistemas compósitos disponíveis comercialmente	58
2.5 INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE REFORÇO TIPO PRF COLADO.....	59
2.5.1 Preparação do substrato	61
2.5.2 Mistura das resinas	61
2.5.3 Aplicação do sistema PRF.....	62
2.6 DURABILIDADE DE ELEMENTOS REFORÇADOS COM PRF	62
2.6.1 Agressividade do ambiente.....	62
2.6.2 Resistência ao fogo.....	64
2.6.3 Efeito do carregamento.....	65
2.7 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DOS SISTEMAS PRF	65
2.7.1 Aplicações dos sistemas compósitos no Brasil	67
CAPÍTULO 3 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS REFORÇADOS COM PRF.....	69
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	69
3.2 IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DOS MODOS DE RUPTURA.....	69
3.3 REVISÃO DO MECANISMO DE ADERÊNCIA CONCRETO-PRF	72
3.3.1 Métodos de avaliação da resistência de aderência.....	76
3.3.2 Modelos existentes para resistência de aderência.....	80

3.4	MODOS DE RUPTURA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS À FLEXÃO COM PRF	89
3.4.1	Propostas de classificação dos modos de ruptura.....	90
3.4.2	Descolamento interfacial no final do PRF.....	94
3.4.3	Descolamento interfacial induzido por fissuras intermediárias.....	94
3.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODOS DE RUPTURA PREMATURA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM PRF	96

CAPÍTULO 4 - COMPORTAMENTO À FADIGA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM PRF **100**

4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	100
4.1.1	Fundamentos do conceito de fadiga	101
4.1.2	Primeiras pesquisas sobre fadiga.....	103
4.1.3	Definição de carregamento cíclico	104
4.1.4	Estimativa da vida à fadiga.....	107
4.1.4.1	Análise da fadiga com base na tensão	107
4.1.4.2	Análise da fadiga com base na deformação.....	110
4.1.4.3	Análise da fadiga com base na mecânica da fratura.....	113
4.1.5	Fadiga no concreto	117
4.1.6	Fadiga nas barras de aço.....	120
4.1.7	Fadiga do concreto armado	124
4.1.8	Fadiga dos compósitos	126
4.1.9	Comportamento à fadiga de estruturas reforçadas	130
4.1.9.1	Considerações sobre os modos de falha por fadiga das estruturas reforçadas	130
4.1.9.2	Modelos para determinação da vida à fadiga de estruturas reforçadas com PRF.....	136

CAPÍTULO 5 – GRUPO I: CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS COMPÓSITOS **139**

5.1	MATERIAIS E MÉTODOS	139
5.1.1	Sistemas compósitos utilizados	139
5.1.2	Confecção dos corpos-de-prova de PRF	141
5.1.3	Ensaio de determinação das propriedades mecânicas	141
5.1.4	Ensaio de determinação da resistência à fadiga do PRF	142
5.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	143
5.2.1	Propriedades mecânicas do PRF	143
5.2.2	Resistência à fadiga e modos de falha do PRF.....	147

CAPÍTULO 6 – GRUPO II: FADIGA DE VIGAS REFORÇADAS COM PRF **151**

6.1	MATERIAIS E MÉTODOS	151
6.1.1	Grupo II.A: ensaios preliminares de fadiga em protótipos reforçados.....	152
6.1.1.1	Descrição dos protótipos	152
6.1.1.2	Definição do carregamento cíclico.....	154
6.1.1.3	Descrição dos ensaios.....	155
6.1.2	Grupo II.B: ensaios principais de fadiga em protótipos reforçados	157
6.1.2.1	Descrição dos protótipos	157

6.1.2.2	Definição do carregamento cíclico	161
6.1.2.3	Descrição dos ensaios	163
6.1.3	Análise estatística	164
6.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	166
6.2.1	Grupo II.A: comportamento sob carga estática	166
6.2.2	Grupo II.A: avaliação do comportamento ao longo do ensaio cíclico	172
6.2.3	Grupo II.A: resposta deslocamento x número de ciclos	175
6.2.4	Grupo II.B: comportamento sob carga estática	176
6.2.5	Grupo II.B: avaliação do comportamento ao longo do ensaio cíclico	184
6.2.6	Grupo II.B: resposta deslocamento x número de ciclos	193
6.2.7	Grupo II.B: resposta deformação x número de ciclos	195
6.2.8	Avaliação da área de fadiga nas barras de aço	199
6.2.9	Definição do modelo de fadiga para vigas reforçadas com PRF	202
6.2.9.1	Análise de variância	203
6.2.9.2	Análise estatística de regressão	204
 CAPÍTULO 7 – GRUPO III: FISSURAÇÃO DO SUBSTRATO		213
7.1	MATERIAIS E MÉTODOS	213
7.1.1	GRUPO III.A: ensaio de simulação de fissuração de FLEXÃO	213
7.1.2	GRUPO III.B: ensaio de simulação de fissuração de CISALHAMENTO ..	214
7.1.2.1	Confecção dos protótipos	218
7.1.2.2	Descrição do ensaio	220
7.2	APLICAÇÃO DO REFORÇO	222
7.2.1	Preparação da superfície	222
7.2.2	Colagem do reforço	223
7.3	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	226
7.3.1	Análise dos resultados: fissuração por FLEXÃO	226
7.3.2	Análise dos resultados: fissuração por CISALHAMENTO	228
7.3.2.1	Modo de ruptura	228
7.3.2.2	Comportamento do reforço: carga e deformação máxima	230
 CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS		233
8.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE A DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS COMPÓSITOS COM DIFERENTES FIBRAS	234
8.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS DE FADIGA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM PRF	236
8.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE PERDA DE ADERÊNCIA E FALHAS INDUZIDAS POR FISSURAÇÃO DO SUBSTRATO	241
8.4	CONCLUSÕES	243
8.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	245
 REFERÊNCIAS		247
 ANEXO 1 – DADOS DE ENSAIOS DE FADIGA COLHIDOS NA LITERATURA		260

ANEXO 2 – COMPARAÇÃO ENTRE OS DADOS OBSERVADOS E OS ESTIMADOS PELOS MODELOS DE REGRESSÃO	265
ANEXO 3 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO NO PRF OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DO GRUPO III	270

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A constante evolução tecnológica, observada nas mais diversas áreas do conhecimento, pode ser considerada como um fruto da capacidade do homem de explorar as potencialidades existentes na natureza, adaptando-as às suas necessidades. Nas edificações é possível identificar sinais claros desta evolução. A modernização das técnicas construtivas, aliada à descoberta e ao desenvolvimento de novos materiais, tornou possível a execução de importantes construções, muitas das quais existem até hoje.

As ruínas egípcias mostram que, alguns séculos antes de Cristo, um cimento primitivo já era utilizado como aglomerante para o assentamento de blocos de pedra na construção de monumentos. As análises mostraram que o cimento utilizado era formado por um gesso impuro cozido e calcário calcinado. A cal viva assim formada era misturada com água, areia e pedra partida, dando origem a um tipo de concreto. Gregos e romanos também se utilizaram de misturas deste tipo para a construção de cisternas. Segundo Andriolo (1984), esses podem ser considerados como os primeiros concretos da história.

A invenção desta “pedra artificial”, deste material compósito, permitiu a criação e o desenvolvimento de novas formas e tipologias de estruturas. A introdução do concreto armado, em fins do século XIX, e do protendido, no século XX, revolucionou a indústria da construção civil.

A consolidação do concreto armado como uma das mais importantes técnicas da construção civil se deu no século XX. No Brasil, em particular, as estruturas de concreto armado são as mais difundidas, superando por larga margem as de aço e as de madeira nos ambientes urbanos. Esta larga utilização do concreto armado se deve principalmente a sua versatilidade e a seu custo de produção relativamente baixo.

O desenvolvimento da tecnologia do concreto e das respectivas técnicas construtivas, em conjunto com a implementação de ferramentas computacionais sofisticadas, capazes de reproduzir com grande precisão o comportamento do concreto e do aço, permitiram que se explorasse com eficiência cada vez maior as propriedades deste material. Este fato contribuiu para que seja possível, atualmente, projetar estruturas mais esbeltas e com coeficientes de segurança menores.

Embora otimizadas do ponto de vista estrutural e econômico, as estruturas de concreto são naturalmente sujeitas ao envelhecimento precoce e a uma conseqüente degradação. No momento de sua concepção, as estruturas de concreto têm uma vida útil estimada em função de sua finalidade em serviço. Entretanto, a garantia de que a estrutura irá desempenhar adequadamente seu papel depende necessariamente do processo de concepção e execução e, posteriormente, de medidas de manutenção preventiva. Em muitos casos, a manutenção preventiva pode aumentar a vida útil da estrutura, sem que ocorra perda no seu desempenho.

Por outro lado, frequentemente são citados muitos casos de redução da vida útil por perda do desempenho estrutural, por problemas de concepção estrutural ou execução, e também por falta de manutenção periódica.

Machado (2002) estima que a origem dos problemas patológicos esteja assim dividida: 40% por deficiência de projeto; 28% por deficiência na execução; 18% por deficiência dos materiais construtivos; 10% por utilização incorreta das estruturas e 4% por causas diversas.

Em muitos casos, dependendo da magnitude da redução da vida útil, o desempenho futuro da construção deve ser analisado e, se necessário, medidas de reabilitação ou reforço devem ser definidas de modo a restabelecer as condições de uso.

As estruturas que normalmente necessitam de atividades de recuperação ou reforço são as pontes e viadutos, não somente nos casos de restabelecimento das condições de uso, mas também quando se deseja aumentar a sua capacidade de resistência.

O custo de reabilitação estrutural normalmente é muito alto, em virtude da dificuldade de realização do serviço e da interrupção, em muitos casos, do uso da estrutura. Porém, a completa reposição de uma estrutura tende a se tornar mais onerosa e certamente

representa um desperdício de recursos naturais e econômicos quando a reabilitação é uma alternativa viável (HOLLAWAY e LEEMING, 1999).

De acordo com um estudo realizado em 2000 pela *Federal Highway Administration*, 29% das 587.755 pontes dos Estados Unidos estavam estruturalmente deficientes ou funcionalmente obsoletas. Este índice apresenta-se 2% menor em relação aos 31% de 1996, devido ao aumento nos recursos investidos, que passaram de US\$16,1 bilhões para US\$20,4 bilhões nesse período. Estima-se que para eliminar as deficiências dessas pontes seja necessário um investimento de US\$87,3 bilhões (NYSTRON et al., 2003).

O Reino Unido gasta mais em manutenção e reabilitação das estruturas de concreto armado e aço existentes do que na construção de novas. Na União Européia, aproximadamente 84.000 pontes de concreto armado e protendido necessitam de atividades de manutenção, recuperação e reforço, com um orçamento anual de US\$432,7 milhões, excluindo custos de tráfego (HOLLAWAY, 2003).

A infra-estrutura deteriorada no Canadá necessita de US\$49 bilhões para a realização de atividades de reabilitação. Aproximadamente 30 mil pontes estão deficientes, fazendo com que de 150 a 200 vãos colapsem a cada ano (MUFTI, 2003).

Para tanto, a administração dos recursos financeiros disponíveis para atividades de manutenção e reabilitação deve ser feita de maneira sábia, priorizando necessidades e realizando-as de maneira eficiente (SILVA FILHO, 1999).

Tradicionalmente, os métodos mais utilizados para o reforço ou recuperação de estruturas de concreto são a protensão externa e a utilização de chapas de aço coladas. Estes métodos possuem algumas desvantagens, inerentes a cada técnica. Algumas destas desvantagens estão relacionadas com a dificuldade nos procedimentos de aplicação do material de reforço e até com questões de durabilidade. Recentemente, acompanhando a evolução dos materiais de construção, a reabilitação com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) começou a se difundir no meio acadêmico e técnico.

A utilização dos PRF apresenta importantes vantagens, sob o ponto de vista de facilidade de aplicação, aumento de resistência e ductilidade e manutenção das seções originais. Acredita-se que, em função destas qualidades, o emprego de PRF tenha grande potencial para se constituir como uma das principais alternativas para reparo e reforço de estruturas civis. Ainda, o desenvolvimento de novas construções, projetadas com uma combinação

dos sistemas PRF/concreto, ou usando os compósitos poliméricos em substituição aos elementos tradicionais de concreto e aço, são apontadas em estudos científicos como a solução para diversos problemas, tais como durabilidade, facilidade de manuseio e aplicação, e leveza da estrutura, vantagens estas derivadas das propriedades intrínsecas e do baixo peso do sistema.

Em função dos benefícios evidentes, a utilização de compósitos PRF revolucionou a indústria, tanto a aeroespacial, a marinha e elétrica quanto a de transportes, aumentando o consumo em mais de 460% nos últimos 30 anos – o consumo de PRF nas mais diversas aplicações passou de 360 mil toneladas em 1970 para 1,68 milhões de toneladas em 2000 (BUSEL, 2000, apud NYSTRON et al., 2003). Como os compósitos PRF estão cada vez mais sendo aceitos em novos mercados, a indústria dos compósitos deverá continuar crescendo, e um dos mercados promissores é o da indústria da construção.

Aliado a isso, técnicas de pultrusão, transferência de resinas para a moldagem *in situ*, bobinas de filamentos e a semi-automação do processo de manufatura fizeram com que os custos de produção dos polímeros reforçados com fibras baixassem. A redução do consumo destes componentes pela indústria de defesa fez expandir a fatia de mercado na indústria de equipamentos esportivos e, provavelmente, na da construção civil (EINDE et al., 2003).

Mesmo com a redução de custo no processo de fabricação dos polímeros reforçados com fibras, o custo inicial para aquisição do sistema ainda é muito alto. Todavia, a comparação direta do custo por unidade não é apropriada. Quando os gastos de instalação são incluídos no comparativo de custos, os polímeros reforçados com fibras podem competir de igual para igual com os materiais convencionais. O baixo peso dos compósitos estruturados com fibras reduz as despesas com transporte e permitem algumas atividades de pré-fabricação, as quais reduzem o tempo de trabalho no canteiro de obras. E se a comparação incluir custos de manutenção ao longo da vida útil da estrutura, estes materiais possuem uma significativa vantagem (HOLLAWAY e LEEMING, 1999; TÄLJSTEN, 2003).

A correta utilização dos polímeros reforçados com fibras na recuperação e reforço de estruturas existentes, entretanto, requer conceitos de dimensionamento, códigos e normas apropriadas, de modo a garantir a eficiência do material, já que critérios de dimensionamento adequados resultam em uma melhor utilização dos compósitos.

Para Colotti et al. (2005) o desenvolvimento futuro dessa nova tecnologia de reforço estrutural depende mais da definição e validação de códigos e normas baseados nos princípios da engenharia, do que da disponibilidade de um novo material ou processo de produção.

É inegável que o conhecimento do comportamento de estruturas de concreto reforçadas com materiais compósitos avançou significativamente com as pesquisas realizadas na década de 1990. Estes estudos se concentraram na caracterização dos modos de falha, no estabelecimento de diferentes soluções técnicas de recuperação e reforço e no desenvolvimento de metodologias de instalação do sistema. Porém, de acordo com Nanni (2003), muitas questões precisam ser mais bem entendidas e equacionadas. Destacam-se as questões relativas à ligação concreto-sistema de reforço, recuperação de estruturas frente a sismos, técnicas de inspeção e controle de qualidade e desenvolvimento de novos métodos de reforço. O item a seguir explica como o presente trabalho se encaixa nos esforços de desenvolvimento da técnica de reforço com PRF.

1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA DE PESQUISA

Os polímeros reforçados com fibras (PRF) vêm sendo cada vez mais utilizados como alternativa de reforço estrutural, em substituição aos elementos metálicos. O emprego de reforços deste tipo, à base de fibra carbono, já é prática rotineira nos países de primeiro mundo. No Brasil, o uso da técnica ainda é bastante limitado, embora se observe uma tendência de crescimento.

Meier (2005a) explica que existe certa preferência pelo uso da fibra de carbono para geração do compósito, em função de suas excelentes características em termos de resistência, ductilidade e durabilidade. O interesse em reduzir custos e facilitar a técnica construtiva, todavia, vem impulsionando a investigação de outras combinações fibra-adesivo, mais baratas, mas que apresentam desempenho adequado e boa compatibilidade com os diferentes materiais empregados na construção civil.

Acredita-se que o emprego da fibra de vidro, cujo desempenho não é muito inferior à fibra de carbono e tem um custo muito menor, seja uma alternativa técnica e economicamente viável em certas aplicações, em que o desempenho exigido do reforço é mais modesto. Já a

fibra de aramida se apresenta como uma alternativa intermediária, em termos de desempenho mecânico e econômico.

Os compósitos obtidos através de uma matriz polimérica e fibras de vidro, aramida e carbono são materiais potenciais para utilização no reforço de estruturas de concreto armado. Em virtude de suas propriedades mecânicas superiores em relação ao aço e ao concreto, e por questões de durabilidade, resistência e rigidez, estes materiais estão substituindo as tradicionais técnicas de recuperação e reforço baseadas no uso de chapas de aço coladas ou adição de armadura.

Pesquisas realizadas com estruturas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono revelam que a capacidade de carga pode ser aumentada em até 80% (BEBER, 2003), mesmo considerando-se que possa ocorrer a ruptura prematura do compósito. Essa ruptura prematura pode ser limitada utilizando-se mecanismos especiais de ancoragem e critérios de dimensionamento adequados.

O sucesso da técnica de reforço com materiais compósitos depende essencialmente do desempenho da ligação com o substrato de concreto. O adesivo de ligação tem a função de promover o trabalho conjunto do concreto e do reforço, de maneira a tornar a estrutura reforçada monolítica e assim possibilitar a transferência de esforços entre os materiais. Caso ocorra perda de aderência, a estrutura deixa de agir conjuntamente e o reforço perde sua eficiência.

A resistência do substrato de concreto, bem como o tratamento da sua superfície são fatores chaves para a promoção de uma ligação eficiente, a qual não deve ser rígida, pois poderá provocar falhas prematuras, nem fraca a ponto de favorecer um processo de endurecimento, com conseqüente ruptura longitudinal na camada de adesivo. Os principais mecanismos de ruptura de elementos de concreto reforçados com PRF estão relacionados com o comportamento da ligação quando da atuação do carregamento. O comportamento da ligação é dependente, também, da natureza do carregamento. Ou seja, a ação das cargas de natureza estática e/ou dinâmica afetam de maneira distinta os mecanismos de falha.

As ações de natureza estática em estruturas de concreto reforçadas com PRF provocam uma série de processos de ruptura, os quais têm sido largamente observados experimentalmente e estudados em todo o mundo (YE, 2001; SMITH e TENG, 2002a e 2002b; TENG et al., 2003; THOMSEN et al., 2004; BUYUKOZTURK et al., 2004; entre outros). Conforme tais observações, pelo menos oito modos de ruptura diferentes foram

identificados. Quais sejam: (a) ruptura do PRF, (b) esmagamento do concreto, (c) ruptura por cisalhamento, (d) descolamento interfacial iniciado no final do compósito, (e) ruptura longitudinal na camada de concreto próxima a armadura, (f) descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão intermediárias, (g) descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão e cisalhamento intermediárias e (h) ruptura prematura do PRF provocada por deslocamento diferencial de borda de fissuras.

Os mecanismos de ruptura prematura sob carregamento estático descritos nos itens (d) a (h) são todos provocados pela perda da ação conjunta entre os materiais, que ocorre devido ao esgotamento da resistência à tração do concreto e se manifesta através da fissuração. Dependendo da localização das fissuras no concreto, um tipo de ruptura diferenciado se manifesta, provocando o colapso prematuro do elemento reforçado.

A previsão da ruptura prematura não é uma tarefa simples, pois depende de muitos fatores como, por exemplo, tipo e quantidade do reforço utilizado, tratamento superficial e resistência do substrato de concreto, presença ou não de ancoragem adicional etc. Isso implica a dificuldade do estabelecimento de procedimentos de cálculo confiáveis, bem como o estabelecimento de modelos numéricos que representem de maneira satisfatória o comportamento real das estruturas reforçadas.

Atualmente as especificações de projeto são ambíguas e incompletas, criadas a partir das especificações dos fabricantes. O módulo de elasticidade, a resistência e deformação últimas recomendados pelos guias de dimensionamento existentes consideram apenas as propriedades das fibras, desprezando a influência da resina. A carência de dados de caracterização experimental dos compósitos é agravada pela dificuldade de realização de alguns testes e pela diversidade de fibras e resinas disponíveis atualmente.

Além disso, são escassas informações sobre o comportamento dessas estruturas em longo prazo, tais como resposta à fadiga e à ação de fatores degradantes da formulação adesiva (como a radiação ultravioleta).

O comportamento estrutural de vigas reforçadas com PRF sob carregamento cíclico pode tornar-se extremamente complexo, uma vez que existe a possibilidade de ocorrência de modos de falha secundários após o rompimento das barras de aço devido à fadiga acima de 5×10^5 ciclos (EL-TAWIL et al., 2001). A maioria das pesquisas em peças de concreto armado reforçadas com compósitos é executada com carregamento estático. Considerando-se que uma das principais aplicações desta técnica de reforço encontra-se na reabilitação de

pontes e viadutos, torna-se importante a verificação do comportamento sob carregamento cíclico, de modo a refletir as reais condições às quais a estrutura está submetida. Altas taxas de carregamento cíclico podem gerar níveis de tensão no reforço capazes de provocar seu descolamento prematuro, mesmo nas situações em que existem disposições construtivas especiais para conter o *peeling-off*.

As condições ambientais, em termos de variação de umidade e temperatura associadas à ação dos raios UV, afetam a integridade da ligação concreto-compósito e, em consequência, o desempenho do elemento reforçado.

Diante do exposto, identificam-se três classes distintas para ocorrência do estado limite último das estruturas reforçadas com PRF: esgotamento da capacidade resistente do material, ruptura prematura por perda de aderência e modos secundários. No Quadro 1.1 coloca-se o panorama atual dos principais avanços técnicos e científicos obtidos até o momento em cada uma dessas três classes, bem como se apontam algumas necessidades neste sentido.

Quadro 1.1: possibilidades de ruptura em vigas de concreto armado reforçadas com PRF

FENÔMENO	ESTÁGIO ATUAL DO CONHECIMENTO
<i>Esgotamento da capacidade resistente</i>	
Esmagamento do concreto antes do escoamento do aço	Bem definido. Considera-se o esmagamento do concreto, segundo a NBR 6118 (2003), quando a deformação de compressão atinge 3,5‰.
Deformação excessiva da armadura, seguido por ruptura do reforço	Bem definido. Considera-se a ruptura do reforço quando se atinge a deformação máxima especificada para o compósito.
Deformação excessiva da armadura, seguido por esmagamento do concreto comprimido	Bem definido. Considera-se o escoamento da armadura quando se atinge uma deformação de 10‰.
Cisalhamento do concreto	Parcialmente definido. O cisalhamento em vigas de concreto armado reforçadas com PRF pode vir acompanhado de ruptura ou descolamento do compósito, ou de falhas localizadas. A resistência ao cisalhamento é dada pela soma das parcelas resistentes dos três materiais (concreto, aço e PRF). Existem dúvidas quanto ao cálculo da parcela do aço, pois dificilmente toda a armadura de reforço ao cisalhamento atinge o escoamento em peças reforçadas com PRF.

Continua...

<i>Ruptura prematura por perda de aderência</i>	
Descolamento interfacial a partir da extremidade do material de reforço (<i>peeling-off</i>)	Parcialmente definido. Este modo de ruptura pode ser significativamente retardado quando se utiliza ancoragem adicional em forma de laços.
Descolamento interfacial causado por fissuras de flexão ou flexão e cisalhamento intermediárias	Parcialmente definido. Existem poucos modelos desenvolvidos. Um dos primeiros modelos é o de Chen e Teng (2001).
Ruptura prematura do reforço	Não definida. Pesquisas experimentais como a de Garcez (2002) evidenciam a possibilidade de ruptura prematura do reforço induzida por deslocamento diferencial nas bordas de fissuras.
<i>Modos de ruptura secundários</i>	
Ruptura por degradação da camada adesiva devido à ação da radiação ultravioleta, umidade e temperatura	As condições ambientais podem modificar sobremaneira as características da matriz dos PRF e, conseqüentemente, degradar a ligação por aderência. O ACI 440.2R (2002) recomenda a utilização de fatores e redução da resistência em função do tipo de fibra e do ambiente de exposição. No entanto, há a necessidade de pesquisas que caracterizem o comportamento ao longo do tempo e considerem a degradação devido à agressividade do ambiente.
Ruptura por carregamento cíclico	São escassas pesquisas sobre o comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF. Os primeiros estudos revelam um aumento da vida útil em função da presença do reforço, embora a ruptura por fadiga seja limitada pela armadura. A recomendação do ACI 440.2R (2002) é a de que a tensão no PRF por cargas cíclicas não ultrapasse 0,55 da tensão última do material.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo principal desta tese consiste em estudar os processos de ruptura prematura que ocorrem em estruturas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos, com foco nos mecanismos provocados pela fissuração do substrato e ação de carregamentos cíclicos.

1.3.2 Objetivos específicos

Estendendo o objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Caracterização das propriedades físicas e mecânicas – tais como resistência à tração e módulo de elasticidade, deformação última e resistência à fadiga – dos polímeros reforçados com fibras de vidro, aramida e carbono;
- Formulação e aplicação de ensaios para estudo do comportamento de estruturas reforçadas com PRF após a fissuração do concreto, com verificação da possibilidade de ocorrência de ruptura prematura devido à falha por corte do compósito;
- Avaliação e identificação experimental do comportamento à fadiga de estruturas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, aramida e carbono, em situações típicas de uso;
- Avaliação da possibilidade de geração de modelos de estimativa da vida útil à fadiga.

Como resultado espera-se uma contribuição para uma melhor compreensão o comportamento das estruturas de concreto armado reforçadas com PRF. Além disso, pretende-se colaborar para a determinação de parâmetros de dimensionamento confiáveis aos engenheiros, para que os mesmos possam definir com segurança as seções de reforço necessárias em estruturas reforçadas com PRF, submetidas a cargas estáticas e cíclicas.

1.4 ESTRATÉGIA EXPERIMENTAL

Para permitir a consecução dos objetivos estabelecidos para o trabalho foi montada a estratégia experimental representada no fluxograma da Figura 1.1. Nele pode-se verificar como se articulam os ensaios realizados e quais as principais variáveis de ensaio adotadas.

O programa experimental proposto foi estruturado com o objetivo de fornecer dados que permitam responder aos objetivos apresentados anteriormente, especificamente no que diz respeito à agregação de conhecimento sobre o fenômeno de rupturas prematuras causada pela fissuração do substrato e pelos esforços de fadiga em elementos reforçados com PRF.

Os fenômenos de ruptura prematura associados à fissuração do substrato foram investigados através de ensaios especialmente desenvolvidos neste trabalho para este fim,

dada a escassez na literatura de testes específicos projetados para lidar com este tipo de falha.

Os ensaios de fadiga foram realizados para determinação do comportamento sob cargas cíclicas, bem como para avaliação do mecanismo de colapso nestas condições.

Ensaio básicos de caracterização dos sistemas compósitos também foram realizados, pois as propriedades mecânicas, tais como resistência e módulo de elasticidade, são de fundamental importância para um melhor entendimento do comportamento estrutural de elementos de concreto armado reforçados com PRF.

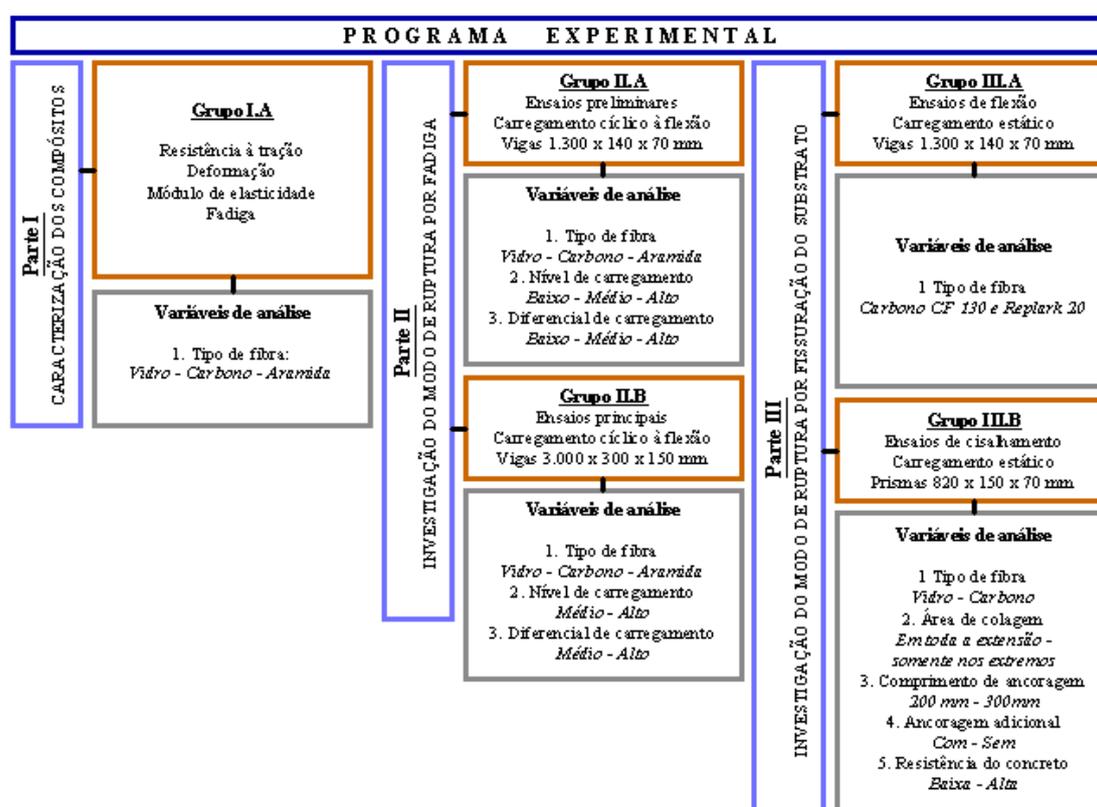


Figura 1.1: fluxograma do programa experimental

1.5 LIMITAÇÕES

O estudo que será desenvolvido nesta tese limita-se à avaliação dos modos de ruptura prematuros causados pela fissuração do substrato de concreto e carregamento cíclico em elementos de concreto armado reforçados à flexão com PRF de vidro, aramida e carbono. Serão utilizados apenas os sistemas de reforço curados *in situ*, formados a partir de resinas de formulação epoxídica e de fibras fornecidas por um ou dois fabricantes, conforme o

caso. Como os testes com carregamento cíclico necessitam de um tempo de ensaio relativamente grande e em função da disponibilidade dos equipamentos, cada grupo de ensaio de fadiga será executado com apenas um nível de frequência.

O comportamento à fadiga será estudado para o sistema vigas reforçadas com PRF e para os compósitos individualmente. Em função da morosidade e do custo dos testes de fadiga não serão estudados os efeitos do carregamento cíclico dos demais componentes do sistema, ou seja, no concreto, na armadura e na interface concreto-PRF.

Outro fator que limita este trabalho é o tamanho da amostra. Com a finalidade de redução de custos, serão utilizadas ferramentas estatísticas para fatoração do projeto experimental.

1.6 ESTRUTURA DA TESE

A seguir, descreve-se a estrutura utilizada na organização e apresentação do presente trabalho. O capítulo 2 apresenta as principais características dos materiais compósitos formados por fibras de vidro, aramida e carbono. São apresentadas as principais propriedades físicas e mecânicas dos sistemas de reforço mais empregados atualmente, bem como discutidos alguns aspectos relativos à durabilidade e eficiência desta técnica.

Em seguida, no capítulo 3, faz-se uma abordagem completa do comportamento de estruturas reforçadas com PRF em função do conhecimento disponível na literatura, com ênfase na apresentação dos modos de ruptura já identificados e na discussão dos modos de ruptura prematura a serem estudados na parte experimental deste trabalho. No capítulo 4, apresenta-se também uma revisão sobre o fenômeno da fadiga e suas implicações com as estruturas reforçadas com PRF.

Nos capítulos 5, 6 e 7 serão apresentados a estratégia experimental e os resultados experimentais para os Grupos I, II e III, respectivamente. Os resultados obtidos são avaliados e confrontados com as principais observações encontradas na literatura, bem como se propõem parâmetros de dimensionamento adequados.

Finalmente, no Capítulo 8, relatam-se as principais conclusões e recomendações obtidas no desenvolvimento da presente tese. Ao final, encontra-se a lista de referências bibliográficas e os anexos.

Capítulo 2 - COMPÓSITOS ESTRUTURADOS COM FIBRAS: HISTÓRICO E ESTÁGIO DE DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Genericamente, sob o ponto de vista da engenharia, compósito é todo o material multifásico, artificialmente construído, cujas propriedades dependem do tipo, quantidade e arranjo dos materiais que o compõem.

O termo compósito, usado em português, provavelmente deriva do latim *compositu*, particípio passado do verbo *componere*, que significa compor, juntar, aglutinar. Já a expressão material compósito, utilizada em engenharia civil, é produto da adaptação do termo em inglês *composite material*. Pode-se argumentar que a tradução mais adequada deveria ser material composto, o que induziria naturalmente a uma interpretação mais literal de seu significado. O dicionário Aurélio Século XXI, por exemplo, adota como definição para a palavra composto - *o complexo de várias coisas combinadas, ou algo constituído por dois ou mais elementos* (HOLANDA FERREIRA, 1999).

No presente trabalho, optou-se por adotar a terminologia material compósito, ou simplesmente compósito, uma vez que a mesma já se difundiu no meio técnico nacional e é comumente utilizada em publicações técnicas da área de engenharia civil.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS COMPÓSITOS

A definição e classificação do termo compósito, para fins de uso em engenharia civil, necessita ser efetuada de maneira específica, considerando as suas diversas aplicações.

Um compósito é formado basicamente por dois componentes: a matriz e o elemento de reforço. A matriz é responsável pela união entre as fibras que formam o compósito e pela transferência de esforços, além de garantir proteção contra o ataque de agentes agressivos do meio ambiente e de danos causados pelo uso. O elemento de reforço, no caso do

presente trabalho formado por fibras de alto desempenho, é responsável pelas propriedades mecânicas do compósito (CALLISTER, 2004).

É importante ressaltar que, num compósito, os elementos constituintes, apesar de atuarem conjuntamente, mantêm suas identidades individuais, ou seja, não se dissolvem nem se transformam completamente em outros, e podem ser facilmente identificados. O concreto é considerado como um dos exemplos mais comuns de material compósito. Ele é constituído de duas fases distintas: o agregado (miúdo e graúdo) e a pasta de cimento. O agregado faz o papel de elemento de reforço, e fica envolto dentro da matriz cimentícia.

Os compósitos poliméricos reforçados com fibras são classificados de acordo com o tipo de matriz e elemento de reforço. É conveniente, para estabelecer uma classificação genérica, considerar a geometria e a orientação das unidades básicas representativas do reforço, visto que estas características alteram fundamentalmente a sua forma de interação com a matriz. A Figura 2.1 apresenta uma classificação comumente aceita para os materiais compósitos, que os divide em compósitos com elementos de reforço particulados (granulares) e fibrosos (alongados).

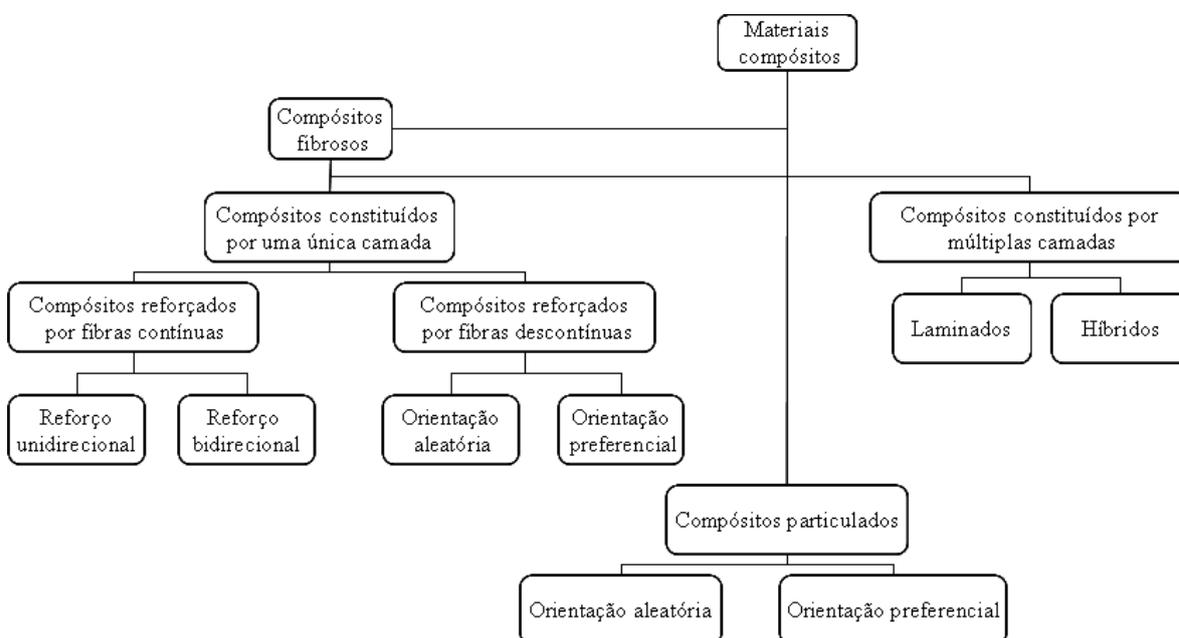


Figura 2.1: classificação dos materiais compósitos de matriz polimérica (Adaptada de AGARWAL e BROUTMAN, 1990)

Nos compósitos particulados, partículas não fibrosas, granulares, são incorporadas na matriz, e sua presença causa modificações variadas nas propriedades do material resultante em termos de condutividade térmica e elétrica, melhora do desempenho sob elevadas

temperaturas, redução do atrito, aumento da resistência à abrasão, melhora da trabalhabilidade, aumento da dureza superficial e redução da retração. Em alguns casos, quando a matriz é muito cara, as partículas e *fillers* são utilizadas simplesmente para reduzir o custo do compósito.

A segunda categoria de material compósito é formada pelos materiais nos quais a matriz é estruturada com fibras, que comumente atuam como elementos de reforço à tração. Inúmeras fibras são usadas para formar os compostos empregados na engenharia civil, incluindo fibras naturais, de origem mineral, vegetal ou animal, e fibras sintéticas.

Os compostos são normalmente desenvolvidos com o objetivo de obter melhorias nas propriedades mecânicas e na durabilidade do material resultante, especialmente em termos de aumento de resistência, rigidez, dureza e desempenho sob altas temperaturas. Como seria lógico esperar, as propriedades dos compostos são fortemente influenciadas pelas propriedades dos materiais constituintes, sua distribuição e interação. Assim, um material compósito pode ser descrito como um sistema cujas propriedades dependem da especificação dos materiais constituintes, suas propriedades e geometria (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

Neste trabalho, o foco de interesse são os plásticos estruturados com fibras, os quais resultam da combinação de uma matriz polimérica, termorrígida ou termoplástica, com uma elevada percentagem de fibras de reforço, contínuas ou não, orgânicas ou inorgânicas, de maneira a incrementar resistência ou rigidez em uma ou mais direções. Nos itens que seguem será feita uma revisão sobre os compostos estruturados com fibras, seu processo de fabricação e principais aplicações.

2.3 ELEMENTOS BÁSICOS DOS COMPÓSITOS TIPO PRF

Os polímeros reforçados com fibras (PRF) vêm sendo utilizados desde 1940 nas indústrias aeroespacial, automotiva, naval e de armamentos. No entanto, na área da engenharia civil, as primeiras aplicações ocorreram apenas em 1984, no EMPA¹, na Suíça. Na época, uma equipe liderada pelo Professor Urs Meier iniciou ensaios de vigas de concreto armado reforçadas com um PRF à base de fibra de carbono, buscando uma alternativa de reforço

¹ Laboratório Federal Suíço de Pesquisa e Teste de Materiais. EMPA – iniciais do nome do laboratório em alemão.

que apresentasse vantagens em relação ao método de reforço com chapas coladas. Foram testadas mais de 150 vigas reforçadas com fibra de carbono, com vão variando entre 2m e 7m. Estes trabalhos de pesquisa mostraram a validade do método de compatibilidade das deformações, constatada durante a análise de diversas seções transversais. Além disso, os testes mostraram a possibilidade de ocorrência de fissuras de cisalhamento, as quais provocam a ruptura prematura do reforço por descolamento do compósito. Os resultados destas pesquisas e as principais considerações sobre a técnica de reforço com materiais compósitos, bem como a proposição de um método de cálculo, são encontradas nas publicações de Meier (1987, 1992, 1995, 2000, 2005a, 2005b).

O uso do PRF de fibra de carbono recebeu grande impulso a partir de sua utilização para recuperação de elementos danificados pelo terremoto de Kobe, no Japão, em 1995. Os compósitos foram usados na reabilitação de colunas em pontes e viadutos em função das excelentes características de durabilidade que o material demonstrou em testes de laboratório. Para a execução do reforço foi desenvolvido um sistema automatizado que permitiu a rápida instalação do sistema.

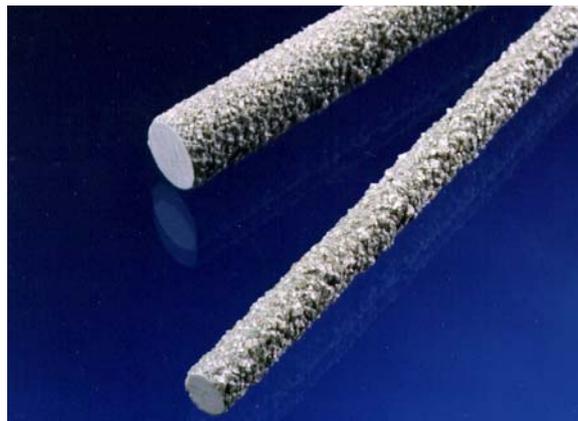
Desde então, muitas pesquisas e estudos com aplicações em campo vêm sendo desenvolvidos. Estes estudos têm sido amplamente documentados em anais de congressos, assim como em normas do *American Concrete Institute* (ACI), especialmente na norma ACI 440R (ACI, 2002), da *Fédération Internationale du Béton* (fib, 2001) e, mais recentemente, nas normas da Organização Internacional para Padronização²(ISO, 2007).

Hoje em dia, sistemas de PRF podem ser adquiridos de diversos fabricantes e fornecedores, em diferentes configurações, com ampla variação do tipo e orientação das fibras e da natureza das formulações adesivas empregadas (fib, 2001). Estes sistemas são comercializados em diversas formas, tais como barras pultrudadas, mantas pré-impregnadas e tecidos. Na Figura 2.2 estão ilustradas várias formas de produtos comerciais.

² Estão em discussão as normas ISO *Non-Traditional Reinforcing Materials for Concrete Structures e Maintenance and Repair of Concrete Structures*.



(a) diferentes compósitos PRF



(b) barras de fibra de vidro



(c) reforço unidirecional de carbono



(d) barras de fibra de carbono

Figura 2.2: diferentes produtos de PRF para aplicações em recuperação e reforço estrutural (BISBY e FITZWILLIAM, 2003)

A seleção do material mais adequado para um dado reforço é um processo crítico, pois cada sistema é único em sua relação de componentes resina e fibra atuando conjuntamente. O ACI 440R (ACI, 2002) recomenda que os sistemas de reforço que utilizam polímeros estruturados com fibras sejam selecionados com base na eficiência do mecanismo de transferência de esforços e na facilidade e simplicidade de aplicação. A seguir discute-se, brevemente, algumas características dos materiais componentes de um PRF.

2.3.1 Fibras

A maioria dos materiais se apresenta mais resistente e rígida quando na forma fibrosa, graças à alta relação comprimento-diâmetro e à reduzida quantidade de defeitos, típica de seções transversais pequenas.

A alta relação de aspecto das fibras é favorável ao uso estrutural, pois permite que as cargas sejam transferidas entre a matriz e as fibras através de uma área superficial elevada,

o que reduz as tensões na interface fibra-matriz. Assim sendo, as fibras são muito atrativas e efetivas como material de reforço, podendo ser produzidas na forma contínua ou descontínua. Nesta tese serão estudadas somente fibras contínuas, acumuladas na forma de fios que são empregados para a fabricação de reforços uni ou bidirecionais.

Os tipos de fibra mais empregados para estruturar os PRF são as fibras de vidro, carbono e aramida. Existem também registros de emprego, em escala bem reduzida, de fibras de boro, sílica, tungstênio, basalto e berílio. Dependendo do tipo de fibra empregado na formação do compósito, a nomenclatura internacionalmente utilizada para designar o compósito pode variar, como segue:

- compósitos com fibras de aramida - AFRP (aramid fiber reinforced polymer);
- compósitos com fibras de carbono - CFRP (carbon fiber reinforced polymer);
- compósitos com fibras de vidro - GFRP (glass fiber reinforced polymer).

Nos itens seguintes discutem-se, sumariamente, as principais características das fibras de vidro, aramida e carbono. Maiores detalhes sobre o processo de fabricação e as características de cada tipo de fibra podem ser encontrados em Garcez (2007).

2.3.1.1 Fibras de vidro

As fibras de vidro são as mais utilizadas na formação de compósitos poliméricos em virtude de suas vantagens, que incluem baixo custo e elevada resistência. Suas desvantagens estão relacionadas com o baixo módulo de elasticidade e de resistência à abrasão, assim como com a adesão deficiente à matriz polimérica na presença de umidade (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

Quimicamente, as fibras de vidro são compostas primariamente por sílica (SiO_2) na forma tetraédrica, que forma sólidos relativamente amorfos.

Nos compósitos estruturais são utilizados três tipos de fibra de vidro: E, S e AR (*Alkali-Resistant*). As fibras de vidro do tipo E, da família dos vidros cálcio-alumina-silicatos, são as mais utilizadas para uso em geral e em quase todas as aplicações elétricas. Já as fibras do tipo S, compostas por magnésio-alumino-silicatos, são ditas de alta resistência e apresentam bom desempenho em altas temperaturas, fato que as tornam as mais caras entre as fibras de vidro. As fibras de vidro E e S são facilmente atacadas pelos álcalis do cimento.

Para prevenir esta degradação, uma quantidade considerável de zircônio é adicionada, o que resulta nas fibras resistentes aos álcalis, denominadas fibras de vidro AR (*fib*, 2001). Cabe salientar que, no caso do PRF, a questão da resistência a álcalis não é fundamental, visto que a fibra fica envolta numa matriz polimérica, que impede o acesso dos mesmos, preservando-a.

Algumas propriedades importantes dos vidros tipo E e S são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: propriedades das fibras de vidro E e S (OWENS CORNING FIBERGLASS CORPORATION, 2006)

Propriedade	Vidro E	Vidro S
Peso específico (g/cm ³)	2,58	2,48
Resistência à tração (MPa)	2.689	4.280
Módulo de elasticidade (GPa)	72,4	86
Diâmetro (µm)	10	10
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	5,0	2,9
Deformação máxima (%)	4,8	5,0

O documento 440.2R do ACI (2002) aponta o vidro como uma das fibras predominantes em muitas aplicações de engenharia civil, em função do binômio baixo custo e propriedades de resistência. Segundo o mesmo, barras pultrudadas com fibra de vidro estão presentes em mais de 40 estruturas nos Estados Unidos e Canadá, incluindo estruturas marinhas, edificações para uso de produtos químicos, tanques de concreto, hospitais, subestações elétricas, estruturas arquitetônicas e barreiras rodoviárias.

2.3.1.2 Fibras de carbono

As fibras de carbono resultam do tratamento térmico de fibras precursoras orgânicas, tais como o poliacrilonitrila (PAN), o rayon e o nylon. Podem também ser produzidas a partir de alcatrão derivado do petróleo ou do carvão, oxidado em um ambiente inerte. As fibras de carbono são produzidas através de um processo chamado pirólise controlada, em que uma das três fibras precursoras é submetida a uma série de tratamentos térmicos (estabilização, carbonização, grafitação e tratamento superficial). O resultado deste processo são filamentos de diâmetro entre 5 a 8 micrômetros. Na Tabela 2.2 são listadas as propriedades típicas de algumas fibras precursoras do carbono.

Tabela 2.2: propriedades de algumas fibras precursoras de carbono
(AGARWAL e BROUTMAN, 1990)

Propriedade	PAN	Alcatrão (Piche)	Rayon
Peso específico (g/cm ³)	1,8	2,0	1,7
Resistência à tração (MPa)	2480-3100	1550	2070-2080
Módulo de elasticidade (GPa)	200-345	380	415-550
Diâmetro (µm)	7,5	10-11	6,5
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	-0,7 a -0,5	-1,6 a -0,9	-
Deformação máxima (%)	0,6-1,2	1	-

O processo de produção normalmente consiste na oxidação das fibras precursoras, seguido da elevação da temperatura para patamares que variam entre 1.000°C e 3.000°C. O tratamento térmico faz com que os átomos de carbono fiquem alinhados ao longo do eixo da fibra precursora, característica que confere extraordinária resistência mecânica ao produto final.

Quanto maior a temperatura de exposição, maior será o módulo de elasticidade do material resultante, que normalmente varia entre 100GPa e 300GPa nas fibras de carbono, e pode alcançar até 650GPa nas fibras de grafite. Devido ao gasto energético para a produção, quanto maior o módulo de elasticidade, maior é o custo do material final. Comparando os produtos situados nos extremos, (maior e menor módulo de elasticidade), o custo da fibra pode se elevar em cerca de 15 a 20 vezes (MACHADO, 2002).

2.3.1.3 Fibras de aramida

Aramida é a denominação genérica para as poliamidas aromáticas. Estas formam polímeros fortemente orientados, adequados para a obtenção das fibras de aramida, as mais populares dentre as fibras orgânicas para fins de fabricação de PRF. O desenvolvimento desta fibra decorre de pesquisas realizadas pela empresa DuPont a partir de 1965. A fibra obtida foi registrada sob a marca KEVLAR® e introduzida comercialmente no início da década de 70, para a fabricação de coletes à prova de bala, entre outros produtos (DUPONT KEVLAR, 2006).

Atualmente, segundo Bernardi (2003), as fibras aramida são produzidas principalmente por quatro companhias, com designações comerciais diferentes. A francesa DuPont produz a

Kevlar e a Nomex; a Akzo BV, da Holanda, produz a Twaron; a Teijian Corporation, do Japão, produz a Technora e a Teijinconexe, e, finalmente, a Rhodia, também francesa, produz a Kermel. Apesar de semelhantes, estes produtos apresentam características e propriedades físicas e mecânicas diferentes, mesmo quando produzidos por um mesmo fabricante, como é o caso do Nomex e do Kevlar.

Uma descrição detalhada do processo de obtenção das fibras aramida, suas propriedades, desempenho e possibilidades de aplicação são encontradas em Bernardi (2003). Cabe destacar que as fibras de aramida apresentam resistência à tração em torno de 3.000MPa e módulo de elasticidade variando entre 60GPa e 120GPa. São mais resistentes ao fogo do que as fibras de carbono e vidro. Outra vantagem está no fato de que a aramida tem excelente resistência ao impacto.

De acordo com o documento 440R do ACI (2002), as fibras denominadas Kevlar 49 e Twaron 1055 são as formas de fibra de aramida mais utilizadas atualmente na fabricação de PRFs, devido ao seu alto módulo de elasticidade. Algumas das propriedades representativas destes dois tipos de fibras de aramida são apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: propriedades das fibras Twaron 1055 e Kevlar 49
(AKZO-NOBEL,1994 e DUPONT, 1994 apud ACI 440R, 2002)

Propriedade	Twaron 1055	Kevlar 49
Peso específico (g/cm ³)	1,44	1,44
Resistência à tração (MPa)	2774	2896
Módulo de elasticidade (GPa)	103,4	117,2
Diâmetro (µm)	12	11,9
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	-2	-2
Deformação máxima (%)	2,5	2,5

2.3.2 Reforços híbridos

Apesar do incremento no emprego de reforços poliméricos para flexão ou cisalhamento, persistem algumas objeções a este tipo de solução, em virtude de algumas desvantagens associadas aos sistemas disponíveis comercialmente. Uma das principais objeções diz respeito ao comportamento à ruptura dos sistemas compósitos disponíveis no mercado.

Apesar de apresentarem alta resistência, os PRF se caracterizam por exibir um comportamento frágil na ruptura. Quando solicitados à tração, os mesmos exibem, no gráfico tensão \times deformação, um comportamento linear praticamente até a ruptura, não apresentando patamar de escoamento ou qualquer indicação de uma falha iminente (GRACE et al., 2005). Este comportamento pode ser alterado com a utilização de tecidos ou mantas híbridas, formados por diferentes tipos de fibras.

Algumas pesquisas indicam que a combinação de vários tipos de fibra em uma lâmina pode fornecer um material com propriedades mais adequadas em relação ao comportamento tensão \times deformação, por exemplo, a um custo aceitável. A Tabela 2.4 ilustra os resultados que podem ser obtidos com diferentes combinações de fibras de carbono e vidro.

Tabela 2.4: propriedades dos compósitos híbridos de carbono e vidro (SCHWARZ, 1992 apud ACI 440R, 2002)

Relação carbono/ Vidro	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à flexão (MPa)	Módulo à flexão (GPa)	Resistência ao cisalhamento interlaminar (MPa)	Densidade (g/cm ³)
0:100	604,7	40,1	944,6	35,4	65,5	1,91
25:75	641,2	63,9	1061,8	63,4	74,5	1,85
50:50	689,5	89,6	1220,4	78,6	75,8	1,80
75:25	806,7	123,4	1261,7	112,38	112,38	1,66

Nos itens (a) e (b) da Figura 2.3 estão apresentados um diagrama esquemático e uma foto de um tecido trançado triaxialmente, com fibras de vidro e carbono.

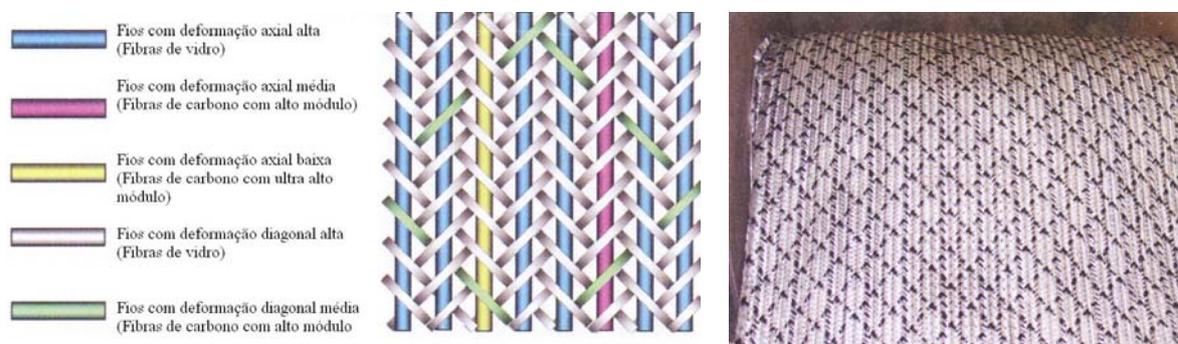


Figura 2.3: (a) detalhes de formação do tecido híbrido triaxial; (b) aspecto superficial (GRACE et al., 2005)

2.3.3 Formulações adesivas

Os adesivos epoxídicos disponíveis comercialmente para utilização em aplicações da engenharia civil geralmente adotam a forma de formulações bi-componentes, constituídas por um agente principal (resina) e um catalisador (endurecedor), que só devem ser misturados momentos antes da aplicação. A cura pode ser feita à temperatura ambiente ou pode ser acelerada, com elevação da temperatura.

As características da matriz têm forte influência nas propriedades mecânicas do compósito, afetando o módulo de elasticidade transversal, a resistência ao cisalhamento e à compressão, por exemplo. Além disso, têm um importante papel na proteção dos elementos de reforço a danos físicos e a agentes de deterioração.

É interessante lembrar que as formulações adesivas à base de resinas polimerizadas são usadas tanto como matriz dos compósitos PRF quanto como elemento de ligação entre o compósito e o concreto. Por atuar como elemento de conexão do compósito com o concreto, a formulação adesiva tem importância fundamental na garantia de um desempenho conjunto da estrutura reforçada. Adesivos de baixa resistência ou mal formulados podem causar perda de aderência e/ou falhas na interface, causando rupturas precoces e comprometendo o comportamento do elemento estrutural, como será abordado em maior profundidade no próximo capítulo.

As características físico-químicas, as temperaturas de cura e de transição vítrea, a viscosidade e a eventual reatividade com as fibras são fatores influentes no desempenho de uma formulação adesiva, e podem influenciar sua escolha. Para Machado (2002), as características fundamentais que devem ser exigidas das resinas que formam as matrizes poliméricas são:

- a) baixa retração durante o processo de cura;
- b) deformação de ruptura compatível com as deformações das armaduras existentes;
- c) permanência de sua estabilidade sob a atuação de agentes químicos;
- d) suficiente capacidade de aderência às fibras do sistema;
- e) módulo de elasticidade da ordem de 2.000MPa;
- f) proteção das fibras contra efeitos do meio ambiente e da abrasão;
- g) garantir a orientação das fibras na matriz.

As resinas podem ainda ser do tipo termorrígidas³ ou termoplásticas⁴, sendo mais comum o emprego de resinas do primeiro grupo para a formação dos compósitos estruturais.

As resinas poliméricas termorrígidas mais usadas são as de base epóxi, poliéster e ester-vinílica, que possuem boa trabalhabilidade e alta resistência a agentes químicos (*fib*, 2001).

As resinas de formulação epoxídica têm, em geral, melhores propriedades mecânicas e de durabilidade do que as resinas poliéster e ester-vinílicas. Além de grande estabilidade química, apresentam excelente adesividade e elevada resistência, o que permite que sejam muito eficientes na transmissão de esforços, induzindo à ocorrência da ruptura no concreto. Por estas razões são as mais empregadas nos PRF, embora seu custo seja mais elevado que o das alternativas. Na Tabela 2.5 constam algumas propriedades típicas das resinas base poliéster, epoxídica e ester-vinílica.

Tabela 2.5: propriedades básicas de algumas resinas termorrígidas (AGARWAL e BROUTMAN, 1990 e ASHLAND CHEMICAL, 2006)

Propriedade	Poliéster	Epoxídica	Ester-vinílica
Peso específico (g/cm ³)	1,1-1,4	1,2-1,3	-
Resistência à tração (MPa)	34,5-103,5	55-130	87,6
Módulo de elasticidade (GPa)	2-4,4	2,75-4,10	3,17
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	55-100	45-65	-
Absorção de água (%)	0,15-0,6	0,08-0,15	-

Por outro lado, as resinas termoplásticas possuem alta resistência ao impacto e à fratura. Muitos termoplásticos possuem deformação superior na ruptura do que os polímeros termorrígidos. Outras vantagens incluem prazo de armazenagem ilimitado quando protegidos da umidade, cura rápida, possibilidade de reutilização, facilidade de manuseio e tolerância a danos. Mesmo com tais vantagens potenciais, o uso estrutural destas resinas ainda é baixo. Um dos maiores obstáculos para incrementar seu uso, apontados pelo ACI 440R (ACI, 2002), está relacionado com a alta viscosidade das matrizes poliméricas

³ Polímeros termorrígidos são aqueles de estrutura molecular em rede com ligações covalentes entre todas as moléculas. Esses polímeros não amolecem, mas se decompõem na presença do calor. Exemplos de polímeros termorrígidos incluem epóxi, poliéster, fenóis, silicones, poliamidas e melaminas (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

⁴ Polímeros termoplásticos são aqueles que, em função de suas cadeias moleculares, podem ser fundidos e reutilizados. São encontrados nas formas cristalina ou amorfa. Exemplos de polímeros termoplásticos incluem polietileno, poliestireno, nylon, policarbonato, poliacetato, poliamida-imida, poliéster-eter cetona, polisulfonato, entre outros (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

termoplásticas e a conseqüente dificuldade de combiná-las com fibras contínuas em processos de produção e operação. Recentemente, no entanto, novos processos de formação dos compósitos, especialmente as bobinas de filamentos e a técnica de pultrusão, têm possibilitado a utilização destas resinas.

2.4 ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DOS COMPÓSITOS TIPO PRF

Segundo Agarwal e Broutman (1990), as propriedades mecânicas básicas dos compósitos estruturados com fibras podem ser estimadas caso as propriedades dos materiais constituintes (fibras e matriz) e seu volume sejam conhecidos. Aplicando a “regra das misturas”, sugerida pela Federação Internacional do Concreto (*fib*, 2001), tem-se:

$$E_f = E_{fib}V_{fib} + E_mV_m \quad (2.1)$$

$$\sigma_f \approx \sigma_{fib}V_{fib} + \sigma_{mat}V_m \quad (2.2)$$

Onde:

E_f = módulo de elasticidade do compósito na direção das fibras;

E_{fib} = módulo de elasticidade da fibra;

E_m = módulo de elasticidade da matriz;

V_{fib} = volume de fibras (%);

V_m = volume da matriz (%);

σ_f = resistência à tração do compósito na direção das fibras;

σ_{fib} = resistência à tração das fibras;

σ_{mat} = resistência à tração da matriz.

As expressões acima relacionam o módulo de elasticidade do compósito com as propriedades elásticas dos constituintes individuais, baseando-se na hipótese de que os mesmos estejam sob a mesma deformação. A condição de deformação uniforme é representada pelo arranjo em paralelo das fases. Na literatura, este modelo é conhecido como Modelo de Voigt.

Como a “regra da mistura” é uma aproximação do comportamento micromecânico dos compósitos fibrosos, o comportamento real efetivo, em termos de tensão \times deformação, só pode ser aferido através de ensaios de tração. A própria *fib* recomenda que as propriedades dos compósitos estruturados com fibras devem ser obtidas diretamente em ensaios que reflitam o comportamento do conjunto fibra e matriz, pois existem efeitos específicos associados ao diâmetro, distribuição e paralelismo das fibras, presença de defeitos localizados, distribuição das frações volumétricas dos componentes e características da interface fibra-matriz (*fib*, 2001).

Devido ao fato de a rigidez e resistência das fibras serem muito maiores do que a rigidez e a resistência da matriz, pode-se admitir que as propriedades de um compósito estruturado com fibras sejam derivadas, principalmente, das propriedades e da área da seção transversal da fase de fibras. Na Tabela 2.6, apresentada a seguir, são feitas comparações entre rigidez e resistência, calculadas através das Equações 2.1 e 2.2, para compósitos com três diferentes frações volumétricas de fibras.

Tabela 2.6: exemplo mostrando o efeito do volume de fibras nas propriedades do compósito

Área da Seção Transversal		Propriedades Estimadas do Compósito					Carga Estimada de Ruptura	
A_{fib} (mm ²)	A_m (mm ²)	A_{tot} (mm ²)	V_{fib} (%)	E_f (MPa)	σ_f (MPa)	Deformação máxima (%)	(kN)	(%)
70	0	70	100	220.000	4.000	1,818	280,0	100,0
70	30	100	70	154.900	2.824	1,823	282,4	100,9
70	70	140	50	111.500	2.040	1,830	285,6	102,0

Onde: $E_{fib} = 220\text{GPa}$; $E_m = 3\text{GPa}$; $\sigma_{fib} = 4.000\text{MPa}$ e $\sigma_{mat} = 80\text{MPa}$

Analisando o exemplo apresentado na Tabela 2.6, verifica-se que comparações entre diferentes compósitos não podem ser feitas considerando-se apenas os valores de resistência e/ou a relação tensão \times deformação. É importante, também, conhecer a composição do material compósito.

No caso dos laminados pré-fabricados, as propriedades do compósito são definidas em função da área da seção transversal, dado normalmente fornecido pelo fabricante. Entretanto, nos sistemas curados *in situ*, a espessura final do compósito e a fração volumétrica de fibras podem variar, dificultando a aplicação das Equações 2.1 e 2.2 para o cálculo das propriedades do compósito.

A incerteza sobre a espessura do compósito nos sistemas curados *in situ* afeta a estimativa de seção transversal e pode conduzir à consideração de valores de resistência e rigidez totalmente inadequados. Valores confiáveis para as propriedades dos compósitos, principalmente nos sistemas curados *in situ*, só podem ser obtidos por meio de ensaios específicos.

Para efeitos de estimativas genéricas, todavia, pode-se admitir que, tipicamente, o volume de fibras presentes nos compósitos do tipo laminado pré-fabricado fica em torno de 50% a 70%, caindo, no caso das mantas flexíveis, para cerca de 25% a 35%.

Buyukozturk et al. (2004) enfatizam, ainda, a idéia de que a efetividade de um reforço utilizando compósitos estruturados com fibras depende largamente das propriedades do material e do tipo de elemento a ser reforçado. A Figura 2.4 compara o módulo de elasticidade do concreto, do alumínio e do aço com os dos compósitos comumente encontrados no mercado. Já a Figura 2.5 apresenta a relação tensão \times deformação destes materiais.

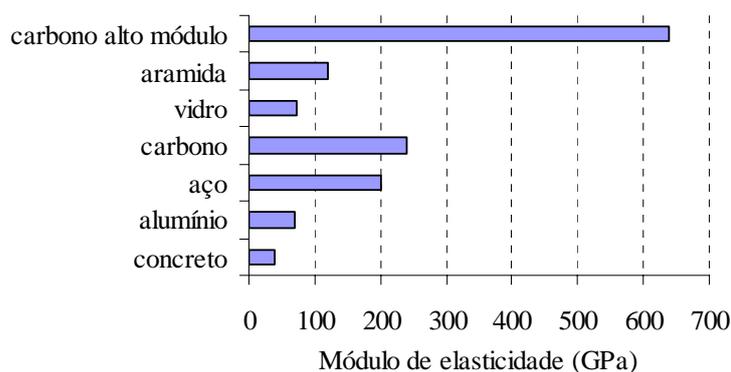


Figura 2.4: módulo de elasticidade para materiais convencionais e diferentes compósitos estruturados com fibras

Verifica-se na Figura 2.4 que todos os tipos de compósitos estruturados com fibras apresentam módulo de elasticidade superior ao do concreto. Já em relação ao aço, apenas os compósitos de fibra de carbono superam seu módulo de elasticidade. Por esta razão, para Buyukozturk et al. (2004), a aplicação de reforços com compósitos estruturados com fibras em elementos de aço são menos vantajosos, eficientes e economicamente viáveis do que em elementos de concreto e alumínio. Apesar disso, aplicações de compósitos em estruturas de aço danificadas por carregamento cíclico também são reportadas na literatura.

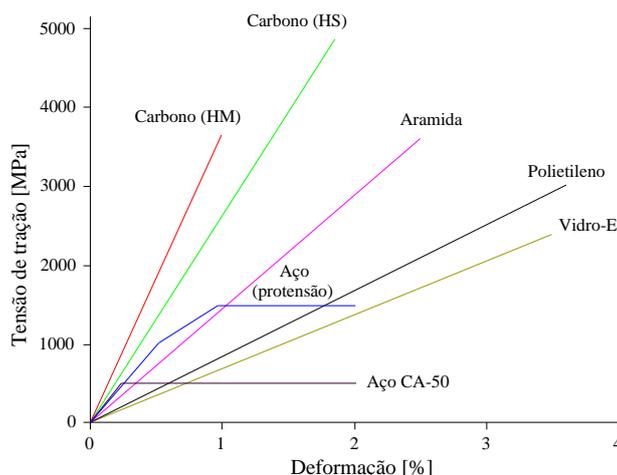


Figura 2.5: relação tensão \times deformação típica para o aço e fibras

Independentemente do tipo de fibra ou método de formação do compósito empregado, todos os PRF simples apresentam o mesmo comportamento tensão \times deformação, ou seja, linear elástico até a ruptura. Esta propriedade dos compósitos de PRF é muito importante do ponto de vista estrutural.

Além de evidenciar diferenças na resistência última e módulo de elasticidade dos diferentes tipos de materiais considerados, as curvas da Figura 2.5 mostram claramente o contraste entre o comportamento frágil dos PRF e o comportamento dúctil do aço. Segundo Teng et al. (2002) isto leva a duas conseqüências estruturais principais:

- Primeiro, estes materiais não possuem a ductilidade do aço, e sua fragilidade pode influenciar e limitar o comportamento dúctil dos elementos de concreto reforçados com PRF. Todavia, estes materiais podem aumentar consideravelmente a resistência e a ductilidade quando usados para confinamentos de pilares, por exemplo.
- A segunda implicação do comportamento frágil dos compósitos é que a sua capacidade de redistribuição de tensões é restrita, devido à falta de ductilidade. Conseqüentemente, o dimensionamento de estruturas reforçadas com PRF colados externamente não pode seguir os métodos tradicionais para cálculo de estruturas de concreto armado, com a contribuição do compósito tratada simplesmente como sendo equivalente à do aço, ajustada para as diferenças de módulo e seção transversal.

De acordo com Meier (2005a), a questão de qual fibra é a mais adequada para cada uso ainda é passível de discussão. De forma geral, apesar de os compósitos reforçados com fibras de carbono apresentarem propriedades mecânicas superiores, sua escala de utilização para aplicações diversas ainda é pequena, comparada com a de PRFs de fibra de vidro, devido ao alto custo de produção das fibras. Quando se foca o uso para fins estruturais, todavia, as propriedades das fibras de carbono se tornam mais atraentes e a questão do custo se torna relativa.

A Tabela 2.7, extraída de Meier (1995), apresenta uma comparação qualitativa entre os diferentes PRF para aplicações em reforço de estruturas de concreto armado.

Tabela 2.7: comparação qualitativa entre compósitos de carbono, aramida e vidro (MEIER, 1995)

CRITÉRIO	COMPÓSITOS		
	Carbono	Aramida	Vidro
Resistência à tração	Muito boa	Muito boa	Muito boa
Resistência à compressão	Muito boa	Inadequada	Boa
Módulo de elasticidade	Muito bom	Bom	Adequado
Comportamento ao longo do tempo	Muito bom	Bom	Adequado
Comportamento à fadiga	Excelente	Bom	Adequado
Densidade volumétrica	Boa	Excelente	Adequada
Resistência alcalina	Muito boa	Bom	Inadequada
Custo	Adequado	Adequado	Muito bom

A comparação qualitativa entre as fibras de carbono, vidro e aramida sugere que as três possuem características adequadas para aplicações estruturais em reforços, tais como na recuperação de vigas de concreto armado subarmadas ou corroídas, por exemplo. Na escolha da fibra deve-se levar em consideração o ambiente ao qual o reforço estará exposto e o incremento de carga demandado pela estrutura. Além disto, os custos diretos e indiretos de cada sistema devem ser avaliados, resultando numa escolha que compatibiliza custos e necessidades estruturais. Meier (2005a) argumenta que na recuperação de pontes, por exemplo, a fibra de carbono é mais apropriada, uma vez que ela é resistente aos álcalis e não sofre fadiga estática, dois argumentos importantes para tal uso. A maioria dos sistemas compósitos utilizados como reforços de estruturas na engenharia civil, atualmente, usa fibras de carbono embebidas numa matriz de base epóxi. Em algumas aplicações de menor responsabilidade, compósitos de fibra de vidro também tem sido empregados com sucesso.

2.4.1 Processos de fabricação

Diferentes sistemas de compósitos poliméricos reforçados com fibras (PRF) podem ser encontrados, que diferem em função dos materiais constituintes e da forma e técnica de fabricação empregada. Os compósitos PRF podem ser obtidos tanto através de sistemas de preparação *in situ* como com técnicas de pré-fabricação, como discutido a seguir.

2.4.1.1 Sistemas curados *in situ*

Os compósitos obtidos com o sistema de curado *in situ* são formados pela aplicação de segmentos de fibras contínuas, sob a forma de fios, mantas ou tecidos, em estado seco ou pré-impregnado, sobre uma camada de adesivo de base epóxi previamente espalhada sobre a superfície do elemento a ser reforçado (ACI 440R, 2002; *fib*, 2001). O sistema transforma-se em um compósito após a cura da formulação adesiva, que se dá por polimerização. O adesivo, também chamado de resina de saturação, forma a matriz do compósito, e é responsável pela transferência de esforços entre as fibras e destas para a superfície onde está aderida, como explica BEBER (2003).

Os compósitos PRF curados *in situ* podem ser divididos em vários sub-grupos conforme mostrado no Quadro 2.1. Como se pode ver nesse quadro, as fibras podem apresentar-se no estado seco ou pré-impregnadas com uma pequena quantidade de resina.

Quadro 2.1: descrição dos PRF nos sistemas curados *in situ*

Designação	Descrição	Orientação das fibras	Estado
MANTAS OU REFORÇO UNIDIRECIONAL	Disposição de faixas contínuas e paralelas de fibras sobre uma rede de proteção (200g/m ² - 300g/m ²)	unidirecional	seca ou pré-impregnada ^b
TECIDOS	<i>Woven roving</i> ^a	Entrelaçamento direcionado de dois fios ou faixa de fibras (600g/m ² - 800g/m ²)	seco
	<i>Mat</i> ^a	Espalhamento aleatório das fibras em uma esteira rolante onde são pulverizados com resina para adquirir consistência	seco ou pré-impregnado ^b
	<i>Cloth</i> ^a	Fios contínuos formados por processo têxtil convencional (150g/m ² - 400g/m ²)	uni, bi ou multidirecional

^a designação internacional para o arranjo de fibras no plano.

^b aplicação de uma leve camada de resina sem a cura total.

A Figura 2.6 apresenta um esquema do processo de fabricação de mantas flexíveis pré-impregnadas com resina epóxi, formando o chamado sistema pré-peg, muito empregado atualmente, pois permite manter as fibras alinhadas durante a aplicação sobre a superfície do elemento a ser reforçado.

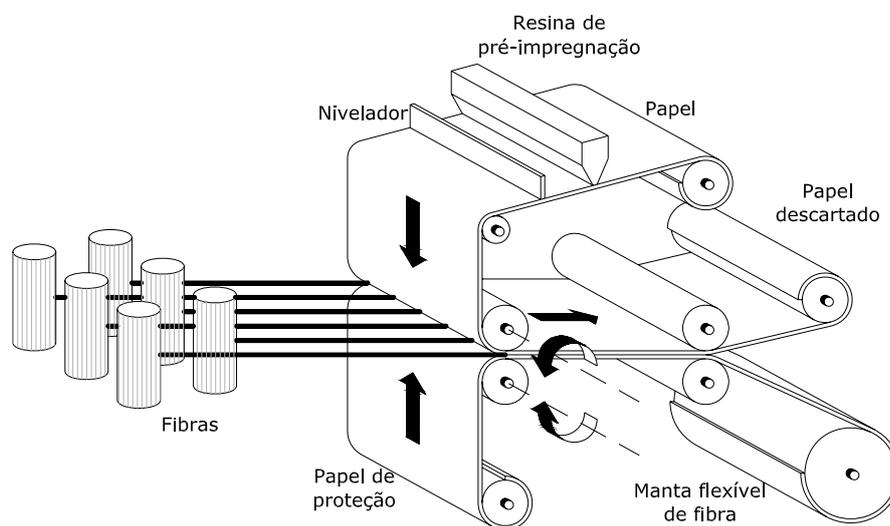


Figura 2.6: processo de fabricação dos sistemas curados *in situ*

2.4.1.2 Sistemas pré-fabricados

Os sistemas pré-fabricados são laminados que resultam da impregnação de um conjunto de feixes ou camadas contínuas de fibras por uma resina termorrígida, através de um processo de pultrusão com controle de espessura e largura. A pultrusão é um processo automatizado contínuo que combina ações de tração e extrusão na produção do compósito PRF com seção transversal constante. O processo de pultrusão pode ser observado no diagrama esquemático da Figura 2.7 e na seqüência de fotos da Figura 2.8.

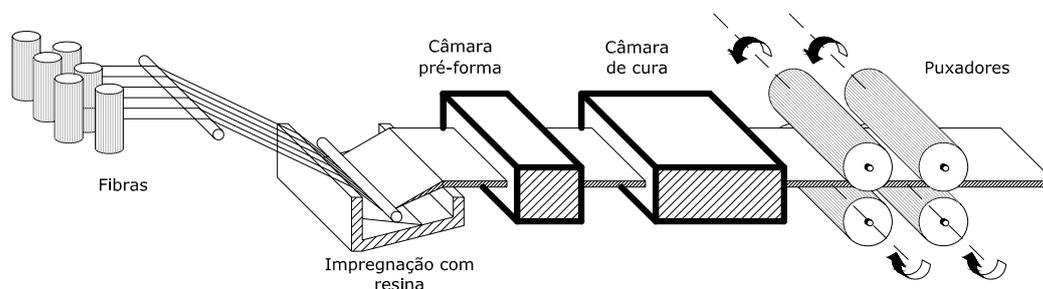


Figura 2.7: diagrama esquemático do processo de pultrusão (BEBER, 2003)

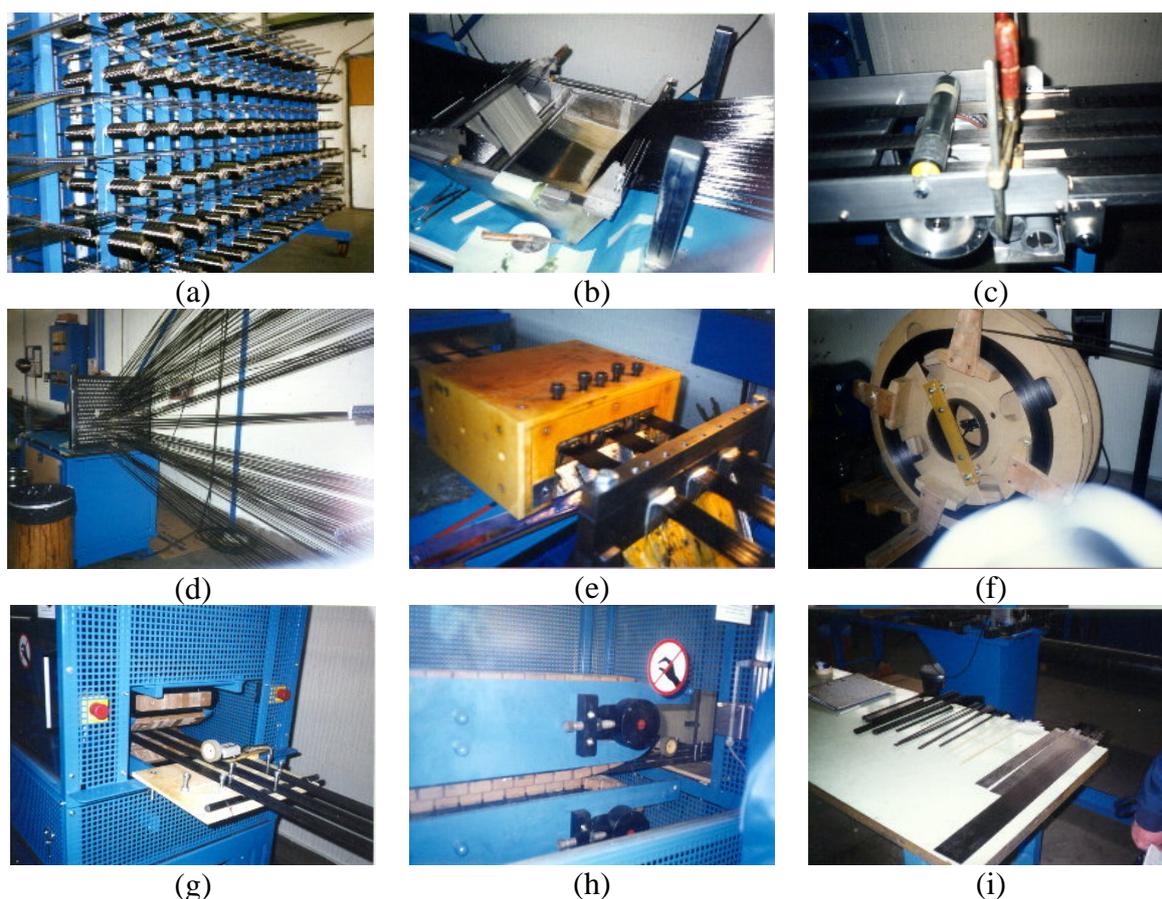


Figura 2.8: seqüência de fotos do processo de pultrusão de PRF (BISBY e FITZWILLIAM, 2003)

Durante a pultrusão, um conjunto de fios contínuos é puxado por uma máquina, sendo submetidos a um banho de resina e comprimidos por um molde aquecido, que promove a cura e dá forma final ao PRF. Podem ser fabricadas assim barras ou perfis.

Este processo permite obter compósitos com elevada fração volumétrica de fibras (superiores a 60% – 65%), com alta resistência à tração e rigidez na sua direção principal (AGARWAL e BROUTMAN, 1990).

2.4.2 Sistemas compósitos disponíveis comercialmente

Os principais sistemas de recuperação e reforço estrutural para uso na técnica de colagem externa disponíveis no mercado são apresentados na Tabela 2.8. Dos sistemas apresentados na tabela, apenas os denominados CarboDur S, H e M, comercializados pela empresa Sika, são do tipo pultrudado. Os demais são constituídos por reforços unidirecionais flexíveis.

Tabela 2.8: Principais sistemas de recuperação estrutural existentes no mercado

Sistema PRF	Tipo de fibra	Peso (g/cm ²)	Resistência à tração* (MPa)	Módulo de elasticidade* (GPa)	Deformação máxima* (%)
Fyfe CO					
Tyfo SEH-51	Vidro	930	575	26,1	2,2
Tyfo SCH-35	Carbono	--	991	78,6	1,3
Mitsubishi Chemical Corporation					
Replark 20	Carbono	200	3400	230	1,5
Replark 30	Carbono	300	3400	230	1,5
Replark MM	Carbono	--	2900	390	0,7
Replark HM	Carbono	200	1900	640	0,3
Sika					
Hex 100G	Vidro	913	600	26,1	2,2
Hex 103C	Carbono	618	960	73,1	1,3
CarboDur S	Carbono	2240	2800	165	1,7
CarboDur M	Carbono	2240	2400	210	1,2
CarboDur H	Carbono	2240	1300	300	0,5
S&P Clever Reinforcement Company					
S&P A-Sheet 120	Aramida	290	2900	120	2,5
S&P C-Sheet 240	Carbono	200 - 400	3800	240	1,55
S&P C-Sheet 640	Carbono	400	2650	640	0,4
S&P G-Sheet E	Vidro	175 - 800	3400	73	4,5
S&P G-Sheet AR	Vidro	175 - 800	3000	65	4,3
BASF Construction Chemical					
Mbrace EG 900	Vidro	900	1517	72,4	2,1
Mbrace CF 530	Carbono	300	3500	373	0,94
Mbrace AK 60	Aramida	600	2000	120	1,6

* Propriedades relativas às fibras

O guia de dimensionamento do ACI 440.2R (2002) recomenda o uso das propriedades elásticas da fibra (módulo de elasticidade, resistência à tração e deformação máxima) quando do cálculo do reforço. Neste caso, utiliza-se como espessura do reforço somente a espessura da fibra, desprezando a matriz. Esta recomendação justifica-se pelo fato de que sistemas curados *in situ* produzem compósitos com espessuras que podem variar ao longo da camada de reforço e também porque as características de desempenho conferidas pela matriz são desprezíveis, como já discutido.

2.5 INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE REFORÇO TIPO PRF COLADO

Diversos procedimentos de execução de reforços com PRF colados na superfície do elemento têm sido desenvolvidos pelos fabricantes das fibras e resinas. Os mesmos

apresentam uma boa similaridade, com pequenas diferenças entre si. Os procedimentos de instalação recomendados podem variar de acordo com a situação do substrato e do tipo de reforço requerido.

O bom desempenho do sistema de reforço dependerá da competência da equipe que executa os serviços. A preparação do substrato que receberá o reforço tem importância fundamental na garantia do funcionamento e eficácia do sistema. Atenção especial a esta operação deve ser dada tanto pela equipe de execução como pelo engenheiro responsável na instalação do sistema.

Basicamente, as etapas de construção do sistema de reforço com PRF são as seguintes:

- a) Limpeza, preparação e recuperação do substrato para que o sistema possa ser aderido com segurança;
- b) Em alguns sistemas sugere-se a imprimação da superfície sobre a qual será aplicado o sistema com uma formulação quimicamente compatível, de viscosidade mais baixa, denominada *primer*, para consolidar o substrato e estabelecer uma ponte de aderência com a formulação adesiva que formará a matriz do compósito;
- c) Em algumas situações sugere-se a regularização e correção das imperfeições superficiais do substrato de concreto, com uma camada maior de resina tixotrópica, às vezes denominadas de *putty*, de modo a estabelecer um plano adequadamente nivelado para aplicação do reforço
- d) Execução do reforço propriamente dito, com aplicação dos tecidos ou laminados. Nesta etapa, os procedimentos diferem entre o sistema curado *in situ* e pré-fabricado, como descrito nas seções seguintes.

A temperatura, a umidade relativa do ar e a umidade superficial no momento da aplicação podem afetar o desempenho do reforço. Estas condições devem ser verificadas antes e durante a aplicação do sistema (ACI 440.2R, 2002). Os adesivos em geral não devem ser aplicados em superfícies frias ou geladas. Quando a temperatura superficial do concreto estiver abaixo do nível mínimo especificado pelo fabricante dos sistemas de reforço com PRF, pode ocorrer saturação imprópria das fibras e cura inadequada do sistema. Em geral, a temperatura do ambiente e da superfície que receberá o reforço deve estar acima de 20°C. Superfícies úmidas ou molhadas também prejudicam a ligação entre o compósito PRF e o substrato, a menos que as resinas sejam formuladas para aplicação neste tipo de superfície.

2.5.1 Preparação do substrato

O comportamento de elementos de concreto reforçados ou reabilitados com compósitos PRF é altamente dependente das condições do substrato e da correta preparação superficial. Uma superfície mal preparada pode resultar em falhas por descolamento do reforço antes que o carregamento de projeto seja transferido.

O ACI 440.2R (2002) recomenda que problemas associados à condição original do concreto, que podem comprometer a integridade do sistema PRF, devem ser tratados antes de se iniciar a preparação da superfície que receberá o reforço. O sistema de reforço não pode ser aplicado em substratos onde haja suspeita de corrosão da armadura. As forças expansivas associadas ao processo de corrosão são difíceis de determinar e poderão comprometer a integridade do sistema de reforço. A corrosão deve ser tratada antes de se iniciar qualquer tipo de reforço ou recuperação.

A resistência do substrato, necessária para a transferência de esforços ao sistema PRF, é um parâmetro importante para aplicações condicionadas à condição de colagem crítica, como nos casos de reforço à flexão e ao cisalhamento. Segundo Machado (2002), a tensão de tração mínima do substrato deverá ser igual a 1,4MPa e os sistemas compósitos aderidos externamente não devem ser aplicados em concretos com resistência à compressão inferior a 14MPa.

O ACI 440.2R (2002) recomenda que fissuras com largura superior a 0,3mm devem ser injetadas com resina epoxídica a fim de prevenir qualquer efeito sobre o desempenho do sistema de reforço. Pequenas fissuras expostas a ambientes agressivos são caminhos fáceis para a entrada de agentes de degradação da estrutura.

A preparação da superfície de colagem do sistema PRF deve ser realizada de acordo com o tipo de aplicação. Aplicações de reforço à flexão e ao cisalhamento em vigas, lajes, pilares ou paredes são chamadas de colagem crítica pois necessitam de ligação perfeita entre compósito e concreto. Por outro lado, o confinamento de pilares requer uma ligação do tipo contato entre o compósito e o concreto.

2.5.2 Mistura das resinas

A mistura dos componentes das resinas deve ser feita de acordo com a recomendação do fabricante. Todos os seus componentes devem ser misturados em temperatura apropriada e proporções adequadas até produzir uma mistura uniforme e completa das partes. Cuidados

relacionados ao tempo de utilização da resina devem ser observados, pois o uso após este tempo diminui a penetração da resina na superfície ou prejudica a saturação das fibras.

2.5.3 Aplicação do sistema PRF

Após a preparação adequada do substrato, o sistema de reforço com PRF poderá ser aplicado. O primeiro passo é a aplicação do *primer* na superfície do concreto, a fim de promover uma ponte de aderência entre os materiais que serão aderidos. Caso necessário, poderá também ser utilizada uma resina chamada *putty*, que tem como função preencher os vazios e leves discontinuidades superficiais. As resinas *primer* e *putty* devem ser adequadamente curadas antes de se prosseguir com o processo de aplicação do sistema compósito.

Os sistemas curados *in situ* ou pré-fabricados são tipicamente aplicados manualmente utilizando manta ou tecido e resina saturante. A resina saturante deve ser aplicada uniformemente em todo o substrato, podendo também ser aplicada sobre a fibra separadamente. A manta ou tecido é então colocada e levemente pressionada sobre a resina fresca. As bolhas de ar presentes entre as camadas de resinas e o compósito devem ser completamente expulsas antes da saturação da resina.

A diferença entre os sistemas pré-fabricado e o curado *in situ* é que, no caso do primeiro, a resina é utilizada somente para promover a ligação entre o compósito e o substrato de concreto, tendo, no segundo, a função de matriz e adesivo.

2.6 DURABILIDADE DE ELEMENTOS REFORÇADOS COM PRF

Uma das mais importantes questões ainda não resolvidas diz respeito à durabilidade dos PRF (NANNI, 2003). O conhecimento do efeito dos condicionantes do ambiente, das ações e do fogo sobre os elementos de concreto reforçados externamente com PRF é necessário para a otimização e consolidação desta técnica de reforço.

2.6.1 Agressividade do ambiente

A maioria das estruturas de concreto que necessitam de algum tipo de reforço ou reabilitação estão expostas a severas condições ambientais. Climas frios, ação de congelamento e radiação ultravioleta são exemplos de condições ambientais que exercem

papel muito importante na modificação da matriz dos compósitos, com conseqüente degradação da aderência.

Um fenômeno comumente encontrado em PRF de vidro é chamado *fibre pop-out*, que se caracteriza pela presença de fibras soltas sobre a matriz. Isso ocorre normalmente após aproximadamente cinco anos de exposição em ambiente externo sem proteção adicional (BLAGA, 1984).

O efeito da umidade e de temperaturas elevadas na ligação entre o compósito e o substrato que irá receber o reforço foi também estudado por Aiello e Sciolti (2005). Os resultados demonstraram que, para as amostras reforçadas com PRF de carbono, a rigidez da interface e a resistência de aderência máxima diminuíram após a exposição a um ambiente com 100% de umidade e com uma temperatura de 40°C. Por outro lado, as amostras reforçadas com PRF de vidro, expostas às mesmas condições das do carbono, não apresentaram nenhum efeito degenerativo.

A durabilidade de PRF de vidro e carbono colados externamente em elementos de concreto sujeitos a ciclos de congelamento e degelo, variações de temperatura e contato com soluções alcalinas foi estudada por Mukhtar et al. (2001). Os elementos reforçados com PRF de vidro, sujeitos a ciclos de congelamento e degelo, apresentaram queda na resistência da ordem de 10%, efeito este não verificado nos elementos reforçados com PRF de carbono. No entanto, Mukhtar et al. (2001) verificaram que a resistência de aderência entre o substrato de concreto e o PRF foi adversamente afetada pelas soluções altamente alcalinas, ciclos de congelamento e degelo e variações de temperatura em ambos.

Mesmo em ambientes severos como ciclos de secagem e molhagem, vigas reforçadas externamente com PRF mostraram aumento na capacidade de carga. No entanto, este aumento na capacidade de carga é menor em vigas expostas a ambientes agressivos quando comparadas com os mesmos elementos condicionados a temperatura ambiente (TOUTANJI e GÓMEZ, 1997). É difícil explicar o fenômeno de redução da resistência em vigas reforçadas sujeitas à agressividade ambiental, uma vez que a ruptura destes corpos-de-prova se deu por descolamento na interface fibra-concreto e não por ruptura da fibra. Nestes casos, a redução na melhoria da resistência pode ser atribuída à degradação da resina epoxídica.

Estudos realizados por Grace (2004) em vigas reforçadas externamente com laminados pré-fabricados e mantas curadas *in situ* de fibra de carbono expostas a condições

ambientais adversas revelam que a presença de 100% de umidade em períodos longos diminui a capacidade resistente em 33%. Em geral, a capacidade resistente de vigas reforçadas com PRF é reduzida após longos períodos de exposição a 100% de umidade, secagem, congelamento e degelo e expansão térmica.

Mudanças na estrutura química dos polímeros causadas pela exposição à radiação UV são o resultado de uma complexa série de processos envolvendo um efeito combinado entre os raios ultravioleta e o oxigênio presente na atmosfera. A degradação dos polímeros inicia-se por uma absorção dos raios UV, que resulta na divisão da cadeia e/ou ligações cruzadas. A subsequente reação com o oxigênio dá origem à formação de grupos funcionais, tais como C=O, COOH e O-O. Essa fotodegradação geralmente acontece na camada superficial dos polímeros. Ainda assim, em alguns casos, essa degradação superficial pode afetar as propriedades mecânicas do compósito. As zonas afetadas podem servir de pontos de concentração de tensões e induzir ruptura para níveis de tensão muito baixos, quando comparados com amostras não expostas à radiação UV.

O efeito da radiação UV combinado com a ação da temperatura, umidade e ciclos de congelamento e degelo conduzem à erosão superficial do polímero, resultando numa substancial perda de resina, podendo deixar as fibras a mostra. Em aplicações exteriores é comum usar algum tipo de proteção contra a incidência direta dos raios ultravioleta.

2.6.2 Resistência ao fogo

Um dos problemas que os PRF enfrentam é a suscetibilidade ao fogo, devido ao fato de as resinas perderem qualquer função aderente acima dos 80°C. Lima (2001) investigou o efeito das altas temperaturas no reforço estrutural com tecidos de fibra de carbono colados externamente. De acordo com a pesquisa realizada pelo autor, a segurança de elementos estruturais reforçados com esta técnica, quando submetidos a elevadas temperaturas, deve efetivamente ser motivo de preocupação. Os ensaios realizados demonstraram que a perda de desempenho é crescente com o aumento da temperatura e é ocasionada principalmente pela volatilização do adesivo de base epóxi utilizado para a formação do elemento compósito.

Como em qualquer construção, os compósitos PRF utilizados devem cumprir exigências mínimas de segurança contra incêndios conforme determina o código local. As normas para a utilização de materiais compósitos em edifícios ou outro tipo de aplicação não são

suficientes para garantir a segurança contra os danos causados pelo fogo nestas estruturas. Os projetistas, neste caso, devem selecionar materiais e procedimentos de execução que atendam aos requisitos de segurança regulamentados. A resistência ao fogo dos compósitos é limitada pela instabilidade da resina exposta a elevadas temperaturas.

2.6.3 Efeito do carregamento

Os materiais constituintes de uma estrutura sujeitos a ciclos de carga e descarga podem sofrer danos por fadiga. Além do mais, cargas suportadas durante um longo período de tempo podem gerar fluência dos materiais. É importante notar que em função da recente utilização dos materiais compósitos na construção civil existe uma carência de informação a respeito das conseqüências a longo prazo desses efeitos na integridade do reforço.

A fluência caracteriza-se por um aumento da deformação com o tempo em um estado permanente de tensão. Nos materiais compósitos, a deformação por fluência depende do nível de tensão aplicada, da temperatura do ambiente e da distribuição das tensões na interface fibra-matriz. Em geral, um material compósito termoendurecido e altamente reticulado apresenta níveis mais baixos de fluência do que um material termoplástico. A exceção das fibras poliméricas (aramida), as fibras de carbono e vidro não apresentam fluência apreciável para o nível de carregamento típico comumente utilizado na construção civil.

A fadiga nas estruturas reforçadas com PRF pode ser considerada como um modo de ruptura secundário devido a sua importância em pontes e viadutos. O fenômeno da fadiga em vigas de concreto armado reforçadas com PRF será investigado em maior profundidade nos capítulos seguintes, uma vez que seu estudo apresenta-se como um dos objetivos principais deste trabalho.

2.7 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DOS SISTEMAS PRF

Existe uma grande variedade de estruturas em que os sistemas compósitos estruturados com fibras podem ser utilizados. Essencialmente, o reforço através de PRF aderido externamente é utilizado como reforço e recuperação em elementos sujeitos a esforços de flexão e cisalhamento, tais como: vigas, lajes, pilares, chaminés, tanques, silos, reservatórios, muros de arrimo, vigas-parede, alvenarias, tubulações de grande diâmetro, túneis, bem como adaptação de estruturas existentes a novos carregamentos.

Como já registrado, as primeiras aplicações de reforço com compósitos poliméricos estruturados com fibras ocorreram na Europa, principalmente na Suíça, onde a técnica foi inicialmente estudada pelo EMPA.

A primeira aplicação efetiva dos polímeros estruturados com fibras de carbono ocorreu durante o reparo da ponte Ibach, localizada na cidade de Luzerna, em 1991 (MEIER, 1995). A construção dessa ponte com uma seção do tipo caixão e um vão total de 228m foi finalizada em 1969. A recuperação se fez necessária em virtude de um acidente envolvendo os cabos de protensão, no qual diversos deles foram completamente danificados. Como resultado, o tráfego de cargas pesadas foi suspenso até o término dos trabalhos de recuperação. Para o reforço estimava-se que seriam necessários 175kg de chapas de aço. Este montante considerável pôde ser substituído por apenas 6,2kg de compósitos estruturados com fibras de carbono.

Compósitos poliméricos estruturados com fibra de vidro também foram utilizados para reparar uma ponte rodoviária na Alemanha, de modo a reduzir o nível de tensão nos cabos de aço protendidos. Esta ponte, Ulenbergstrasse, foi a primeira ponte construída com barras de PRF de vidro protendidas em conjuntos com cabos de aço. Cada um dos 59 cabos de PRFV foi constituído por 19 barras. A ponte foi aberta ao tráfego em 1986 e desde então é feito o controle permanente dos cabos, atestando comportamento estrutural normal (TAERWE, 1993).

Outra aplicação pioneira, utilizando um laminado de fibra de vidro, ocorreu em 1986 na ponte Kattenbusch, também na Alemanha. De acordo com Meier (2002), a técnica de colagem de laminados de vidro nesta ponte foi desenvolvida para reforçar as juntas de construção. Testes de carga mostraram redução na abertura das fissuras e diminuição na amplitude de tensões à fadiga. Nesta aplicação, o comportamento estático e dinâmico mostrou-se equivalente ao do reforço de chapas de aço, e espera-se um desempenho superior à corrosão.

Nas Figuras 2.9, 2.10 e 2.11 são apresentadas algumas aplicações de recuperação de pontes canadenses com compósitos de fibra de carbono.



Figura 2.9: um dos vãos da ponte Maryland reforçado com PRF de carbono (BISBY E FITZWILLIAM, 2003)



Figura 2.10: ponte John Hart (BISBY e FITZWILLIAM, 2003)



Figura 2.11: reforço negativo da ponte Country Hills Boulevard (BISBY e FITZWILLIAM, 2003)

2.7.1 Aplicações dos sistemas compósitos no Brasil

A primeira utilização do sistema compósito reforçado com fibras de carbono ocorreu em 1998 no reforço do Viaduto Santa Teresa, em Belo Horizonte, MG. Foram utilizadas 3.870m^2 de lâminas de carbono (MACHADO, 2002). Este viaduto foi construído entre os anos de 1925 e 1927 e apresentava manifestações patológicas que exigiam a completa

recuperação estética e estrutural. Foram reforçadas à flexão todas as lajes e vigas principais, e, à flexão e ao cisalhamento, todas as transversinas, visando atender à classe rodoviária de 45tf. Na Figura 2.12 visualiza-se um vão típico do viaduto com todos os elementos reforçados.



Figura 2.12: reforço do Viaduto Santa Teresa (MACHADO, 2002)

Outra aplicação que merece destaque é a do reforço estrutural com lâminas de fibra de carbono da torre da TV Globo no Rio de Janeiro, RJ. O reforço foi realizado para permitir a colocação de novos equipamentos de transmissão de sinais. A Figura 2.13 apresenta a antena da TV Globo antes e depois da execução do reforço.

Outras aplicações incluem o reforço de uma ponte da Companhia Vale do Rio Doce, do edifício da Caixa Econômica Federal em Belo Horizonte e a recuperação e reforço estrutural do Grande Hotel de Araxá, em Araxá, MG, entre outras.



Figura 2.13: antena da TV Globo do Rio de Janeiro, RJ. Antes e depois da execução do reforço (MACHADO, 2002)

Capítulo 3 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS REFORÇADOS COM PRF

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são abordados temas relativos ao comportamento estrutural dos elementos reforçados com PRF, com foco na análise dos seus modos de ruptura. A abordagem do fenômeno será centrada, em especial, no caso dos reforços à flexão, tendo em vista que este é um dos usos mais frequentes de PRF, no qual várias ocorrências de rupturas prematuras foram registradas.

Inicialmente, são discutidos alguns aspectos relativos ao comportamento de ruptura de estruturas de concreto reforçadas com materiais compósitos, causada pela perda de aderência entre estes dois materiais, visto que este é um dos mecanismos principais de falha. Em seguida, é feita uma discussão sobre o comportamento à ruptura. Os modos de ruptura prematura mais importantes são então discutidos, com destaque para uma análise do comportamento à fadiga de elementos reforçados, aspecto que ainda não foi investigado em profundidade pelos pesquisadores da área e que se constitui no principal modo de ruptura que este trabalho se propôs a investigar.

3.2 IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DOS MODOS DE RUPTURA

Como discutido no capítulo 2, a tecnologia de reforço com polímeros estruturados com fibras, que se iniciou na década de 1980, se difundiu nos anos 90 e hoje está em franca evolução, como demonstra o gráfico de utilização de fibras de carbono apresentado por Meier (2005b), contido na Figura 3.1. Como se pode ver na figura, uma previsão sobre a evolução do consumo de compósitos de fibra de carbono, elaborada em 1994, estimava que o mesmo, em 2003, chegaria a 2.000 toneladas. No entanto, o consumo efetivo, em 2003, foi de cerca de 3.400 toneladas, valor bastante superior ao previsto.

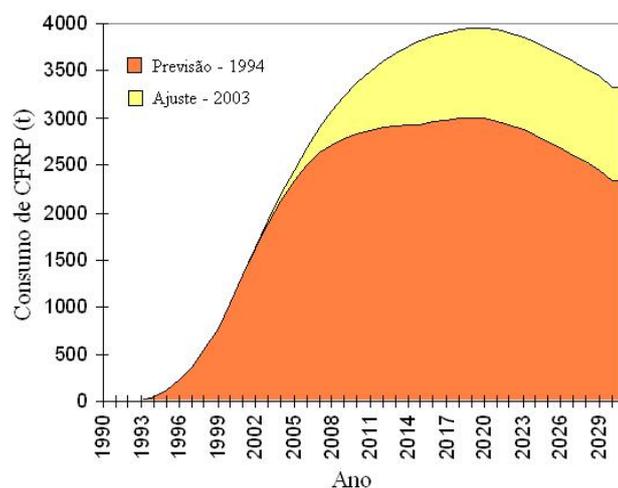


Figura 3.1: previsão de consumo de PRF de fibra de carbono (MEIER, 2005b)

Considerando este novo cenário, a previsão anterior foi ajustada, gerando uma nova curva, também mostrada na Figura 3.1, que estima que em 2020 cheguemos a um consumo de cerca de 4.000t de PRFC. Apesar deste considerável ajuste, existem indícios que, em função do aprimoramento do processo de obtenção dos compósitos e da difusão da técnica de emprego dos mesmos, o consumo possa estar evoluindo ainda mais rapidamente.

Acompanhando esta expansão de interesse, nos últimos anos o conhecimento sobre o comportamento de estruturas reforçadas com PRF também se ampliou consideravelmente, como evidenciam os trabalhos desenvolvidos por Saadatmanesh e Ehsani (1990); Triantafillou e Plevris (1992); Al-Sulaimani et al. (1994); Chajes et al. (1995); Meier (1995); Nanni (1995); Quantil et al. (1996a e b); Arduini e Nanni (1997); Varastehpour e Hamelin (1997); Garden et al. (1998); Grace et al. (1998); Beber (1999 e 2003); Bonacci e Maalej (2000); Garcez (2002); Teng et al. (2002); Nystrom et al. (2003); Yin e Wu (2003); Einde et al. (2003); Mufti (2003); Lam e Teng (2003); Fam e Rizkalla (2003); Bank et al. (2003); Hollaway (2003); Ulloa (2004); Kumar et al. (2004); Anania et al. (2005), entre outros. Importantes avanços foram obtidos em relação à tecnologia de aplicação (MEIER, 1995; NANNI, 1995; EINDE et al., 2003; MUFTI, 2003; HOLLAWAY, 2003; KUMAR et al., 2004; MEIER, 2005b), com desenvolvimento e validação de técnicas de dimensionamento (TRIANTAFILLOU e PLEVRIS, 1992; VARASTEHPOUR e HAMELIN, 1997; BEBER, 1999; EL-MIHILMY e TEDESCO, 2000; ARYA et al., 2002) e caracterização dos modos de falha (GARDEN e HOLLAWAY, 1998; SMITH e TENG, 2002; TENG et al., 2003; BUYUKOZTURK et al., 2004; MENEGHETTI et al., 2005). Isto permitiu oferecer soluções de recuperação e reforço confiáveis para diferentes

elementos estruturais. Além disso, o custo total do sistema de reforço com fibras diminuiu, o que vem refletindo no aumento e popularização desta técnica.

No Brasil, os estudos com PRF iniciaram-se há mais ou menos 10 anos, sendo o Grupo de Pesquisa do Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS um dos pioneiros. Resultados desses estudos podem ser encontrados em Beber (1999), Fortes et al. (2000), Salles Neto e Mello (2000), Garcez (2002), Araújo e Bittencourt (2003), Sanches et al. (2003) e Silva Filho (2005).

Seguindo tendências mundiais, o uso destes materiais poliméricos no país já transcendeu a esfera das técnicas de reforço. Como destacam Correia et al. (2005), os PRF, anteriormente utilizados basicamente como material de reforço ou recuperação de estruturas de concreto armado, começam a ser empregados na forma de tecidos ou chapas coladas externamente; como barras pultrudadas, em substituição à armadura convencional de aço; ou, em pesquisas recentes, como perfis pultrudados estruturais, que podem ser usados, por exemplo, na formação de tabuleiros de pontes.

Neste panorama, a caracterização do comportamento estrutural das estruturas reforçadas com materiais compósitos é fundamental para o desenvolvimento de especificações de projeto adequadas, baseadas em parâmetros de serviço e outros critérios específicos. Muitas especificações atuais são ambíguas e incompletas, criadas a partir das especificações dos fabricantes, o que pode levar a um desempenho deficiente ou a um aumento dos custos. Além disto, é necessário adaptar as técnicas de dimensionamento para considerar os diferentes modos de ruptura observados em estruturas reforçadas. Além dos modos tradicionais de esmagamento do concreto e escoamento da armadura, temos a possibilidade de ruptura do reforço e vários modos de falha prematuros.

Alguns dos modos de ruptura prematuros mais comuns estão associados à perda de aderência entre o concreto e compósito, aspecto fundamental para garantir um adequado comportamento da estrutura reforçada. Dada sua importância, considera-se que o estudo do mecanismo de aderência entre o compósito de reforço e a estrutura original de concreto armado necessita ser aprofundado. Um dos objetivos do presente trabalho é justamente contribuir para caracterizar melhor a resistência de aderência e avaliar a influência da ancoragem em alguns modos de ruptura. Por isto, considera-se adequado apresentar, a seguir, uma revisão dos mecanismos envolvidos na aderência concreto-reforço para, em

seguida, discutir os modos de ruptura tradicionais e os modos de ruptura prematuros normalmente registrados em vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRF.

3.3 REVISÃO DO MECANISMO DE ADERÊNCIA CONCRETO-PRF

Para que um reforço externo com PRF seja capaz de aumentar, de forma significativa e eficaz, a capacidade de carga de uma estrutura, é necessário que ocorra uma efetiva transferência de esforços entre o PRF e concreto. Ou seja, é necessário que a resistência da ligação, ou resistência de aderência, seja elevada. A perda de aderência ocorre quando a força resistente na ligação reforço-estrutura original é superada, o que pode levar ao desenvolvimento de vários mecanismos de falha.

Para entender melhor como se processa o mecanismo, podemos utilizar a explicação proposta por Teng et al. (2002). Segundo esses autores, quando uma estrutura reforçada é solicitada à flexão, ocorre o aparecimento de fissuras na região tracionada do elemento. Nos pontos de fissuração do concreto, o PRF fica altamente tensionado, transferindo estas tensões para as bordas da fissura do elemento de concreto (ver Figura 3.2).

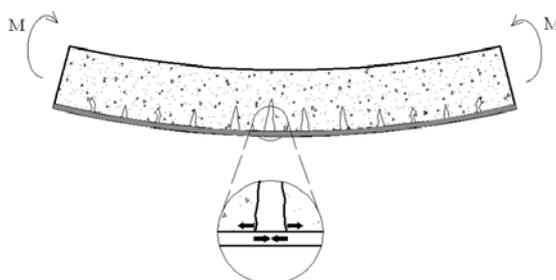


Figura 3.2: mecanismo de transferência de esforços ente concreto e reforço

A magnitude das tensões de cisalhamento na interface é um fator determinante do comportamento à ruptura em tal situação. Normalmente, em casos de falha deste tipo, ocorre a propagação de fissuras no concreto, paralelas ao tecido de PRF e adjacentes à interface concreto-reforço, que se iniciam no ponto de tensão mais alto e se desenvolvem até o final do elemento de reforço. Este mecanismo ocorre em concretos de resistência normal, onde a resistência à tração é superada antes de se esgotar a capacidade resistente do adesivo.

Segundo Dai et al. (2005), a ruptura da interface concreto-reforço, na maioria dos casos, ocorre em uma fina camada, logo abaixo da superfície do concreto. Por isso, as condições superficiais do substrato e a resistência do concreto são fatores críticos que afetam diretamente a resistência de aderência. A influência das condições do substrato de concreto no desempenho da ligação foi constatada experimentalmente por Volnyy e Pantelides (1999), em testes com diferentes tipos de adesivos e tratamentos superficiais.

Ao mesmo tempo em que surgem outras fissuras na região do entorno da fissura principal, altas tensões normais se originam na interface, próximas ao final do material de reforço, que podem causar o descolamento do mesmo, dando origem ao mecanismo chamado *peeling-off*.

As altas tensões de interface, normais ou cisalhantes, representadas na Figura 3.3, são conhecidas por causar falhas prematuras na estrutura reforçada, quando o reforço não é bem ancorado. Este problema assume grande importância no reforço de estruturas de concreto com PRF, pois é um fator que determina o bom desempenho do reforço.

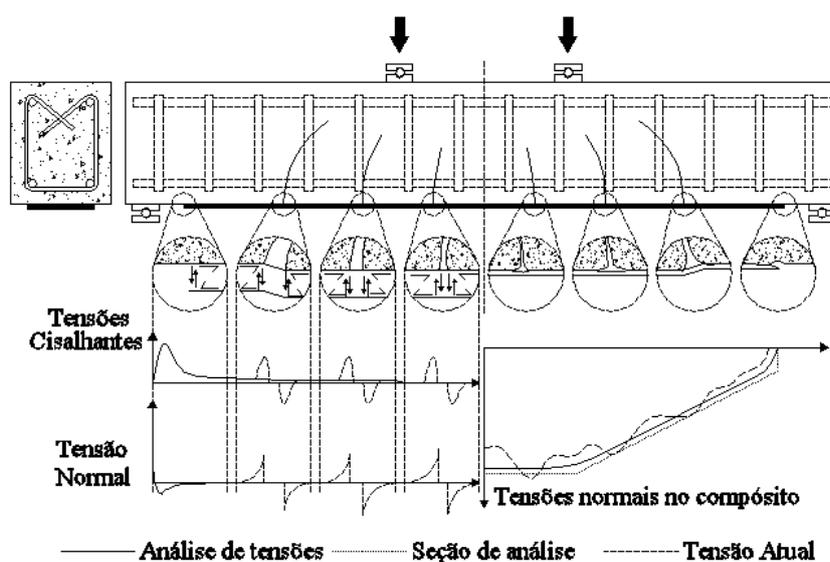


Figura 3.3: distribuição aproximada das tensões normais e de cisalhamento em vigas reforçadas com PRF. (BUYUKOZTURK et al., 2004)

A propagação do descolamento, iniciado nos pontos de concentração de tensão, é dependente das propriedades elásticas e resistentes do material de reparo/reforço e do substrato, bem como das propriedades de fratura da interface.

Teoricamente, o descolamento nos elementos reforçados pode originar-se dentro ou na interface dos materiais que formam o sistema de reforço, sendo favorecida a propagação que requer a menor quantidade de energia. Conforme Buyukozturk et al. (2004), a maioria das falhas por descolamento reportadas na literatura têm origem no substrato de concreto. No entanto, dependendo da geometria e das propriedades dos materiais, outros mecanismos de descolamento também podem ser observados.

Nas camadas adesivas, de acordo com Smith e Teng (2001), as tensões cisalhantes estão relacionadas com os deslocamentos longitudinais na base da viga e no topo do material de reforço, enquanto que as tensões normais estão relacionadas à compatibilidade entre a deformação vertical da viga e do reforço.

Neste sentido, Alarcón, Ramos e Casas (2001) consideram que o alto módulo de elasticidade de alguns sistemas de reforço, caso dos compósitos de fibra de carbono, contribui para melhorar o comportamento estrutural do conjunto, desde que a distribuição de tensões seja uniforme, ou seja, desde que sejam evitadas zonas de descontinuidade onde ocorra uma elevada concentração de tensões.

O controle das zonas de descontinuidade não é fácil, pois qualquer falha gerada durante a aplicação do reforço, assim como o aparecimento de fissuras no elemento de concreto sob carregamento, induz à concentração de tensões. Este tipo de defeito pode então levar à ruptura prematura do reforço.

Desconsiderando a existência de zonas de descontinuidade, geradas no processo de aplicação do reforço, poder-se-ia admitir que o mecanismo de transferência de esforços entre o substrato de concreto e o sistema de reforço depende, quase que exclusivamente, do adesivo.

A consolidação do conjunto concreto-reforço em uma estrutura monolítica, através do uso de uma formulação adesiva adequada, permite que ocorra uma transmissão eficiente de tensões entre os mesmos. No entanto, como o módulo de elasticidade do adesivo é menor do que o do elemento de reforço do compósito (no caso presente, fibras de alto desempenho) e o do concreto, a espessura do adesivo deve ser minimizada.

Estudos anteriores de Campagnolo e Silva Filho (1989) confirmaram a curva teórica proposta pelo comitê 162 do CEB (1983), que mostra que o pico de resistência, no caso de

uso de chapas coladas, ocorre para espessuras em torno de 0,1mm, conforme mostra o gráfico da Figura 3.4.

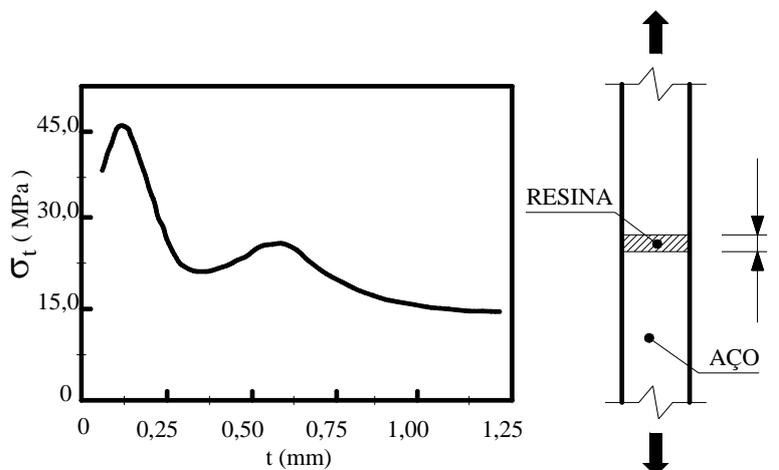


Figura 3.4: curva tensão de aderência x espessura do adesivo (BULLETIN 162 CEB, 1983)

Poder-se-ia imaginar, ainda, que aumentando o comprimento de ancoragem, aumentar-se-ia a resistência de aderência, até que fosse esgotada a capacidade resistente do compósito. No entanto, segundo Teng et al. (2002), a resistência de aderência não necessariamente aumenta com o aumento do comprimento de ancoragem, porque uma vez iniciado o processo de descolamento do reforço, este prossegue até alcançar todo o seu comprimento. Isto significa que a máxima tensão de tração no compósito pode não ser alcançada, independentemente do comprimento de ancoragem.

Este comportamento é substancialmente diferente do mecanismo de aderência da armadura convencional interna, para o qual se pode alcançar a máxima tensão de tração, desde que seja garantido um comprimento de ancoragem suficiente para que ocorra uma adequada transferência de esforços para o concreto, que não supere sua capacidade resistiva.

Em alguns casos, mecanismos especiais de ancoragem podem ser utilizados, de modo a complementar a transferência de esforços entre concreto e reforço (*fib*, 2001). A aplicação de segmentos de PRF adicionais, com as fibras orientadas no sentido transversal ao de atuação do reforço, é normalmente utilizada de modo a melhorar a ancoragem e transferência de esforços, evitando falhas prematuras.

Segundo Xiao et al. (2004), diversos fatores, como a má distribuição ou a falta de agente ligante (representado pela formulação adesiva, na maioria dos casos uma resina de origem

epoxídica com endurecedor adequado), a existência de fissuras de flexão ou de cisalhamento no concreto, a presença de agregado graúdo na superfície e a existência de cargas cíclicas, capazes de provocar fadiga, podem contribuir para a ruptura na interface concreto-reforço. A identificação de fatores intervenientes nos mecanismos de ruptura da interface é um importante objeto de estudo desta tese, conforme justificado no capítulo 1.

Dada a importância da ligação concreto-reforço, não é surpreendente verificar, ao analisar a bibliografia específica, que inúmeros autores discutem o tema e que muito esforço tem sido despendido em tentativas de determinar valores para a resistência de aderência. A seguir são apresentados e discutidos alguns dos principais métodos experimentais e teóricos utilizados para caracterizar a resistência de aderência de PRF ou chapas de aço ligados ao concreto através de formulações adesivas.

3.3.1 Métodos de avaliação da resistência de aderência

A aderência entre o concreto e o compósito pode ser representada, de forma idealizada, como uma junta submetida a um esforço de tração. A Figura 3.5 contém uma representação esquemática de mecanismos para avaliação da resistência de aderência através de ensaios de cisalhamento simples e duplo. Observa-se que são variáveis básicas do fenômeno o comprimento de colagem (L), a largura do substrato (b_w) e a largura do reforço PRF (b_{prf}).

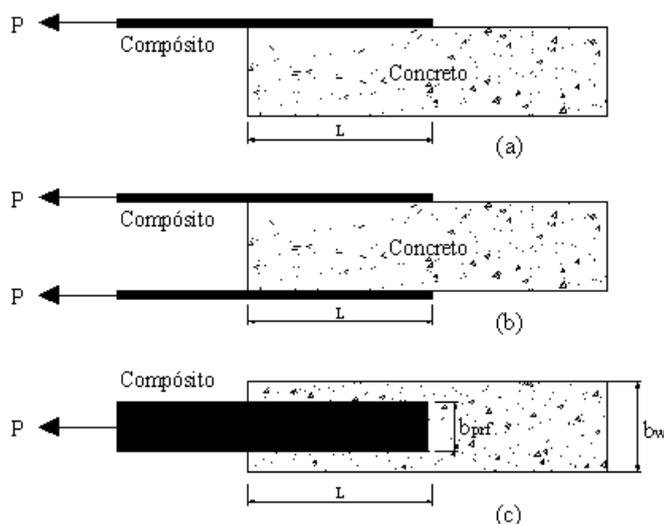


Figura 3.5: (a) cisalhamento simples; (b) cisalhamento duplo; (c) vista superior

Partindo destas representações idealizadas, diversos métodos de testes teóricos e experimentais foram propostos para determinar a capacidade resistente da ligação concreto-reforço. Na bibliografia consultada encontraram-se interessantes propostas de testes de cisalhamento simples (CHAJES et al., 1996; TÄLJSTEN, 1997; VARASTEHPOUR e HAMELIN, 1997; BIZINDAVYI e NEALE, 1999; DAI et al., 2005) e duplo (NEUBAUER e ROSTÁSY, 1997; XIAO et al., 2004), assim como de tração direta (TOUTANJI e ORTIZ, 2001) e de flexão (ZIRABA et al., 1995; de LORENZIS et al., 2001; CRUZ e BARROS, 2004).

Nas Figuras 3.6 e 3.7 pode-se observar os esquemas de ensaio de cisalhamento simples utilizados por Chajes et al. (1996) e Täljsten (1997). Os resultados provenientes dos programas experimentais destes autores indicam que existe um comprimento de ancoragem crítico, além do qual a carga última não aumenta. Desta forma, os autores estão de acordo com a noção, apresentada no item anterior, de que o mecanismo de falha, neste caso, seria governado pela ocorrência de um cisalhamento do concreto situado adjacente à área de ligação. A ruptura do concreto impediria que se atingisse a capacidade resistente final do reforço. Diferentemente, o teste de cisalhamento simples utilizado por Bizindavyi e Neale (1999), com aparato de ensaio semelhante ao de Chajes et al. (1996), permitiu que fosse alcançada a capacidade resistente total do material de reforço. No entanto, sabe-se que este comportamento não condiz com a maioria das evidências experimentais coletadas, que indicam ser bastante difícil atingir a capacidade resistente máxima do material de reforço em testes de flexão ou cisalhamento.

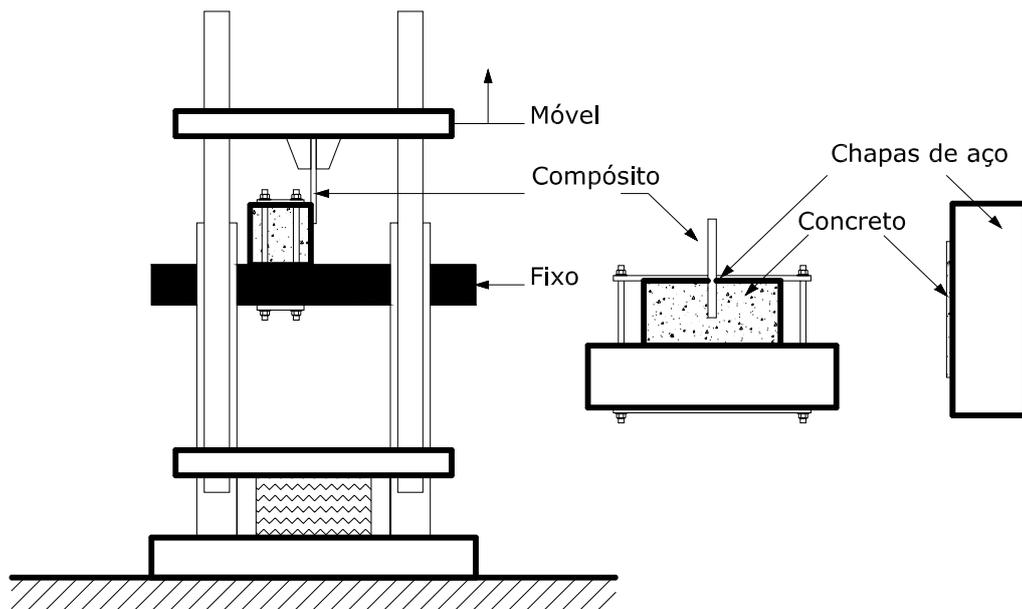


Figura 3.6: esquema de ensaio de cisalhamento simples utilizado por Chajes et al. (CHAJES et al., 1996)

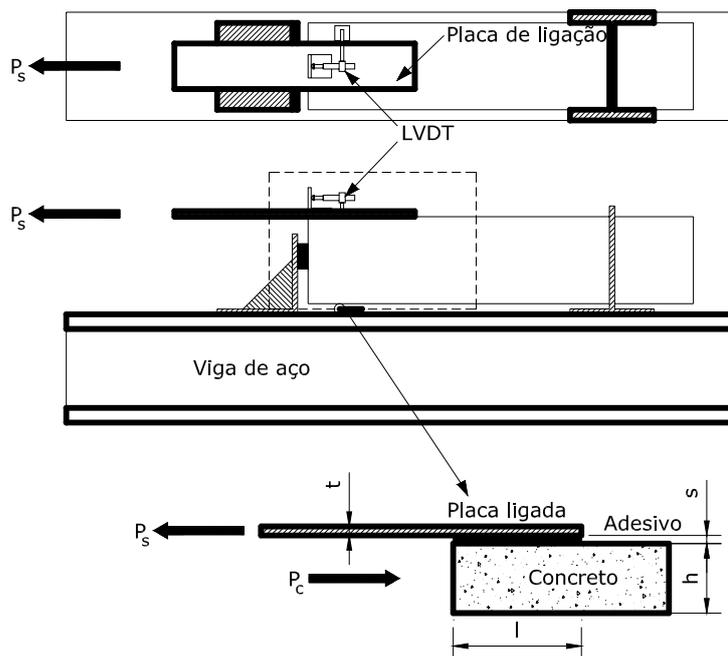


Figura 3.7: esquema de ensaio de cisalhamento simples utilizado por Täljsten (TÄLJSTEN, 1997)

Utilizando um esquema de ensaio de cisalhamento duplo, Neubauer e Rostásy (1997) observaram dois modos de falha de aderência distintos, em função da resistência do concreto. Em 85% dos testes em corpos-de-prova com concretos de resistência à

compressão igual a 25MPa, a ruptura da interface ocorreu por esgotamento da resistência à tração do concreto, com formação de uma fissura localizada a 7mm de profundidade a partir do reforço. Quando a resistência do concreto era de 55MPa, a falha passou a ser interlaminar, entre adesivo e fibras, ou entre adesivo e superfície do concreto. Os autores sugerem que o mecanismo de falha da interface é determinado pela energia de fratura do concreto e, secundariamente, pela energia de fratura interlaminar do sistema de reforço.

Toutanji e Ortiz (2001) estudaram questões de aderência utilizando ensaios de tração direta em prismas de concreto reforçados com PRF de carbono e vidro. A forma dos corpos-de-prova utilizados pode ser observada na Figura 3.8. O intuito era verificar qual a influência do tratamento superficial do substrato de concreto. Os resultados evidenciaram que a ligação entre o compósito e o concreto melhorou significativamente quando um tratamento superficial com jato de água foi utilizado. A carga de ruptura para o corpo-de-prova com tratamento superficial com jato de água foi 50% superior em comparação com uma amostra tratada com jato de areia.

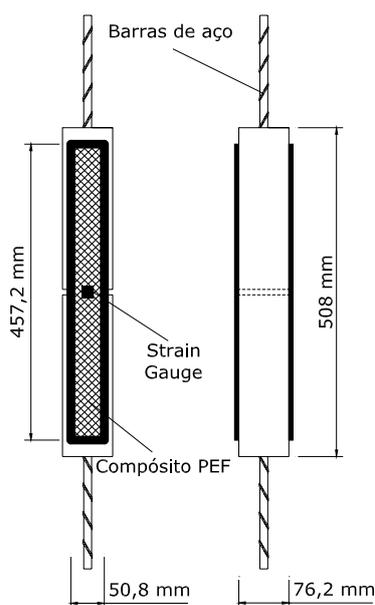


Figura 3.8: corpo-de-prova utilizado por Toutanji e Ortiz para ensaios de tração direta (TOUTANJI e ORTIZ, 2001)

A influência do comprimento de ancoragem e da resistência do concreto foi estudada recentemente por Cruz e Barros (2004), através de ensaios de flexão em vigas. Como se esperava, os resultados levaram à conclusão de que a tensão de arrancamento aumenta com o comprimento de ancoragem. Os autores registraram tensões de arrancamento de

aproximadamente 15MPa, 20MPa e 25MPa, para comprimentos de ancoragem de 40mm, 60mm e 80mm, respectivamente. Neste programa experimental, todavia, a influência da resistência do concreto, considerando o intervalo de 35MPa a 70MPa, não se mostrou significativa.

Ziraba et al. (1992) também utilizaram ensaios de flexão para estudar o comportamento da interface concreto-adesivo-material de reforço. Embora os autores não tenham variado o tipo de tratamento superficial, eles afirmam que o comportamento da interface é puramente um fenômeno de superfície, uma vez que não foi observada influência da resistência à compressão do concreto no desempenho da ligação.

Ou seja, analisando os resultados dos ensaios realizados, verifica-se que ainda não existe concordância sobre quais os efeitos mais importantes na determinação da resistência da aderência. A preparação da superfície, a qualidade do adesivo e o comprimento de ancoragem são importantes, e a resistência do concreto parece ter algum efeito, o que seria razoável de se esperar, sob o ponto de vista teórico, mas alguns testes indicaram que este fator pode não ser tão significativo.

3.3.2 Modelos existentes para resistência de aderência

Os testes de resistência da ligação apresentados no item 3.2.1 permitem concluir que na maioria dos casos a ruptura da interface, exceto quando um adesivo de má qualidade ou um concreto de alta resistência for utilizado, se dá através da fissuração do concreto em uma camada adjacente à do adesivo. Tal comportamento está esquematicamente representado no corpo-de-prova mostrado na Figura 3.9 (LU et al., 2005a). As linhas tracejadas indicadas na figura identificam o plano de fratura típico no processo de falha por descolamento, o qual é levemente mais largo do que a largura do PRF, que é menor do que a do prisma que forma o substrato. Como se pode observar na figura, o plano de fratura inicia-se no ponto de aplicação da carga e se propaga progressivamente até o final do compósito, conforme aumenta o carregamento e a deformação.

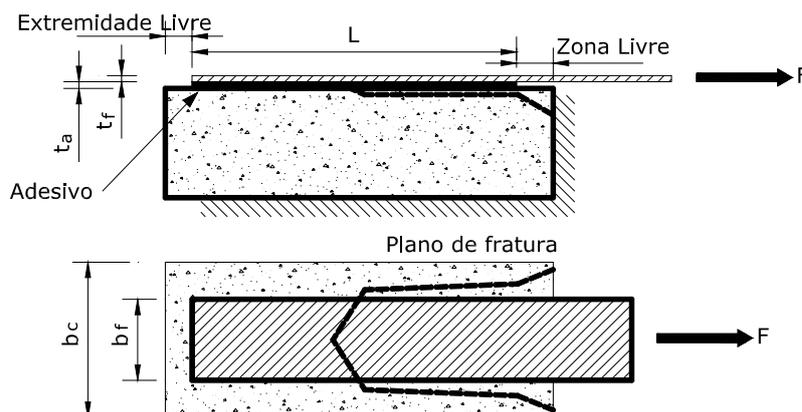


Figura 3.9: comportamento típico de ruptura de uma ligação concreto-PRF

Com base em estudos experimentais e teóricos (CHEN e TENG, 2001; YUAN et al., 2004), Lu et al. (2005a) propõem uma teoria que estabelece que o comportamento da resistência de aderência \times deslizamento, assim como a própria resistência de aderência, são influenciados por seis parâmetros, listados a seguir. Conforme estes autores, a precisão de um modelo melhora quanto maior for o número de parâmetros considerados, sendo que o comprimento de ancoragem é o mais importante.

- a) comprimento de ancoragem;
- b) resistência do concreto;
- c) rigidez axial do compósito;
- d) relação entre a largura do PRF e o concreto;
- e) rigidez do adesivo;
- f) resistência do adesivo.

O comprimento de ancoragem é um dos fatores chave na caracterização da resistência de aderência. Conforme evidências apontadas por Teng et al. (2002), existe um comprimento de ancoragem efetivo a partir do qual a carga última de ruptura não aumenta. A resistência do substrato de concreto e a resistência do adesivo também exercem uma forte influência no comportamento da ligação. Em substratos com resistência à compressão em torno de 25MPa, a ruptura ocorre em uma fina camada do concreto adjacente ao compósito. Por

outro lado, adesivos de baixa resistência ou substratos de resistência à compressão superior a 50MPa conduzem à ocorrência de uma ruptura interlaminar concreto-reforço.

Os demais parâmetros – rigidez do adesivo, relação entre a largura do PRF e do concreto e rigidez axial do compósito – influenciam na resistência de aderência, mas não são suficientes para alterar o comportamento de ruptura da ligação.

Aurich e Campos Filho (2003) estudaram a aderência de vigas de concreto armado reforçadas através de um modelo computacional de análise tridimensional, utilizando o método dos elementos finitos. O modelo utilizado pelos autores considera a degradação da aderência pela introdução de graus de liberdade para os deslocamentos relativos entre os materiais. Os resultados teóricos apresentaram boa concordância com os valores experimentais contra os quais foram confrontados.

Muitos estudos estão buscando fundamentar os estudos teóricos de aderência na teoria da mecânica da fratura, tais como os conduzidos por Triantafillou e Plevris (1992), Täljsten (1997) e Wu et al. (2002). Além disso, modelos empíricos baseados na regressão de dados experimentais ou adoções simplificadas foram desenvolvidos por Khalifa et al. (1998). A combinação de análises baseadas na mecânica da fratura com observações experimentais pode ser encontrada em trabalhos desenvolvidos por Chen e Teng (2001), Lu et al. (2005a) e Dai et al. (2005).

Segundo Lu et al. (2005a), para que um modelo baseado na energia da fratura forneça resultados confiáveis é necessário utilizar a forma apropriada do diagrama resistência de aderência \times deslizamento, bem como o valor da energia de fratura interfacial.

Dai et al. (2005) argumentam que a energia de fratura interfacial praticamente não é afetada pela rigidez do reforço, dependendo, basicamente, das propriedades do adesivo e da resistência do concreto. Diante disso, os autores recomendam que seja estudada a influência das propriedades do concreto e suas condições de superfície no estabelecimento das relações tensão de aderência \times deslizamento.

Os modelos de resistência de aderência baseados na mecânica da fratura são derivados da equação constitutiva para o modo II de falha:

$$\frac{d^2 f_1}{dx^2} - \frac{K}{E_f t_f} \tau(f_1) = 0 \quad (3.1)$$

Onde:

- f_1 – deslizamento local entre o reforço e o concreto;
- K – fator de ajuste que considera a relação de rigidez reforço/concreto;
- E_f – módulo de elasticidade do compósito;
- t_f – espessura do reforço;
- τ – tensão de aderência, função de f_1 ;
- x – coordenada.

A lei expressa na Equação 3.1, que descreve o comportamento $\tau(f_1)$, ou seja, a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento relativo que ocorre no sistema reforço-adesivo-concreto, pode ser representada de cinco formas diferentes, conforme estudado por Yuan e Wu (1999 apud Teng et al., 2002) e apresentado na Figura 3.10. O caso (a) representa um comportamento linear da tensão de aderência frente à abertura das falhas. Neste caso, a ruptura ocorre de maneira brusca em abertura máxima. Os materiais frágeis apresentam, de um modo geral, esse tipo de comportamento. De outra maneira, nos casos (b) e (c) a ruptura se dá para mínimos valores de escorregamento, pressupondo que a região de aderência esteja submetida a uma tensão de falha inicial (pré-tensão). Ainda assim, após a falha inicial, existe uma reação de fechamento caracterizada pelo ramo descendente, que varia com as propriedades do material, quer seja linear ou não. Na maioria das vezes os materiais, neste caso concreto e reforço, apresentam a combinação de uma zona de carregamento seguida de uma fase de relaxamento. Este comportamento é percebido no caso (d). Finalmente, o caso (e) caracteriza uma região de alta aderência, na qual as tensões são mantidas mesmo com valores de abertura de falha diferentes de zero, até o colapso. Esse modelo representa, de uma certa forma, o efeito de protensão do compósito.

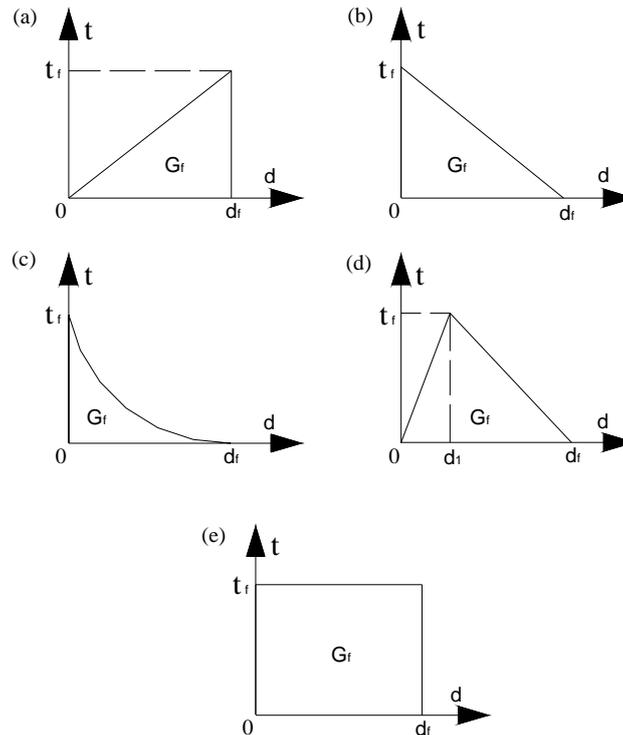


Figura 3.10: modelos tensão de aderência x deslizamento para ligações concreto reforço (YUAN e WU, 1999 apud TENG et al., 2002)

Em cada caso, a área contida sob o gráfico representa a energia de fratura (G_f) necessária para provocar uma falha de aderência oriunda de uma tensão de escorregamento e uma descontinuidade provocada pela deformação de ambos os materiais. A energia de fratura (G_f) é representada pela Equação 3.5:

$$G_f = \int_0^{\delta_f} \tau_f df \approx C_f f_{ctm} \quad (3.2)$$

Onde:

C_f – constante de correlação;

f_{ctm} – resistência à tração do concreto.

O modelo apresentado por Neubauer e Rostásy (1997), baseado em observações experimentais efetuadas em testes de cisalhamento duplo, considera uma relação triangular (Figura 3.10d) entre a tensão de aderência e o deslizamento, e calcula a resistência de aderência última e o comprimento efetivo de ancoragem através das seguintes expressões:

$$P_u = 0,64k_p b_{prf} \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad \text{se } L \geq L_e \text{ (N)} \quad (3.3)$$

$$P_u = 0,64k_p b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right) \text{ se } L < L_e \text{ (N)} \quad (3.4)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \text{ (mm)} \quad (3.5)$$

Onde:

P_u – máxima força de aderência na ligação concreto-reforço;

L – comprimento de ancoragem;

L_e – comprimento efetivo de ancoragem;

b_{prf} – largura do reforço.

k_p – fator geométrico que relaciona a largura do reforço com a largura do concreto

$$k_p = \sqrt{1,125 \frac{2 - b_f / b_w}{1 + b_f / 400}}$$

Este modelo apresenta o inconveniente de utilizar a resistência à tração da camada superficial do concreto, o que é uma propriedade difícil de ser medida.

O modelo proposto por Chen e Teng (2001), desenvolvido através da combinação de conceitos de mecânica da fratura e de observações experimentais, fornece resultados com boa precisão. Como no modelo anterior, também neste caso a relação tensão de aderência \times deslizamento é representada por um comportamento triangular (Figura 3.10d). Porém, o deslizamento considerado no pico de tensão ($d_1=0,02\text{mm}$) é muito pequeno quando comparado com o valor do deslizamento na ruptura ($d_f=0,2\text{mm}$).

Outro fator que exerce influência significativa na resistência de aderência é a relação entre a largura do reforço e a largura da viga. Caso o reforço seja realizado com uma largura inferior à largura da viga, a transferência de esforços do reforço para o concreto se dará através de uma distribuição não uniforme ao longo de sua largura. Esta falta de uniformidade na distribuição das tensões pode resultar em um aumento nas tensões cisalhantes na interface. No modelo de Chen e Teng (2001) a resistência de aderência é relacionada com a relação entre as larguras do concreto e reforço. Esta relação foi obtida através de uma regressão linear dos dados experimentais coletados na literatura:

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_{prf}}{b_w}}{1 + \frac{b_{prf}}{b_w}}} \quad (3.6)$$

Onde:

β_p – coeficiente de correlação de largura;

b_w – largura da viga.

Como a determinação dos parâmetros d_f e τ_f é difícil de ser realizada em laboratório, Chen e Teng (2001) empregaram a resistência à compressão do concreto para estimar a resistência de aderência entre concreto e compósito. A resistência de aderência pode ser relacionada com a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto. Tal observação, associada ao valor típico de $d_f=0,2\text{mm}$, permite calcular o comprimento efetivo de ancoragem, L_e , através da Equação 3.7:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_c}}} \quad (\text{mm}) \quad (3.7)$$

Onde:

f_c – resistência à compressão do concreto (MPa).

A partir do valor de L_e , pode-se determinar o valor da máxima força que pode ser ancorada pela ligação concreto-reforço sem que ocorra descolamento ou arrancamento do mesmo. Deste modo, o valor de P_u pode ser determinado pela expressão:

$$P_u = 0,427 \beta_p \beta_L \sqrt{f_c} b_{prf} L_e \quad (\text{N}) \quad (3.8)$$

Onde:

$$\beta_L = 1 \quad \text{se } L \geq L_e \quad (\text{N}) \quad (3.9)$$

$$\beta_L = \text{sen} \left(\pi \frac{L}{2L_e} \right) \quad \text{se } L < L_e \quad (\text{N}) \quad (3.10)$$

Finalmente, dividindo-se o valor da força P_u pela área da seção transversal do reforço obtém-se a máxima tensão admissível. Assim, a máxima tensão no reforço é dada por:

$$\sigma_{f,\max} = \frac{P_u}{b_{prf} t_f} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.11)$$

$$\sigma_{f,\max} = 0,427 \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.12)$$

A Equação 3.12 mostra claramente que compósitos com alto módulo de elasticidade e com pequena espessura devem ser utilizados quando se deseja alcançar altas tensões no reforço. A relação entre a tensão de aderência no momento da ruptura e a resistência de aderência é dada por:

$$\frac{\sigma_{f,\max}}{f_f} = \frac{0,427 \beta_p \beta_L}{E_f \varepsilon_{f,u}} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} = \frac{0,427 \beta_p \beta_L}{\varepsilon_{f,u}} \sqrt{\frac{\sqrt{f_c}}{E_f t_f}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.13)$$

Onde:

f_f – resistência última do reforço com PRF;

$\varepsilon_{f,u}$ – deformação última do reforço com PRF.

Obviamente, se dois materiais têm deformação última similar, o compósito formado pelo material de menor módulo de elasticidade deveria ser utilizado para se aproveitar toda a sua capacidade resistente à tração, fornecendo ganhos de resistência desejáveis (TENG et al., 2002).

Deve-se recordar ainda, como já foi explicado anteriormente, que estruturas reforçadas com PRF colados externamente possuem um comprimento de ancoragem efetivo além do qual a extensão aderida não aumenta a resistência de aderência. Esta é a diferença fundamental entre a aderência do reforço com compósitos colados externamente e o reforço interno, para o qual é sempre possível encontrar um comprimento de ancoragem suficiente para mobilizar a resistência à tração total do reforço.

O comportamento não-linear da interface concreto-reforço foi modelado por Wu et al. (2002) usando a relação tensão de cisalhamento \times deslizamento de duas maneiras

diferentes. As simulações numéricas indicaram que o método proposto pelos autores pode ser utilizado para previsão de mecanismos de fratura, tais como início das micro e microfissuras interfaciais, propagação de fissuras, distribuição das tensões de aderência e capacidade de carga ao longo do substrato de concreto-reforço. A capacidade de carga máxima encontrada pelo modelo de Wu et al. (2002) para os modos de fratura I e II, são obtidas através das Equações 3.14 e 3.15, respectivamente.

$$P_{\max} = b_f \sqrt{2G_f E_f t_f \left(1 + \frac{1}{\beta}\right)} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.14)$$

$$P_{\max} = b_{prf} \sqrt{\frac{2G_f E_f t_f}{\left(1 + \frac{1}{\beta_p}\right)}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.15)$$

Recentemente, Lu et al. (2005a) propuseram três modelos baseados na observação experimental de que a ruptura da ligação ocorre no concreto, em uma fina camada de 2mm a 5mm adjacente à camada do adesivo. Segundo estes autores, se a falha do concreto pode ser precisamente modelada, as tensões de cisalhamento interfaciais e o deslizamento em uma dada posição ao longo da interface podem ser obtidas através da modelagem por elementos finitos. A simulação da falha na fina camada de concreto, com forma e caminho das fissuras capturados apropriadamente, foi estabelecida através de uma aproximação, em meso-escala, de elementos finitos (elementos muito pequenos em relação à espessura da zona de fratura) em conjunto com a aplicação de um modelo de fissura com ângulo fixo.

O modelo de Lu et al. (2005a) revela-se como uma melhoria em relação ao modelo apresentado por Chen e Teng (2001). A Equação 3.6 do modelo de Chen e Teng (2001) foi alterada por Lu et al. (2005a), como segue:

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2,25 - \frac{b_{prf}}{b_w}}{1,25 + \frac{b_{prf}}{b_w}}} \quad (3.16)$$

O modelo estabelecido na Equação 3.16 é recomendado para utilização em modelagens numéricas de estruturas de concreto armado reforçadas com PRF para fins complexos. No entanto, no caso de dimensionamento, é preferível a utilização do modelo de Chen e Teng (2001), devido à sua simplicidade.

3.4 MODOS DE RUPTURA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS À FLEXÃO COM PRF

A técnica de reforço estrutural através da colagem externa de compósitos estruturados com fibras vem sendo aprimorada constantemente. O reforço à flexão de uma viga simplesmente apoiada se dá através da colagem de compósitos de PRF em sua parte inferior, previamente preparada para receber o material de reforço. O procedimento de aplicação da técnica possui inúmeras variações, em função do tipo de material empregado (pré-fabricado ou curado *in situ*) e da técnica de colagem. Esta última inclui desde a protensão do material de reforço até a ancoragem adicional em forma de “U” no final do reforço, a fim de evitar falhas prematuras. Experimentos realizados por Arduini e Nanni (1997) utilizando ancoragem adicional em forma de “U”, com mantas de fibra de carbono orientadas a 0° e 90°, confirmam importantes conseqüências deste tratamento no desempenho do reforço. Neste caso, houve significativo aumento na capacidade de carga, sendo esta última limitada pela ruptura por cisalhamento próxima ao apoio da viga. Nas Figuras 3.11 e 3.12 visualizam-se o esquema de colagem do compósito na parte inferior da viga, juntamente com a ancoragem adicional em forma de “U” e o esquema de protensão da placa utilizada como reforço.

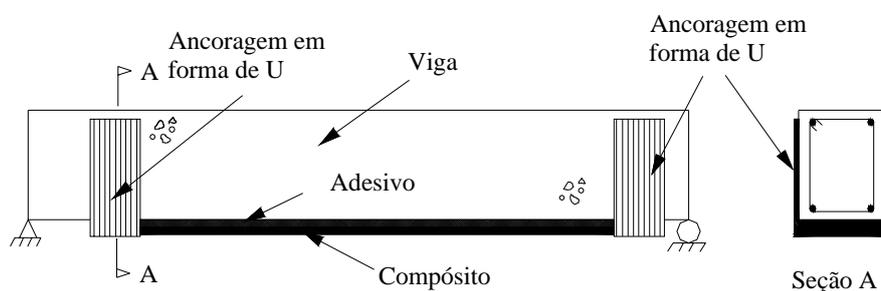


Figura 3.11: reforço à flexão com PRF e ancoragem em forma de “U”

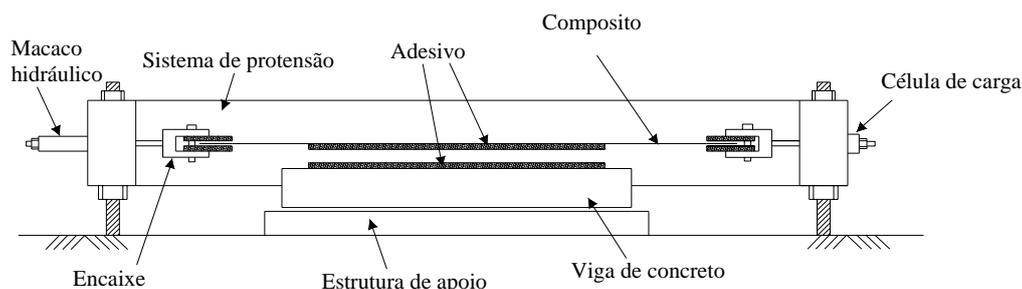


Figura 3.12: procedimento de protensão do PRF
(GARDEN e HOLLAWAY, 1998a)

3.4.1 Propostas de classificação dos modos de ruptura

O desenvolvimento de procedimentos analíticos confiáveis aplicáveis a estruturas reforçadas com PRF baseia-se na observação experimental do comportamento destas estruturas sob diferentes condições (BEBER, 2003). A aplicação efetiva de materiais compósitos no reforço estrutural de elementos de concreto armado só poderá ser completamente viabilizada quando o comportamento e os mecanismos de ruptura forem totalmente compreendidos.

Teoricamente, os incrementos na resistência à flexão de elementos de concreto reforçados com PRF são significativos. Contudo, em alguns casos, o mecanismo de ruptura prevalente não envolve uma solicitação considerável do reforço, e a estrutura falha de maneira prematura e, pior ainda, de forma frágil.

O comportamento estrutural de elementos de concreto reforçados tem sido estudado extensivamente em todo o mundo. Resultados obtidos em diversos estudos investigativos permitiram que o ACI 440.2R (ACI, 2002) estabelecesse cinco modos típicos de ruptura, que devem ser controlados durante o processo de dimensionamento de estruturas reforçadas externamente. Os modos de ruptura identificados são os seguintes:

- a) Ruptura na zona comprimida do concreto antes do escoamento do aço;
- b) Escoamento do aço, seguido pela ruptura do reforço polimérico;
- c) Escoamento do aço, seguido pela fissuração do concreto na zona comprimida;
- d) Ruptura na camada de cobertura de concreto, gerada por tensões de cisalhamento e tração;
- e) Ruptura na interface concreto-PRF.

A ruptura na zona comprimida do concreto, antes do escoamento do aço, ocorre de maneira frágil e sem aviso prévio, em elementos com altas taxas de armadura, ou no caso de vigas subarmadas com altas taxas de reforço, necessárias para garantir a capacidade resistente esperada. Esta situação, segundo Thomsen et al. (2004), indica que um reforço desta natureza não é uma solução viável.

O escoamento do aço, seguido pela ruptura do reforço PRF, ocorre com taxas de armadura e de reforço relativamente baixas. Para que aconteça este tipo de ruptura, o reforço com PRF deve estar adequadamente ancorado.

Nos casos em que ocorre o escoamento do aço, seguido pela fissuração do concreto na zona comprimida, a capacidade resistente à flexão da viga é alcançada com o escoamento do aço na região tracionada, seguido pelo esmagamento do concreto na zona comprimida. Neste caso, o reforço com PRF permanece intacto. Este tipo de falha ocorre quando a viga original e a reforçada estão subdimensionadas.

Os modos de falha comentados nos três parágrafos acima são mecanismos de ruptura que ocorrem quando os elementos de concreto reforçados atuam de forma conjunta com o compósito de reforço até o momento da falha.

Nesta categoria de mecanismos de falha pode-se acrescentar a ruptura por cisalhamento e o escoamento do aço em seções que não receberam reforço. A ruptura por cisalhamento ocorre quando a viga alcança sua capacidade limite ao cisalhamento antes que aconteça a falha por flexão, fenômeno provocado pelo aumento que o PRF proporciona no momento resistente da viga. As falhas em seções não reforçadas acontecem quando o reforço na viga é executado parcialmente, o que pode ocasionar a formação de uma região plástica no final do reforço (THOMSEN et al., 2004).

Ainda segundo Thomsen et al. (2004), a ruptura na camada de cobertura do concreto, gerada pela ação de tensões de cisalhamento e de tração, e a ruptura na interface concreto-reforço estão relacionadas com a perda da ação do compósito no momento da falha.

Como já foi discutido, o desempenho do método de reforço e/ou recuperação de elementos de concreto através da colagem de compósitos tipo PRF é governado pela ligação entre o concreto e o sistema de reforço. O entendimento do mecanismo de transferência de tensões na interface, e, conseqüentemente, a caracterização dos mecanismos de ruptura em

elementos de concreto reforçados fornecem informações úteis para a seleção dos tipos de adesivo e sistemas de reforço adequados.

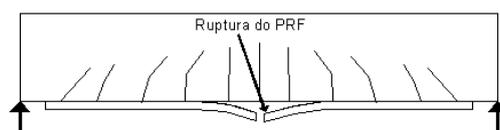
Segundo Ye (2001), uma ligação rígida na interface, mesmo que necessária para a transferência de tensões, geralmente induz a uma falha repentina e precoce, limitando a capacidade de absorção de energia. Por outro lado, uma ligação fraca na interface permite que ocorra um mecanismo de endurecimento, com ruptura longitudinal na camada de adesivo.

Baseados em estudos recentes, Teng et al. (2003) ampliam a classificação do ACI, relacionando sete possíveis modos de falha, que podem ser observados na Figura 3.13.

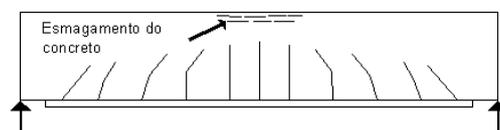
O modo de ruptura (a) corresponde ao esgotamento da capacidade à tração do reforço, e seria o modo clássico tomado como referência para o dimensionamento. Já os modos (b) a (d) – esmagamento do concreto na zona comprimida; ruptura por cisalhamento e separação do concreto de cobertura – podem ser associados a deficiências de resistência da estrutura original. Os demais (e) a (g) – descolamento interfacial no extremo do reforço; descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão intermediárias e descolamento interfacial induzido por fissuras de cisalhamento/flexão intermediárias – podem ser atribuídos a falhas do compósito de reforço.

Teng et al. (2003) classificam as rupturas deste terceiro grupo em dois sub-tipos: (I) associadas com as altas tensões de interface que surgem nas zonas próximas à extremidade do reforço, no qual se encontra o modo (e), correspondente ao *peeling-off*; e (II) induzidas por fissuras de flexão ou flexão-cisalhamento fora da extremidade do reforço, correspondente aos modos de ruptura (f) e (g).

As rupturas prematuras, interesse deste trabalho, estão normalmente associadas com os modos (e) a (g) desta classificação. Portanto, os mesmos serão discutidos em maior detalhe a seguir.



(a) Ruptura do PRF



(b) Esmagamento por compressão do concreto



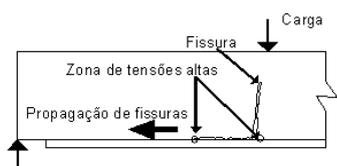
(c) Ruptura por cisalhamento



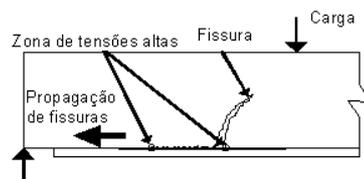
(d) Separação do concreto de cobrimento



(e) Descolamento interfacial no final da placa de reforço



(f) Descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão intermediárias



(g) Descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão/cisalhamento intermediárias

Figura 3.13: modos de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas com PRF (TENG et al., 2003)

3.4.2 Descolamento interfacial no final do PRF

A falha por descolamento iniciada ao final do material de reforço pode ocorrer na camada de cobrimento do concreto ou no adesivo. A ruptura na camada de cobrimento é a mais comum destes, iniciando-se com a formação de uma fissura no final ou próximo ao final da camada de reforço, em função da existência de altas tensões normais e de cisalhamento na interface, como explicam Smith e Teng (2002) e Teng et al. (2003).

Uma vez formada a fissura no concreto, no extremo ou próximo ao extremo do reforço, a mesma se propaga de forma vertical ou levemente inclinada até atingir o nível da armadura de tração, progredindo então horizontalmente ao longo da mesma. Como se pode observar na Figura 3.13d, isso resulta na separação do concreto de cobrimento do restante da peça, o que normalmente ocorre de forma súbita.

A falha por descolamento entre o PRF e o elemento de concreto, que se propaga a partir do final do reforço, tem sido observada na maioria das pesquisas realizadas em todo o mundo. Este tipo de comportamento ocorre devido às altas tensões normais e de cisalhamento concentradas no final do reforço, que excedem a resistência do elemento mais fraco, geralmente o concreto. O descolamento entre o adesivo e o concreto iniciado a partir do final do material de reforço tem sido observado experimentalmente (TÄLJSTEN, 1997). Este comportamento geralmente acontece quando se utiliza adesivo de qualidade inferior. Os adesivos existentes no mercado atualmente são de boa qualidade e possuem resistência superior ao concreto, tornando menos freqüente a ocorrência da falha no adesivo.

3.4.3 Descolamento interfacial induzido por fissuras intermediárias

A ruptura induzida por fissuras intermediárias tem se mostrado um problema marcante em vários programas experimentais realizados, como o de Garcez (2002), que estudou o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas, sob carregamento, com mantas de fibra de carbono. Os valores das cargas de ruptura, neste caso, foram claramente limitados pela ocorrência de rupturas prematuras do reforço, devido ao aparecimento de tensões de cisalhamento no reforço ou de tensões de corte no concreto entre a armadura e o reforço.

Meier (1995) explica detalhadamente o efeito do cisalhamento na ruptura prematura de elementos de concreto reforçados com PRF. Quando a tensão de tração resistente na borda inferior do concreto é ultrapassada, devido à atuação do momento fletor, surge uma fissura de flexão no elemento. Se esforços de cisalhamento estão agindo simultaneamente, as

bordas da fissura podem deslocar-se diferencialmente. Um desvio vertical então ocorre, o qual resulta em esforços de flexão no reforço e, conseqüentemente, esforços de tração no concreto. Se a resistência à tração do concreto é excedida, uma fissura se desenvolverá paralela à superfície inferior da viga, e a camada de reforço separar-se-á do conjunto, levando consigo uma fina camada de concreto, com espessura normalmente variando de 5mm a 10 mm.

A Figura 3.14 apresenta, esquematicamente, como ocorre o fenômeno de deslocamentos diferenciais. Para Meier (1995), o efeito cisalhante no reforço com PRF, devido ao desvio vertical, é dependente de alguns parâmetros, tais como: nível de carregamento, propriedades mecânicas do concreto, da armadura e do reforço, geometria da fissura e deformação máxima do material de reforço em serviço.

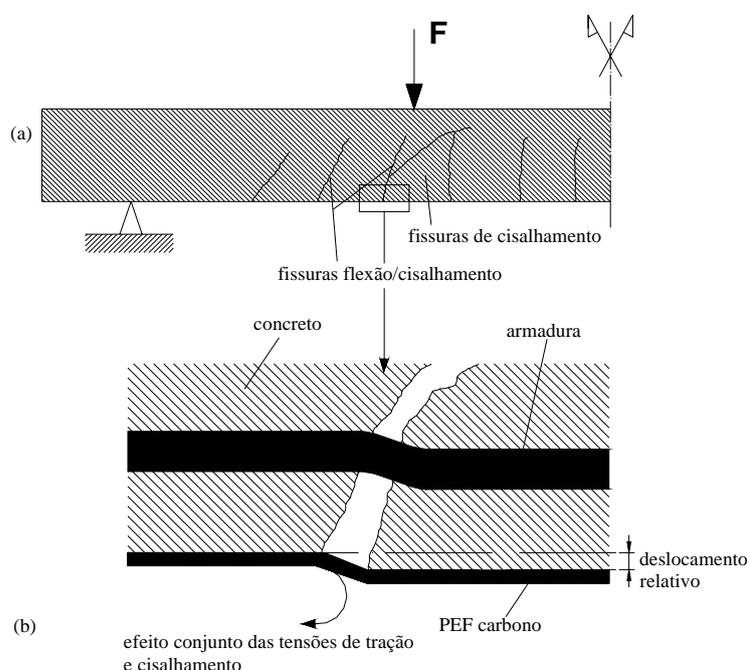


Figura 3.14: deslocamentos verticais diferenciais na borda da fissura (MEIER, 1995)

O comportamento das vigas ensaiadas por Garcez (2002) foi além do descolamento do material de reforço iniciado no ponto de fissuração do concreto. Os deslocamentos verticais ocorridos nas bordas da fissura foram de tal magnitude que causaram a ruptura do PRF, com reduzido descolamento do reforço, conforme evidencia a Figura 3.15. Este tipo de ruptura ocorre de maneira frágil e parece apresentar-se como um novo modo de falha a ser considerado. Ou seja, coloca-se a hipótese de que o desvio vertical causado pela fissura

no concreto pode não só causar o descolamento do reforço, mas também a sua ruptura. A verificação deste comportamento foi uma das hipóteses que nortearam a concepção do programa experimental desta tese.

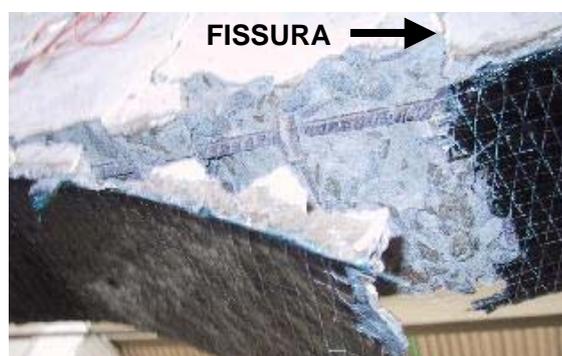


Figura 3.15: ruptura prematura de viga de concreto armado reforçada com PRFC (GARCEZ, 2002)

3.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODOS DE RUPTURA PREMATURA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM PRF

O mecanismo de ruptura desejado em estruturas de concreto armado pressupõe que se atinja o escoamento da armadura antes do esmagamento do concreto. Analogamente, vigas reforçadas externamente com PRF, bem dimensionadas, deveriam apresentar um escoamento da armadura, seguido por fratura do compósito, antes do esmagamento do concreto (GARDEN e HOLLAWAY, 1998a).

No entanto, considerando que por segurança é preferível garantir um comportamento dúctil, o desejo de atingir a ruptura do compósito se torna questionável, pois isso pode implicar em um modo de falha frágil, com ruptura brusca do compósito, associada ao arrancamento de pedaços de concreto que se despreendem durante o colapso. As conseqüências deste tipo de comportamento de ruptura podem ser perigosas para usuários de estruturas reforçadas. Pior ainda são os casos em que a ruptura do compósito se dá de forma prematura, pois pode ocorrer de forma frágil e comprometer a integridade de toda a estrutura reforçada. Todo esforço, portanto, deve ser feito para identificar e prevenir este tipo de ruptura.

Um modo de ruptura prematura que desperta muita atenção nas estruturas reforçadas com chapas de aço é o descolamento, ou *peeling-off*. O mesmo comportamento pode ser observado em estruturas reforçadas com PRF. É importante destacar que com a adoção de

sistemas de ancoragem este tipo de ruptura pode ser eficientemente controlado, como demonstram vários programas experimentais (SMITH e TENG, 2001 apud TENG et al., 2002; GARCEZ et al., 2005).

De fato, o uso de ancoragem adicional no extremo final do material de reforço é apontado por Garden e Hollaway (1998b) como uma forma muito eficiente de atrasar ou prevenir rupturas prematuras. Vários outros autores indicam que a instalação de mecanismos adicionais de ancoragem oferece consideráveis benefícios quando a relação esforço de cisalhamento/momento máximo é alta, pois estes mecanismos resistem às tensões de interface no final do material de reforço. A ancoragem é considerada útil até nos casos em que a relação vão de cisalhamento/altura da seção transversal indica que a falha tem grandes chances de se iniciar em regiões de momentos altos, fora do vão de cisalhamento, pois ajuda a controlar as fissuras que poderiam se propagar no concreto.

De fato, é quase consensual hoje em dia a idéia de que a ancoragem adicional deve ser aplicada em todas as estruturas, pois favorece o comportamento integrado do elemento e permite que o mesmo responda melhor a variadas condições de carregamento. Genericamente, pode-se até mesmo afirmar que a eficiência do reforço está associada ao tipo de ancoragem aplicado, como comprovam os elevados níveis de tensões e deformações que normalmente são atingidos quando se adota esta técnica.

Por outro lado, é interessante notar que a ancoragem adicional induz à ruptura fora da região de cisalhamento. Isto pode auxiliar a explicar porque, recentemente, em vários ensaios, o modo de ruptura observado foi associado à ocorrência de deslocamentos verticais relativos na borda de uma fissura, como ocorreu nas vigas ensaiadas por Garden e Hollaway (1998a). Como discutido no item anterior, este tipo de comportamento foi registrado nos ensaios de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de carbono realizados por Garcez (2002). Os dados de Garcez et al. (2005) também mostraram evidências de ocorrência de rupturas prematuras, coincidentes com posições de fissuras localizadas fora do vão de cisalhamento. As vigas ensaiadas neste último estudo eram dotadas de ancoragem adicional e apresentavam relação vão de cisalhamento/altura da seção transversal igual a 2,85. A ruptura ocorreu de forma frágil, com ruptura do compósito de PRF antes que se alcançasse a capacidade máxima do material de reforço. Tal comportamento assemelha-se ao observado por Garden e Hollaway (1998b) e Garden et al. (1998).

Garden et al. (1998) verificaram, ainda, que o momento resistente último aumenta com o aumento da relação vão de cisalhamento/altura da seção transversal. Isso mostra que as tensões de cisalhamento atuam em toda a seção transversal da viga, mesmo que o vão de cisalhamento varie relativamente pouco com as mudanças na relação vão de cisalhamento/altura da seção, enquanto que o pico da tensão de flexão no concreto, na armadura e no compósito, aumenta significativamente com o crescimento desta relação. As elevadas tensões de flexão têm sido identificadas pelo aumento das deformações no compósito próximo à carga de ruptura. Pode-se assumir que o destacamento do compósito ocorre quando o deslocamento vertical alcança certa magnitude. Este valor crítico para o deslocamento vertical relativo pode estar associado com a largura da fissura e a sua localização ao longo do comprimento da viga no momento da falha.

Além dos modos de ruptura prematura discutidos acima, e dos demais listados por Teng et al. (2003), considera-se necessário, para garantir a vida útil e o bom desempenho das estruturas reforçadas, ampliar as análises, de forma a considerar outros mecanismos de degradação que podem afetar o comportamento de alguns tipos de elementos reforçados, conduzindo a rupturas prematuras.

Aspectos relacionados com a durabilidade dos materiais envolvidos, por exemplo, devem começar a ser considerados. A exposição à umidade, a altas temperaturas⁵ e a raios ultravioleta pode provocar a degradação da formulação adesiva. Conforme discutido nos itens 3.3 e 3.4, o adesivo é um elo essencial para tornar monolítica a estrutura reforçada. Sua degradação deve ser considerada como um modo de ruptura secundário, que pode comprometer o desempenho futuro do reforço.

De acordo com esta visão, pode-se considerar, ainda, como um modo de ruptura prematura, a ação dos carregamentos cíclicos, que pode provocar fadiga. Esse pode ser um aspecto muito importante, uma vez que a técnica de reforço com materiais compósitos tem tido grande aplicação na recuperação da capacidade de carga de pontes e viadutos. A ação de carregamentos de ação repetida, típico deste tipo de estruturas, pode gerar problemas sérios de fadiga. Mesmo que a amplitude da solicitação seja menor que a resistência última do material que compõe a estrutura, esta poderá falhar devido à variação do carregamento, que introduz danos cumulativos ao sistema, reduzindo assim sua vida útil. A fadiga é um

⁵ Segundo estudos de Lima (2001) e Campagnolo e Silva Filho (1988), a exposição a temperaturas superiores a 80°C já provoca alterações na estrutura polimérica dos adesivos de base epóxi. A exposição a temperaturas maiores que 300°C causa a carbonização total do adesivo, com perda integral de sua capacidade resistente.

processo de alteração estrutural permanente e progressivo, que pode em alguns casos culminar em fissuras ou em uma fratura completa. No caso das estruturas reforçadas com materiais compósitos ainda não se possui dados confiáveis que indiquem como esse processo de alteração estrutural ocorre. Buscando atender o objetivo principal da presente tese – estudar modos de ruptura ainda pouco explorados que limitam a resistência de estruturas reforçadas com PRF – seu programa experimental envolverá ensaios de aderência, além da análise do comportamento de reforços em zonas fissuradas e sob carregamento cíclico. Para subsidiar o estudo, uma revisão dos mecanismos de fadiga dos PRF será apresentada no próximo capítulo.

Capítulo 4 - COMPORTAMENTO À FADIGA DE ESTRUTURAS REFORÇADAS COM PRF

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A investigação do comportamento à fadiga de estruturas de concreto armado reforçadas com PRF ainda é insipiente. Conforme discutido no capítulo anterior, acredita-se, em virtude da crescente utilização da técnica de reforço com PRF colados externamente em pontes e viadutos, que a ruptura por fadiga merece ser investigada em maior profundidade e que o modelo teórico de comportamento de estruturas deste tipo necessita ser mais bem desenvolvido.

A questão da resistência à fadiga de elementos de concreto, reforçados ou não, tem despertado considerável atenção por parte dos pesquisadores nos últimos anos. Diversas razões são atribuídas para esse interesse crescente. A primeira delas está relacionada com a adoção da resistência última nos procedimentos de cálculo. O advento de modernas técnicas de cálculo estrutural, tal como a análise por elementos finitos, exige modelos mais realísticos do material, tanto para a seção fissurada como para a não-fissurada. Além disso, a utilização de materiais com resistências elevadas demanda que o elemento estrutural trabalhe satisfatoriamente sob altos níveis de tensão. Outra razão consiste no fato de que novos ou diferentes usos das estruturas de concreto têm sido constantemente desenvolvidos, os quais demandam alto desempenho do produto, com resistência à fadiga assegurada (ACI 215R-2, 1997). Outrossim, são evidentes os efeitos danosos de carregamentos repetidos em elementos estruturais, mesmo que estes não venham a causar ruptura, visto que, segundo Salekeen e Jones (2007), 90% das falhas de material em geral são causadas pela fadiga.

A norma brasileira de estruturas de concreto armado atual, NBR 6118 (2003), já se preocupa com este tema e recomenda a verificação da resistência à fadiga, condição que

não era enfatizada nas normas brasileiras anteriores. As disposições estabelecidas pela NBR 6118 (2003) para a verificação da fadiga são relativas ao caso específico de pontes, para um intervalo de 20.000 e 2.000.000 de ciclos de carregamento.

Entre a comunidade acadêmica brasileira, pesquisas sobre os efeitos da fadiga em pontes e em pavimentos de concreto vêm sendo realizadas por Crepaldi e Djanikian (2001); Bastos et al. (2002); Mergulhão et al. (2002); Schäffer (2002); Gonçalves (2003); Maggi (2004) e Cervo (2005), entre outros. Na simulação do processo de fadiga de estruturas em geral encontram-se os trabalhos de Carvalho et al. (1999) e Miranda et al. (2003). E em estruturas de concreto reforçadas com PRF, tema de estudo da presente tese, encontrou-se apenas o trabalho de Silva Filho (2005).

Nos próximos itens será feita uma breve revisão dos conceitos de fadiga e carregamento cíclico, bem como uma discussão sobre como o fenômeno da fadiga se manifesta no concreto, na armadura e no compósito; e quais seus efeitos deletérios em estruturas de concreto reforçadas com PRF.

4.1.1 Fundamentos do conceito de fadiga

Fadiga pode ser definida como um dano estrutural progressivo e permanente proveniente da ação de tensões e deformações flutuantes no tempo. Após um determinado número de ciclos este dano pode culminar em microfissuras, que se acumulam formando danos macroscópicos, que terminam por levar à fratura completa do componente. O termo *fadiga* foi estabelecido pelos primeiros investigadores deste fenômeno em função de sua natureza: um processo de dano gradual causado por tensões cíclicas, de difícil observação e que provoca mudanças na capacidade resistente do material.

Do ponto de vista da engenharia, a fadiga é entendida como um modo de ruptura que envolve a formação e o crescimento progressivo de uma fissura em qualquer elemento estrutural submetido a carregamento variável no tempo. Esse fenômeno ocorre mesmo quando a amplitude máxima do carregamento induz a tensões bem inferiores à resistência estática do material utilizado.

A deterioração progressiva e irreversível do material pode ocorrer após a aplicação de um número muito pequeno de ciclos (fadiga de baixo ciclo), nos casos de altos níveis de tensão, ou depois de mais de 10^3 ciclos (fadiga de alto ciclo), quando o nível de tensão não é elevado. A fadiga de baixo ciclo, que vai de 1 a 1.000 ciclos, é importante, por exemplo,

em estruturas sujeitas a sismos. Já a fadiga de alto ciclo afeta majoritariamente as estruturas sujeitas ao fluxo de veículos.

Na fadiga de baixo ciclo a ruptura é regida pela deformação que ocorre durante a aplicação de tensões acima do limite de escoamento do material. A ruptura muitas vezes ocorre devido à aplicação de cargas cíclicas que geram tensões máximas abaixo do limite de escoamento do material. Neste caso a falha se dá após um elevado número de ciclos e com pouca deformação macroscópica, governada pela tensão.

Hsu (1981) propôs uma classificação do regime de fadiga em estruturas de concreto em função do espectro de carregamento cíclico aplicado durante a vida em serviço destas estruturas (ver Tabela 4.1). A maioria das estruturas sujeitas a fadiga de alto ciclo, tais como pavimentos em auto-estradas e em aeroportos e pontes, devem possuir uma vida à fadiga correspondente a, pelo menos, 10.000.000 de ciclos de carregamento. Assumindo-se uma vida útil em torno de 50 a 60 anos, algumas estruturas necessitam ser projetadas para resistir a um maior número de ciclos, entre 50 e 500 milhões. Estas formam, na classificação de Hsu (1981), a categoria das estruturas sujeitas a altíssimos ciclos de fadiga.

Tabela 4.1: classificação da fadiga em função do número de ciclos (HSU, 1981)

Baixo ciclo			Alto ciclo			Altíssimo ciclo			
0	10^2	10^3	10^3	10^4	10^5	10^6	10^7	10^8	10^9
Estruturas sujeitas a sismos			Pavimentos de aeroportos e pontes			Pontes e pavimentos em auto-estradas		Estruturas para escoamento de tráfego nas grandes cidades	

Existe ainda um outro conceito, chamado de limite à fadiga, atribuído à variação de tensão que se pode submeter o material um número ilimitado de vezes, sem que ocorra acúmulo de danos e eventual falha. Este limite à fadiga é variável e depende das características do material e das condições de carregamento impostas.

Independentemente da duração, uma falha por fadiga consiste numa combinação da ação de solicitações dinâmicas, que causam solicitações de tração e provocam a ocorrência de deformações plásticas, que se acumulam no tempo.

4.1.2 Primeiras pesquisas sobre fadiga

Os primeiros relatos registrados sobre o fenômeno da fadiga foram escritos por volta de 1829, pelo engenheiro alemão W. A. J. Albert, que realizou alguns testes em correntes de aço usadas em mineradoras. Em 1839, o termo fadiga foi usado pela primeira vez num livro de mecânica escrito por J. V. Poncelet, na França.

A importância do fenômeno começou a ser reconhecida de forma mais ampla a partir da ocorrência de um sinistro numa ferrovia próxima a Versalhes, em 1842. Em 1843, W. J. M. Rankine reconheceu características distintas na ruína por fadiga e observou o perigo da concentração de tensão em componentes mecânicos.

As pesquisas sobre ruptura de eixos ferroviários levadas a cabo pelo engenheiro alemão A. Wöhler, perto do ano de 1850, sistematizaram os condicionantes da ruína por fadiga nestes elementos. Ele começou a desenvolver estratégias de projeto para evitar a falha por fadiga. Foram testados aços, ferro fundido e outros metais, submetidos a esforços normais, de flexão e torção. Nessa época, eixos ferroviários projetados de acordo com critérios de resistência estática fraturavam após algumas centenas de quilômetros em serviço, sob condições normais de carregamento. Essas fraturas eram imprevisíveis para os engenheiros da época. Os ensaios de tração realizados no material antes da entrada em serviço revelavam adequada ductilidade e a ruptura em serviço não apresentava sinais apreciáveis de deformação plástica. Wöhler identificou como fadiga o fenômeno de ruptura que ocorre em situações de baixa tensão nominal, em componentes sujeitos a cargas que variam ciclicamente. Os conceitos e métodos, tal como a curva que relaciona nível de tensão com o número de ciclos aplicados até a ruptura, introduzidos por ele há quase 150 anos, são utilizados até hoje. As curvas de Wöhler incorporam a base teórica do fenômeno e são a principal ferramenta de avaliação da vida útil à fadiga.

A curva de Wöhler, também chamada curva S-N, foi representada em forma logarítmica pelo americano O. H. Basquim em 1910 e corresponde à seguinte Equação:

$$\sigma_a = CK^n \quad (4.1)$$

Onde C e K são constantes.

Enquanto os estudos de fadiga em metais conquistavam importantes avanços, o interesse pelo assunto em materiais não-metálicos, particularmente o concreto, só surgiu 40 anos mais tarde, com os trabalhos de M. Considère e De Joly em corpos-de-prova de argamassa.

As investigações sobre fadiga no concreto iniciaram-se como as do aço, ou seja, motivadas pela solução de problemas práticos que vinham ocorrendo naquela época. Entretanto, conforme observado por Nordby (1958), os engenheiros pesquisadores estavam diante de um problema embaraçoso: associar o conhecimento obtido no concreto simples e no aço com o comportamento observado nos elementos de concreto armado. A inter-relação entre os materiais era considerada complexa para o carregamento estático e presumia-se que, para o carregamento cíclico, as dificuldades seriam ainda maiores.

Além disso, a geração de curvas S-N com alto grau de confiabilidade deriva de numerosos testes de fadiga, os quais fornecem resultados sujeitos a grande dispersão. Para alguns aços o limite à fadiga aparece após 1 milhão de ciclos, enquanto que, para outros, a curva não se torna assintótica após 100 milhões de ciclos (MALLET, 1991). No concreto não existe um limite à fadiga evidente, embora se saiba que um número elevado de ciclos de carregamento com baixos níveis de tensão já possibilita a ocorrência de danos por fadiga.

Após mais de 150 anos de estudos, as falhas por fadiga continuam sendo um dos maiores problemas em projetos de engenharia. Os custos de prevenção e/ou reparo de fraturas em componentes estruturais são muito grandes. Dowling (2007) estima que 80% desses custos em componentes mecânicos envolvem situações onde o carregamento cíclico e a fadiga são fatores contribuintes.

Em termos de avaliação da segurança à fadiga em estruturas de concreto, verifica-se que as normas de projeto CEB-FIP Model Code 1990 (1991), NBR 6118 (2003) e as recomendações do ACI 215 (1997), por exemplo, incorporaram alguns procedimentos simplificados de verificação. O estudo do comportamento mecânico dos materiais à fadiga é essencial para o aprimoramento destes critérios e desenvolvimento de métodos analíticos mais avançados para análise da fadiga e estimativas de falha. Além de servir para prevenir falhas, informações sobre a tendência e rapidez de acúmulo de danos e perda de desempenho estrutural ao longo dos ciclos de carga são fundamentais para o gerenciamento das atividades de prevenção e manutenção.

4.1.3 Definição de carregamento cíclico

O carregamento cíclico é, fundamentalmente, aquele que varia no tempo. Os carregamentos cíclicos que produzem fadiga são expressos em função das tensões máximas e mínimas aplicadas durante um determinado intervalo de tempo. A Figura 4.1

apresenta um carregamento cíclico típico definido por uma função senoidal. A duração de um ciclo coincide com o período da função $\sigma(t)$, ou seja, um ciclo de carregamento é definido como aquele que provoca uma variação de tensões entre um valor máximo e mínimo, retornando ao ponto inicial.

A diferença entre os valores das tensões máxima e mínima define a variação das tensões ($\Delta\sigma$). Com estes valores calcula-se também a tensão média (σ_m) que pode ser zero, como na Figura 4.1(a), mas que na maioria das vezes não é, como mostrado em (b). A amplitude (σ_a) corresponde à metade da variação das tensões, ou à variação da tensão a partir da média. As expressões matemáticas para essas definições básicas são:

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (4.2)$$

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \right) \quad (4.3)$$

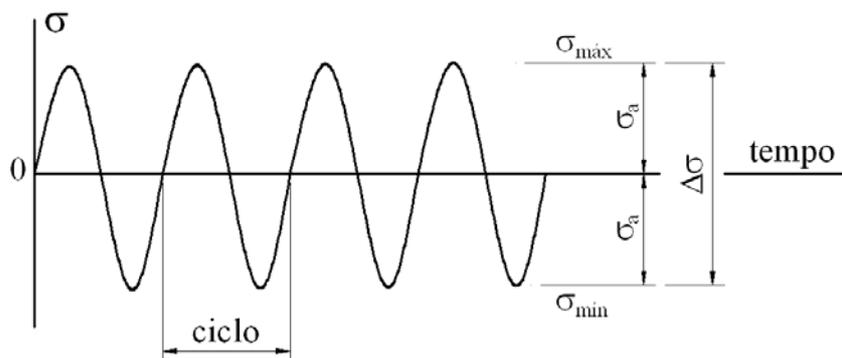
$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \right) \quad (4.4)$$

O termo tensão alternante é usado por alguns autores e tem o mesmo significado de amplitude. Das Equações 4.2 e 4.3 pode-se notar que:

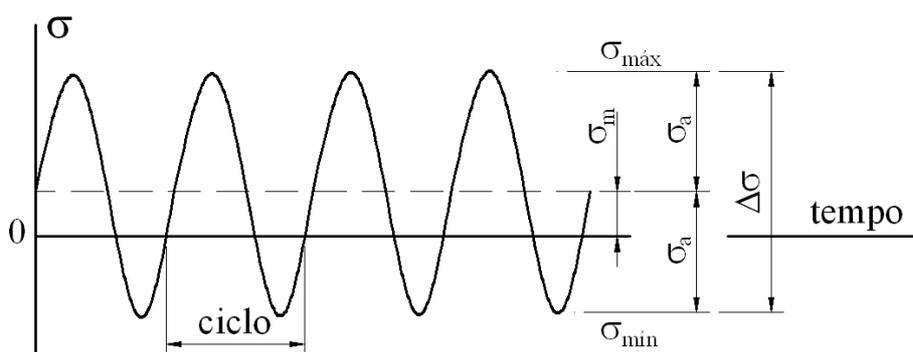
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_m + \sigma_a, \quad \sigma_{m\acute{i}n} = \sigma_m - \sigma_a \quad (4.5: a,b)$$

Os sinais de σ_a e $\Delta\sigma$ são sempre positivos, sendo que $\sigma_{m\acute{a}x} > \sigma_{m\acute{i}n}$ e as tensões de tração são sempre consideradas positiva. As quantidades de $\sigma_{m\acute{a}x}$, $\sigma_{m\acute{i}n}$ e σ_m podem ser positivas ou negativas. As seguintes relações entre estas variáveis são muitas vezes usadas:

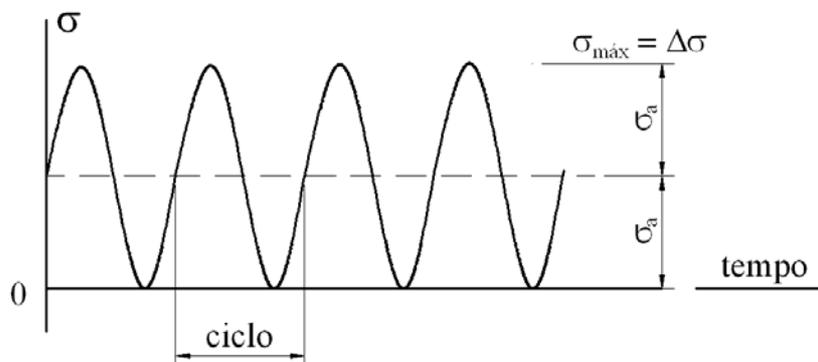
$$R = \frac{\sigma_{m\acute{i}n}}{\sigma_{m\acute{a}x}}, \quad A = \frac{\sigma_a}{\sigma_m} \quad (4.6: a,b)$$



(a)



(b)



(c)

Figura 4.1: carregamento cíclico com amplitude constante. Caso (a) tensões completamente reversas, $\sigma_m=0$; (b) tensão média (σ_m) diferente de zero e (c) zero-tração, $\sigma_{\min}=0$

Sendo R denominada relação de tensão e A de relação de amplitude. Algumas relações adicionais derivam das equações precedentes:

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{2}(1-R), \quad \sigma_m = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{2}(1+R) \quad (4.7: a,b,$$

$$R = \frac{1-A}{1+A}, \quad A = \frac{1-R}{1+R} \quad c,d)$$

Tensões cíclicas com média zero podem ser especificadas pela amplitude, σ_a , ou pelo valor absoluto da tensão máxima, $\sigma_{m\acute{a}x}$. Se a média for diferente de zero, dois valores independentes são necessários para especificar o carregamento. Combinações de σ_a e σ_m , $\sigma_{m\acute{a}x}$ e R , $\Delta\sigma$ e R , $\sigma_{m\acute{a}x}$ e $\sigma_{m\acute{i}n}$ e σ_a e A podem ser usadas.

Ciclos de carga completamente reversos são usados para descrever a situação em que σ_m é igual a zero, ou de R igual a -1, como mostrado na Figura 4.1(a). Casos onde $\sigma_{m\acute{i}n}$ e R são iguais a zero são chamados de zero-tração, como pode ser visto na Figura 4.1(c).

O mesmo sistema de subscritos e de prefixo Δ é usado para definir outras variáveis, tais como deformação (ϵ); carga (P); momento fletor (M) e tensão nominal (S). Por exemplo, $P_{m\acute{i}n}$ e $P_{m\acute{a}x}$ para cargas mínimas e máximas, ΔP para variação de força, etc. Para evitar confusão com as relações R e A de tensões, pode-se utilizar um subscrito, tal como R_ϵ .

4.1.4 Estimativa da vida à fadiga

Atualmente, existem três principais abordagens do comportamento dos componentes estruturais à fadiga: a abordagem tradicional baseada na tensão, desenvolvida na presente forma em 1955, determina o número de ciclos necessários para que ocorra a falha por fadiga, dada uma tensão média; uma segunda abordagem pode ser feita com base na deformação, a qual envolve uma análise mais detalhada dos pontos de plastificação durante os ciclos de carga; uma terceira análise pode ser feita utilizando a teoria da mecânica da fratura, onde se acompanha a evolução das fissuras durante o processo de fadiga.

4.1.4.1 Análise da fadiga com base na tensão

Se um corpo-de-prova de um determinado material ou componente estrutural é submetido a ciclos de tensão, uma fissura de fadiga ou qualquer outro dano se desenvolverá progressivamente até que ocorra a ruptura completa do elemento. Se o mesmo teste for repetido com ciclos de tensão mais severos, o número de ciclos até a falha diminui. Os resultados desses testes oriundos de diferentes níveis de tensão podem ser plotados de maneira a obter a curva tensão \times vida, também chamada de curva S-N. A curva S-N

normalmente é gerada a partir da relação entre a amplitude da tensão, σ_a , e o número de ciclos até a falha, N . No entanto, a variação da tensão ($\Delta\sigma$) ou a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) também podem ser usadas para a obtenção da curva S-N.

O número de ciclos muda facilmente com o nível de tensão e pode variar de acordo com sua magnitude. Por esta razão, o número de ciclos é normalmente plotado em escala logarítmica, facilitando a leitura dos dados quando a vida à fadiga é baixa.

Se os dados da curva S-N aproximam-se de uma reta na escala log-linear, a expressão matemática que representa esta curva é:

$$\sigma_a = C + D \log N \quad (4.8)$$

Para os dados aproximados a uma linha reta plotados numa escala log-log, a equação correspondente passa a ser:

$$\sigma_a = AN^B \quad (4.9)$$

Onde A, B, C e D são constantes.

De outra forma, a relação entre a tensão média e a resistência à fadiga de qualquer componente pode ser obtida através do diagrama de Goodman. O diagrama de Goodman tem como vantagem a possibilidade de expressar a resistência à fadiga sob diversas condições de solicitação juntamente com os valores da tensão de escoamento e ruptura (REGULY et al., 2001). Este diagrama é na realidade uma simplificação, em favor da segurança, do diagrama de Smith.

Alguns materiais, como aços de baixa liga e carbono puro, por exemplo, apresentam um valor limite de tensão abaixo do qual, sob determinadas condições a falha por fadiga não ocorre. Nestes casos a curva S-N torna-se assintótica para uma determinada amplitude de tensão, chamada de limite à fadiga ou limite de resistência. Para outros materiais, como muitos materiais não-ferrosos, a curva S-N mostra-se uma queda contínua para os dados disponíveis, dificultando o estabelecimento de um limite à fadiga.

O conceito de limite à fadiga é largamente empregado nos projetos de engenharia, mesmo nos casos onde não existe uma linha de demarcação distinta. Nestes casos, como critério de projeto, a resistência à fadiga para uma vida longa arbitrária é definida como limite à fadiga. Devido à morosidade e custo dos testes que ultrapassam os 10^7 ciclos, normalmente

adota-se essa variação como limite à fadiga. No entanto, deve-se tomar cuidado ao estabelecer estes parâmetros limites. Alguns materiais, conforme citado por Dowling (2007), após 10^6 e até 10^7 ciclos apresentam uma queda brusca na curva S-N. Estudos detalhados revelam que existem dois mecanismos que disputam a falha por fadiga: falha que se inicia nos defeitos da superfície e a falha que se origina em inclusões internas. O primeiro processo domina o comportamento até por volta de 10^7 ciclos e exibe um limite à fadiga aparente; o segundo causa falhas em vidas muito longas e baixos níveis de tensão.

Existe ainda uma outra questão em relação ao conceito de limite à fadiga. Dificilmente um processo de dano progressivo inicia abaixo do limite de resistência à fadiga. Mas, uma vez iniciado tal processo, este prossegue até ocorrer a falha, mesmo abaixo do limite estabelecido. A presença de pequenos *pits* de corrosão ou qualquer dano superficial pode desencadear uma fissura de fadiga e, conseqüentemente, a falha do material ou componente.

Esta preocupação deve ser levada em conta em situações onde uma estrutura que sustenta elevado número de ciclos com baixo nível de tensão é submetida a ciclos severos de carregamento. Nestes casos, altos níveis de tensão tendem a iniciar o processo de fadiga para um determinado número de ciclos (N_1) menor do que o número de ciclos (N) esperado para esse nível de tensão.

Um modelo simples de previsão da vida útil à fadiga, que considera o espectro de carregamento e o dano acumulado, é o de Palmgren-Miner. Este método baseia-se num modelo linear de dano por fadiga, em que é possível considerar o efeito do histórico de aplicação das ações através do acúmulo de dano que cada intensidade de tensão provoca no material.

Esta regra foi sugerida por A. Palmgren na Suécia em 1920, mas somente após a publicação de Miner, em 1945, é que este método tornou-se conhecido e largamente utilizado.

Pela regra de Palmgren-Miner estima-se o valor do dano acumulado a partir do espectro de ações correspondente a uma probabilidade de ruptura para um determinado número de ciclos. A ruína por fadiga se dá quando $\sum n/N=1$, sendo “n”o número de ciclos solicitantes para uma determinada intensidade de tensão e “N”o número admissível de ciclos para essa mesma intensidade.

Situações de amplitude de carregamento variável, conforme ilustradas na Figura 4.2, podem ser analisadas usando a regra de Palmgren-Miner. Uma certa amplitude de tensão, σ_{a1} , é aplicada para um certo número de ciclos, N_1 , onde o número de ciclos até a falha correspondente a esta amplitude é N_{f1} . A fração da vida utilizada vale N_1/N_{f1} . Outras amplitudes de tensão são aplicadas e com isso mais frações da vida à fadiga são utilizadas. Quando a soma destas parcelas alcança a unidade atinge-se 100% da vida útil à fadiga.

$$\frac{N_1}{N_{f1}} + \frac{N_2}{N_{f2}} + \frac{N_3}{N_{f3}} + \dots = \sum \frac{N_j}{N_{fj}} = 1 \quad (4.10)$$

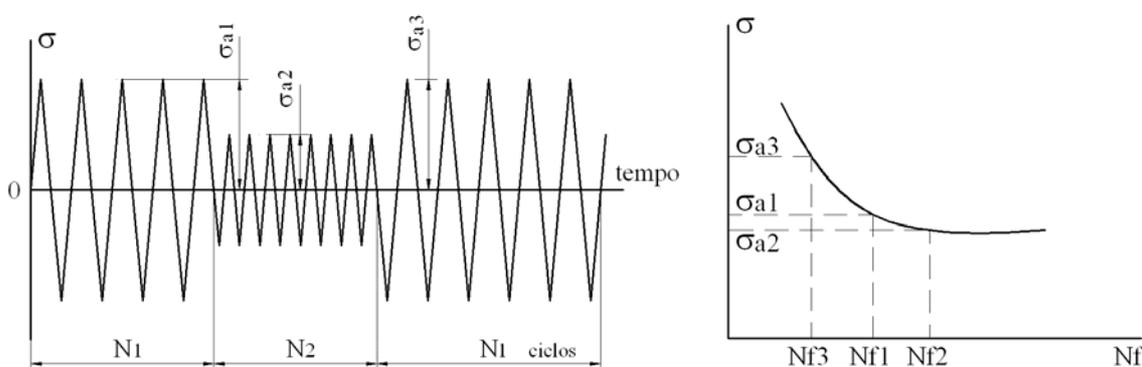


Figura 4.2: regra de Palmgren-Miner para estimativa da vida à fadiga para carregamento cíclico completamente reverso e de amplitude variável

O requisito inicial para estimativa da vida à fadiga de um elemento estrutural reside na identificação da seção crítica e do espectro do carregamento cíclico de serviço, verificando a frequência de aplicação das cargas e as tensões máximas e mínimas provocadas. Tendo em mãos uma curva S-N apropriada, determina-se o limite de resistência à fadiga para cada variação de tensão em função do carregamento cíclico aplicado. Com isso, o dano por fadiga é calculado usando a regra de Palmgren-Miner, ou seja, efetuando-se a divisão n/N (MALLET, 1991).

4.1.4.2 Análise da fadiga com base na deformação

A análise da fadiga com base na deformação considera as deformações plásticas que podem ocorrer em regiões onde as fissuras de fadiga se iniciam, tais como nas bordas das vigas ou em pontos de concentração de tensão. Tensões e deformações são analisadas e usadas como base para a estimativa da vida útil à fadiga.

O estudo da fadiga com base na deformação foi inicialmente desenvolvido no final dos anos 1950 e início de 1960 em resposta à necessidade de analisar problemas que envolviam vidas curtas. Uma aplicação particular ocorreu em reatores nucleares e turbinas de avião, em que foi avaliado o carregamento cíclico associado aos ciclos de operação, especialmente os que causam tensões térmicas. Eventos ocasionais que geram carregamentos acentuados são bem avaliados com a metodologia de análise com base na deformação.

A estimativa da vida útil à fadiga se dá através de uma curva que relaciona a amplitude de deformação \times número de ciclos até a falha. Tal curva é empregada na análise da fadiga com base na deformação de maneira análoga a curva S-N.

As curvas deformação \times vida são derivadas de testes de fadiga sob ciclos de carregamento completamente reversos entre limites de deformação constantes. Nestes testes se mede, além do número de ciclos, as tensões a que a amostra está sendo submetida. Um diagrama esquemático da curva deformação \times vida em escala log-log é mostrado na Figura 4.3.

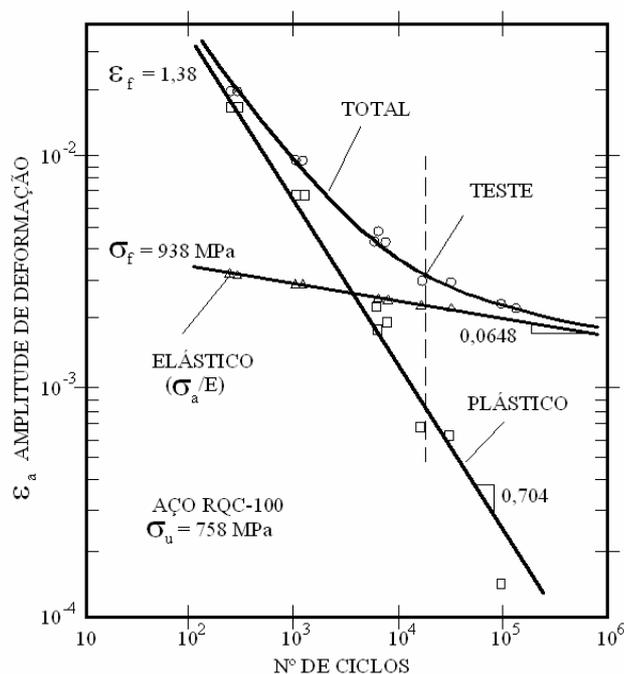


Figura 4.3: curva deformação \times número de ciclos para o aço RQC-100 (DOWLING, 2007)

A amplitude de deformação pode ser dividida em parte elástica e plástica:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{ea} + \varepsilon_{pa} \quad (4.11)$$

Onde a amplitude de deformação elástica é relacionada com a amplitude de tensão por $\varepsilon_{ea} = \sigma_a/E$. A deformação plástica é medida da metade da largura (histerese) de um ciclo de carga e descarga no gráfico tensão-deformação. Além da deformação total ε_a , é também usual plotar a deformação elástica, ε_{ea} , e a deformação plástica, ε_{pa} , separadamente *x* o número de ciclos (ver Figura 4.3). Os dados provenientes de diversos testes de fadiga quando plotados numa escala log-log se aproximam de uma reta, com alto coeficiente angular no caso das deformações plásticas. As equações para essas retas são dadas por:

$$\varepsilon_{ea} = \frac{\sigma_a}{E} = \frac{\sigma_f'}{E} (2N)^b \quad \varepsilon_{pa} = \varepsilon_f' (2N)^c \quad (4.12: a,b)$$

Nas Equações 4.12a e b, *a* e *b* são os coeficientes de inclinação da reta na escala log-log. As constantes de interseção σ_f'/E e ε_f' , são, por convenção, estimadas para $N=0,5$ e por isso deve-se usar o valor de $2N$ na equação. Combinando as Equações 4.11 e 4.12 tem-se a relação entre a amplitude de deformação total, ε_a , e a vida à fadiga.

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_f'}{E} (2N)^b + \varepsilon_f' (2N)^c \quad (4.13)$$

Onde:

σ_f' - coeficiente de resistência à fadiga;

ε_f' - coeficiente de ductilidade à fadiga;

b – expoente de resistência à fadiga;

c – expoente de ductilidade à fadiga.

A equação nesta forma, originalmente desenvolvida para estruturas de aço, é chamada de relação de Coffin-Manson e deve seu desenvolvimento, em separado, aos pesquisadores L. F. Coffin e S. S. Manson no final dos anos 1950.

As Equações 4.11 a 4.13 consideram somente relações entre tensões, deformações e vida à fadiga. O uso destas equações na análise de componentes estruturais, tais como vigas, necessita primeiramente da determinação do comportamento mecânico dos materiais em função do carregamento aplicado.

O Boletim 188 (1988) do CEB considera que a análise da fadiga em estruturas de concreto que leva em consideração o desenvolvimento das deformações e deslocamentos é mais

satisfatória. Diversas formulações para o concreto na compressão ou tração são encontradas na literatura (ver item 4.1.5), as quais também incluem os efeitos do tempo e da taxa de deformação devido à fluência.

4.1.4.3 Análise da fadiga com base na mecânica da fratura

Como discutido nos itens 3.2 e 3.3 do capítulo 3, a presença de fissuras pode diminuir significativamente a resistência de qualquer elemento ou componente de engenharia, induzindo a sua ruptura brusca. É raro encontrar uma fissura perigosa no início da vida útil de um componente, mesmo que isso possa ocorrer em alguns casos. A situação mais comum é a de que uma fissura se desenvolva a partir de um pequeno defeito e então cresça até alcançar um tamanho crítico que leva à fratura brusca.

O crescimento de uma fissura em um determinado elemento pode ser causado pelo carregamento cíclico. A análise estrutural do crescimento de uma fissura frequentemente requer e pode ser feita através do conceito de intensidade de tensão (K) da mecânica da fratura. O fator K quantifica a importância da fissura no elemento. Especificamente, K depende da combinação entre os fatores comprimento da fissura, carga e geometria, conforme Equação 4.14.

$$K = F\sigma\sqrt{\pi a} \quad (4.14)$$

Onde:

a – comprimento da fissura;

σ – tensão nominal;

F – função adimensional relacionada com a geometria.

A taxa de crescimento da fissura é controlada por K, que depende do comprimento da fissura (a) e da função F. A análise e a estimativa do crescimento de fissuras devido à fadiga vem assumindo grande importância, especialmente onde a segurança é preeminente.

Considerando que uma fissura que aumenta seu comprimento em uma quantidade Δa , devido a aplicação de um número de ciclos ΔN , a taxa de crescimento com os ciclos pode ser caracterizada pela relação $\Delta a/\Delta N$ ou, para pequenos intervalos, pela derivada da/dN .

O comportamento de crescimento das fissuras à fadiga pode ser descrito pela relação entre a taxa de crescimento da fissura com os ciclos da/dN e a variação na intensidade de tensão (ΔK). Esta relação, representada numa escala log-log, é dada pela Equação 4.15:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \quad (4.15)$$

Onde:

C – constante;

m – inclinação da reta na escala log-log.

Esta equação é conhecida como equação de P. Paris, engenheiro que primeiramente a sugeriu e aplicou no início dos anos 1960.

Em baixas taxas de crescimento, a declividade da curva aumenta, aproximando-se de uma assíntota vertical, indicada por ΔK_{th} , que é chamado de crescimento da fissura por fadiga limite. Esta quantidade é interpretada como o menor valor de ΔK abaixo do qual o crescimento da fissura por fadiga não mais ocorre.

Para altas taxas de crescimento a curva aproxima-se novamente de um assíntota vertical, devido a um rápido aumento no crescimento da fissura um pouco antes da falha final do elemento estrutural. Tal comportamento pode ocorrer em pequenas regiões plásticas, onde $K_{máx}=K_c$ (K_c = rigidez à fratura).

As curvas comprimento da fissura x número de ciclos, para um comprimento de fissura inicial especificado, podem ser obtidas através de ensaio padronizado pela ASTM E647 (ver figura 4.4). Estas curvas conduzem a estimativa da vida à fadiga e a determinação de coeficientes de segurança em diferentes intervalos de tempo, de acordo com o crescimento da fissura.

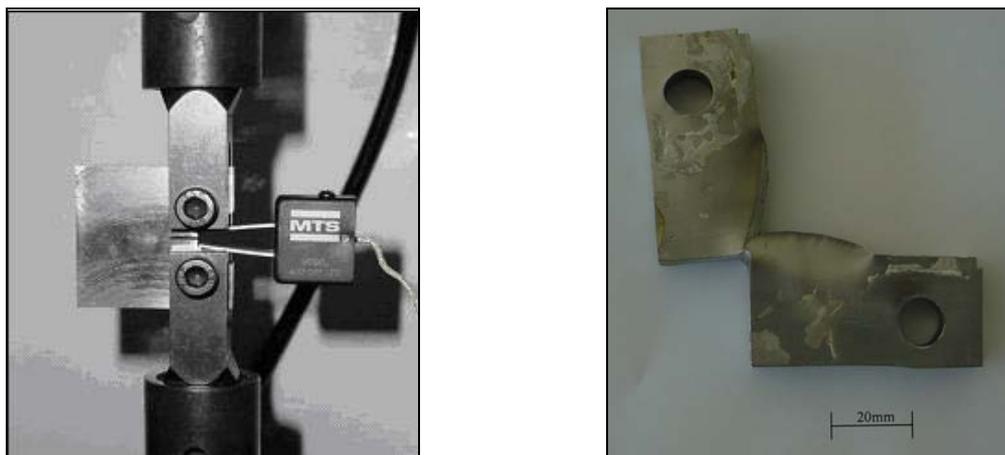


Figura 4.4: à esquerda, ensaio de determinação da taxa de crescimento da fissura e, à direita, corpo-de-prova após ensaio (Fotos: Laboratório de Metalurgia Física – UFRGS)

Sabendo que ΔK aumenta durante a aplicação de uma variação de tensão constante ($\Delta\sigma$), de acordo com o comprimento da fissura e desde que a taxa de crescimento da fissura da/dN depende de ΔK , essa taxa de crescimento não é constante, mas aumenta com o comprimento da fissura. A determinação da vida à fadiga em função das mudanças em da/dN é feita através de um processo de integração da Equação 4.15. A taxa de crescimento da fissura (da/dN) para uma dada combinação de material e de tensão (R), em função de ΔK , pode ser representada de forma geral pela Equação 4.16:

$$\frac{da}{dN} = f(\Delta K, R) = C(\Delta K)^m \quad (4.16)$$

A vida em ciclos necessária para provocar o crescimento da fissura pode ser calculada através da integração desta equação em relação à dN :

$$\int_{N_i}^{N_f} dN = N_f - N_i = N_{if} = \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{f(\Delta K, R)} \quad (4.17)$$

Esta integral calcula o número de ciclos necessários para o crescimento de uma fissura desde seu tamanho inicial (a_i) e número de ciclos (N_i) até o tamanho final (a_f) e número de ciclos (N_f). É conveniente utilizar a simbologia N_{if} para representar o intervalo de ciclos ($N_f - N_i$). O inverso da taxa de crescimento (dN/da) dá a taxa de acumulação dos ciclos (N) por unidade de aumento do comprimento da fissura (a).

$$\frac{dN}{da} = \frac{1}{dN/da} = \frac{1}{f(\Delta K, R)} \quad (4.18)$$

Logo, a Equação 4.17 pode ser reescrita na forma:

$$N_{if} = \int_{a_i}^{a_f} \left(\frac{dN}{da} \right) da \quad (4.19)$$

Dado que a função $F = F(a/b)$ – sendo b o máximo comprimento de fissura detectável –, na equação $\Delta K = F\Delta\sigma\sqrt{\pi a}$ pode ser aproximada a uma constante sobre toda a variação do comprimento da fissura, de a_i até a_f . O valor de C inclui o efeito de $R = \sigma_{\max}/\sigma_{\min}$ e sabendo que σ_{\max} e σ_{\min} são constantes, $\Delta\sigma$ e R também o são. Substituindo $f(\Delta K, R)$ na Equação 4.17 e então substituindo ΔK , tem-se:

$$N_{if} = \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{C(\Delta K)^m} = \int_{a_i}^{a_f} \frac{da}{C(F\Delta\sigma\sqrt{\pi a})^m} = \int_{a_i}^{a_f} \frac{1}{C(F\Delta\sigma\sqrt{\pi a})^m} \frac{da}{a^{m/2}} \quad (4.20)$$

Sendo que C , F , $\Delta\sigma$ e m são todas constantes, a única variável é a e o resultado da integração vale:

$$N_{if} = \frac{a_f^{1-m/2} - a_i^{1-m/2}}{C(F\Delta\sigma\sqrt{\pi a})^m (1 - m/2)} \quad (m \neq 2) \quad (4.21)$$

Se $m = 2$, esta equação é matematicamente indeterminável.

Em aplicações de projeto, o tamanho inicial da fissura (a_i) é tomado como o mínimo detectável (a_d), que pode ser obtido por inspeção. O tamanho final (a_f) vale a_c ou a_0 , equivalentes à fratura brusca ou à plastificação total, respectivamente. Com a variação de F , as expressões matemáticas que a representam tornam-se complexas para certas formas de $da/dN \times \Delta K$, impossibilitando uma solução fechada para N_{if} . Nestes casos utiliza-se algum processo de integração numérica, primeiramente avaliando ΔK e depois da/dN para diferentes comprimentos de fissura.

Durante muitos anos uma variedade de leis de propagação de fissura foi sugerida (NELSON, 1977 e LOVEGROVE et al., 1979 e 1982, citados em CEB 188). Diversas dessas leis têm sido usadas com sucesso em metais. Para o concreto, no entanto, é questionável o seu uso, devido ao fato de que, exceto para o caso de grandes estruturas, a

mecânica da fratura linear elástica, onde estas leis estão baseadas, não são aplicáveis. A utilização da mecânica da fratura não-linear é considerada mais adequada.

O fenômeno da fadiga em qualquer componente de engenharia é causado principalmente pelo processo de fissuração e por esse motivo a mecânica da fratura é vista como uma ferramenta poderosa. Existem poucos modelos que utilizam a mecânica da fratura para a modelagem do efeito do carregamento cíclico no concreto. No entanto, acredita-se que esta seja uma importante área de desenvolvimento futuro.

4.1.5 Fadiga no concreto

No concreto, a fadiga se inicia numa escala microscópica e está associada ao aumento na abertura das fissuras e à redução da rigidez. Segundo o Boletim 188 do CEB (1988), as fissuras por fadiga no concreto não possuem uma topografia superficial definida, como no aço. Glucklich (1965) apud Mallet (1991), em seu estudo sobre o efeito da microfissuração por fadiga no concreto em vigas de argamassa submetidas à flexão, observou que o mecanismo de fadiga se inicia na ruptura da ligação entre a matriz de cimento e o agregado: a fissura se propaga pela argamassa até encontrar um agregado, o qual funciona como um obstáculo a sua propagação. Quando a energia de deformação liberada ultrapassa as forças de coesão remanescentes ocorre, a ruptura completa do concreto.

Diferentes regimes de carregamento parecem produzir mecanismos de falha divergentes. Para fadiga de baixo ciclo, o mecanismo de falha dominante se dá pela formação de fissuras na argamassa, que culminam numa rede contínua de fissuras. De outra maneira, a fadiga de alto ciclo produz fissuras num lento e gradual processo (HSU, 1984 apud LEE e BARR, 2004).

A evolução das fissuras no concreto determina a vida útil residual à fadiga. Nesse processo, o concreto sofre alterações nas propriedades mecânicas que podem ser favoráveis até determinados níveis de tensão ou desfavoráveis, quando se atinge certo grau de deformação plástica ou, especialmente, de fluência, que faz baixar a tensão de ruptura do concreto, como mostram as curvas de Wöhler apresentadas nas Figuras 4.5 e 4.6, estabelecidas no estudo de Coutinho e Gonçalves (1994) citado por Silva Filho (2005).

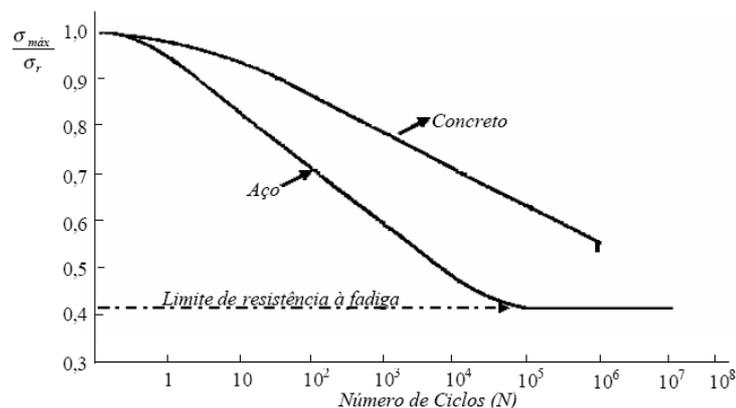


Figura 4.5: curva de Wöhler para o aço e o concreto (COUTINHO e GONÇALVES, 1994)

No eixo das ordenadas estão marcados os valores da relação obtida entre a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) e a tensão de ruptura estática (σ_r), e, nas abscissas, o número de ciclos até a ruptura por fadiga. Como evidencia a Figura 4.6, os primeiros ciclos não alteram as tensões de ruptura e podem, eventualmente, até aumentá-la.

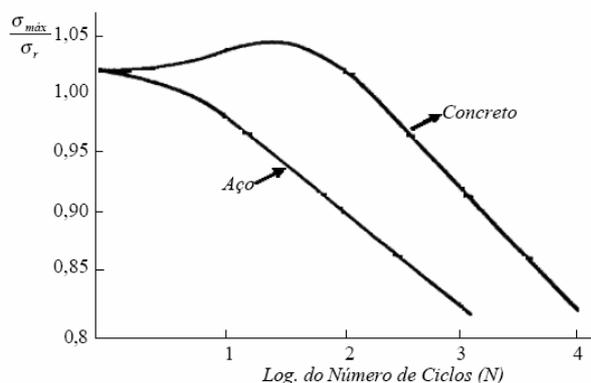


Figura 4.6: curva de Wöhler nos primeiros ciclos (COUTINHO e GONÇALVES, 1994)

Quando essa curva torna-se assintótica em relação a uma reta paralela ao eixo das abscissas, o valor das tensões correspondentes atinge o limite de resistência à fadiga, o que não ocorre no caso do concreto (vide Figura 4.6). O concreto não apresenta um limite de resistência à fadiga definido. No entanto, é consenso entre os pesquisadores que a resistência à fadiga correspondente a uma vida de 10 milhões de ciclos é alcançada para um nível de 55% da resistência estática, segundo o Comitê 215 do Instituto Americano do Concreto (ACI 215R-2, 1997).

A Figura 4.7 mostra curvas S-N obtidas por Tefpers e Kutti (1979) para diferentes relações entre as tensões máxima e mínima. Os autores expressam a resistência à fadiga como uma fração da resistência à compressão estática (f_{cm}).

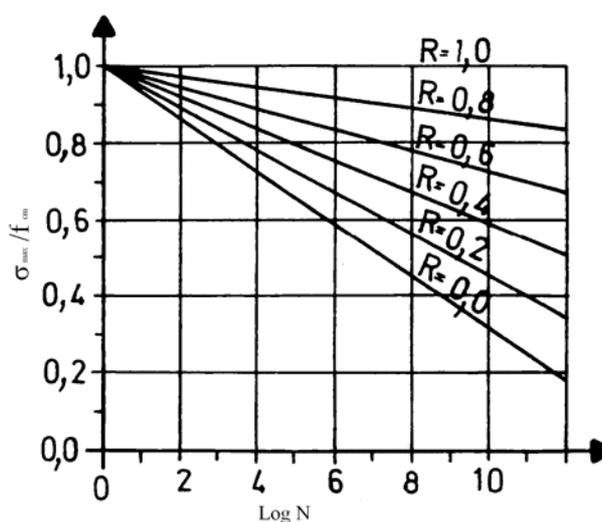


Figura 4.7: curva de Wöhler para diferentes valores de R (TEPFERS e KUTTI, 1979)

Com base no trabalho de Aas-Jakobsen (1970), a equação que representa a relação entre resistência à fadiga e o logaritmo do número de ciclos, dada em Tperfers e Kutti (1979), é:

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{f_{cm}} = 1 - \beta(1 - R) \log N \quad (4.22)$$

Onde $R = \sigma_{m\acute{a}x} / \sigma_{m\acute{i}n}$ e β é a constante do material e vale de 0,064 a 0,080.

Lee e Barr (2004) construíram curvas S-N com dados de diversos pesquisadores em todo o mundo, mesmo sabendo que não existe um consenso de que estas curvas possam ser usadas para qualquer tipo de corpo-de-prova, configuração de carregamento, condição de ensaio, etc. O propósito era o de encontrar uma tendência geral do comportamento do concreto à fadiga e verificar qualitativamente os benefícios da adição de fibras ao material. A presença de fibras não aumentou a vida à fadiga do concreto sob carregamento cíclico de compressão. No entanto, a adição de fibra melhorou o desempenho à fadiga na flexão, uma vez que as fibras, na região tracionada, são capazes de retardar a ruptura através do conhecido mecanismo de costura das fissuras.

Segundo Mallet (1991), a resistência à fadiga do concreto segue a mesma tendência sob esforços de compressão, tração, tração-compressão e flexão. Genericamente, a composição do concreto não afeta a resistência à fadiga. Embora, a presença de ar incorporado reduza a sua vida útil.

A deformação total do concreto sob fadiga, conforme pesquisa realizada por Holmen (1979), possui duas componentes: $\varepsilon_{\text{máx}} = \varepsilon_e + \varepsilon_t$, onde ε_e corresponde à deformação elástica e ε_t é dependente do tempo, como ocorre com a fluência. Essa deformação, oriunda do carregamento cíclico, geralmente ocorre em três estágios. O primeiro estágio, que corresponde a aproximadamente 10% da vida total, caracteriza-se por um aumento rápido nas deformações. Entre 10% e 80% da vida, as deformações apresentam um crescimento uniforme, seguidas novamente no trecho final (80% – 100%) por um aumento rápido até a ruptura.

Os resultados obtidos por Awad e Hilsdorf (1974) de prismas de concreto submetidos a carregamentos repetidos de compressão mostraram que a deformação final de ruptura aumenta se o nível de tensão ou a taxa de carregamento diminuem. Observaram ainda uma diminuição significativa na resistência depois da aplicação de apenas 30% a 70% do número total de ciclos em altos níveis de carregamento cíclico.

Por fim, fissuras estão entre os defeitos mais comuns em estruturas civis e, considerando a natureza cíclica do carregamento, é evidente que a avaliação da segurança estrutural deve considerar a evolução de seu crescimento durante a vida em serviço. Pesquisas recentes relacionadas à fadiga no concreto estão concentradas no desenvolvimento de modelos de dano para previsão da vida útil e da resistência residual. Estes modelos procuram estabelecer relações entre a taxa de crescimento das fissuras e a intensidade de tensão, baseando-se nos conceitos da mecânica da fratura (vide item 4.1.4.3). Alguns modelos foram construídos através da observação experimental, tais com os de Plizzari et al. (1997), Toumi et al. (1998), Subramaniam e Shah (2003), Soroushian e Elzafraney (2004), Deng (2005). Outros utilizam ferramentas de probabilidade estatística ou formulações matemáticas, como os de Bhalerao et al. (2003) e de Baluch et al. (2003), respectivamente.

4.1.6 Fadiga nas barras de aço

A determinação da resistência de barras de aço à fadiga pode ser feita através de ensaios axiais com barras expostas ou em ensaios de flexão com a barra mergulhada no concreto.

Os ensaios axiais podem ser realizados com frequência de até 150Hz (CEB 188, 1988). Apesar de apresentarem a vantagem de serem ensaios relativamente rápidos, especial atenção deve ser tomada com o alinhamento das barras e com as garras da máquina de teste. Essas zonas tendem a concentrar altas tensões, que podem culminar na ruptura da barra, descaracterizando o comportamento da mesma.

Diferentemente, os ensaios de flexão são mais atraentes, pois simulam as condições de serviço de um elemento de concreto armado. No entanto, possuem a desvantagem da frequência do carregamento ser limitada em cerca de 3Hz a 5Hz, a fim de evitar problemas de elevação da temperatura. Geralmente estes ensaios são feitos em pequenas vigas, submetidas à flexão em três ou quatro pontos.

Conforme o documento do ACI 215R-2 (1997), a resistência das barras de aço à fadiga é afetada principalmente pelo diâmetro, curvatura e emenda das barras, tipo de viga, geometria das deformações e tensão mínima aplicada.

Ainda segundo o ACI 215R-2, o aumento da tensão mínima e o aumento do diâmetro da barra reduzem a resistência à fadiga do aço. A diminuição da resistência à fadiga com o aumento do diâmetro da barra é explicada pelo estado de tensões que o efeito escala provoca e também pelo fato de haver a possibilidade de uma maior quantidade de defeitos em uma mesma seção transversal. Esse fenômeno é mais pronunciado em ensaios axiais do que em ensaios de flexão. No caso da tensão mínima, verificou-se que, para uma mesma variação de tensão, a resistência à fadiga é menor quando essa tensão foi aumentada.

A natureza da deformação, se de alongamento ou de encurtamento, influencia a resistência da barra de aço, uma vez que nos pontos onde a fissuração por fadiga é iniciada concentram-se altas tensões. As soldas também atuam como concentradores de tensão o que, como consequência, reduz a resistência à fadiga.

Outro fator que afeta o desempenho à fadiga das barras de aço é a corrosão. Sob fadiga, pontos de corrosão possuem o mesmo efeito de um entalhe, causando concentração de tensão e diminuindo a resistência. Resultados experimentais obtidos por Tilly (1988), citados em Mallet (1991), apontaram fatores de redução da resistência à fadiga de 1,35 para barras de aço com perda de seção transversal de 25% e 1,7 para redução acima deste valor. Essas barras faziam parte de uma estrutura de ponte e foram avaliadas após 20 anos em serviço.

A fratura típica por fadiga de uma barra de aço pode ser visualizada na Figura 4.8, à esquerda. A zona mais polida, sem brilho, com aspecto superficial de borracha, é a que indica as fissuras de fadiga. A zona remanescente, com aspecto de entalhe, é a parte que finalmente fraturou após a formação das fissuras de fadiga. É importante notar que as fissuras por fadiga não se iniciam na parte inferior das barras de aço. Ao invés disso, o processo de fadiga se inicia longitudinalmente à barra, na base de um estribo, como mostrado na Figura 4.8 à direita.



Figura 4.8: à esquerda, fratura típica em uma barra de aço e, à direita, local de início das fissuras

Helagson e Hanson (1974) apresentaram um modelo estatístico para representar a região de vida finita à fadiga das barras de armadura em função da variação da tensão e do logaritmo do número de ciclos. A expressão matemática que representa este modelo é dada por:

$$\log N = 6,96899 - 5,5549 \times 10^{-3} \Delta\sigma \quad (\text{MPa}) \quad (4.23)$$

A variável predominante encontrada na região de vida finita à fadiga foi a variação de tensão ($\Delta\sigma$). O nível da tensão mínima, embora não afetasse à resistência à fadiga no mesmo grau, mostrou ser altamente significativo estatisticamente. Outros fatores, tais como, o diâmetro da barra e a tensão de escoamento, também mostraram significância estatística, enquanto que a profundidade da barra, não. As interações entre estes fatores não foram relevantes. A resistência à fadiga para uma vida infinita foi estabelecida para uma variação de tensão aproximadamente igual a 165MPa.

Posteriormente, Tilly e Moss (1982) apud CEB 188 (1988) apresentaram um outro modelo em escala log-log, no qual a fadiga da armadura está dividida em duas classes: R1 para

barras com diâmetro de até 16mm (Equação 4.24) e R2 para barras com diâmetro maior que 16mm (Equação 4.25).

$$\log \Delta\sigma = 2,99 - \frac{\log N}{9} \quad \text{ou} \quad (\Delta\sigma)^9 N = 0,75 \times 10^{27} \quad (4.24)$$

$$\log \Delta\sigma = 2,87 - \frac{\log N}{9} \quad \text{ou} \quad (\Delta\sigma)^9 N = 0,07 \times 10^{27} \quad (4.25)$$

A fadiga das armaduras não é um fator determinante no dimensionamento das estruturas de concreto armado. Todavia, o emprego cada vez maior destas estruturas em situações de carregamento cíclico, juntamente com o fato de que os procedimentos de cálculo atualmente adotados estão baseados no estado limite último – permitindo que se utilize altos níveis de tensão nas armaduras – fazem com que o efeito da fadiga seja particularmente importante. Vale ressaltar que a mais baixa variação de tensão registrada que causou uma falha por fadiga numa barra de aço foi de 145MPa. Essa ruptura ocorreu após 1.250.000 ciclos de carregamento repetido numa viga com barras de aço de 35mm de diâmetro e tensão mínima de 121MPa (ACI 215R-2, 1997).

Baseado nos estudos de Helagson e Hanson (1974), o comitê 215 do ACI (1997) estabeleceu um critério de segurança à fadiga para as barras de aço para concreto armado, conforme representado na Equação 4.26.

$$\Delta\sigma = 161 - 0,33\sigma_{min} \quad (\text{MPa}) \quad (4.26)$$

Em que $\Delta\sigma$ não necessita ser menor do que 138MPa. Para barras fletidas ou barras que tiveram um reforço adicional soldado, a variação na tensão obtida pela Equação 4.26 deve ser reduzida em 50%.

Segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991), a verificação da segurança à fadiga das barras de aço para concreto armado deve atender aos limites constantes na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: resistência característica do aço à fadiga segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991)

	N*	$\Delta\sigma_{Rsk}$ para N* ciclos (MPa)	$\Delta\sigma_{Rsk}$ para 10^8 ciclos (MPa)
Barras com $\phi \leq 16$ mm	10^6	210	125
Barras com $\phi > 16$ mm	10^6	160	95
Barras soldadas	10^7	50	30

Já a norma brasileira (NBR 6118, 2003) recomenda valores para a variação na tensão admissível da armadura para uma vida de 2.000.000 ciclos em função do diâmetro da barra e do tipo de aplicação destas estruturas (ver Tabela 4.3).

Tabela 4.3: variação na tensão admissível na armadura segundo NBR 6118 (2003)

$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa) para armadura passiva, aço CA-50								
ϕ (mm)	10	12,5	16	20	22	25	32	40
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150
Barras retas ou dobradas com $D < 25\phi$	105	105	105	100	95	90	90	85
Estribos	85	85	85	–	–	–	–	–
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65
Barras soldadas	85	85	85	85	85	85	85	85
$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa) para armadura ativa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reta								150
Pos-tração, cabos curvos								110
Cabos retos								150
Conectores mecânicos e ancoragens								70

Onde D é igual ao diâmetro dos pinos de dobramento das barras de aço.

4.1.7 Fadiga do concreto armado

O comportamento do concreto armado sob carregamento cíclico depende da interação entre o aço e o concreto. Em elementos flexionados subarmados, a fadiga é governada pela armadura. Por outro lado, em peças superarmadas, a ruptura por flexão ou cisalhamento é mais complexa, alterando o mecanismo de aderência e, conseqüentemente, a falha por fadiga. Com a evolução do processo de fadiga e de propagação das fissuras há uma modificação na redistribuição de tensões na armadura e, em conseqüência, a ruptura passa a não ocorrer necessariamente pelo mesmo mecanismo estático. As tensões reais na armadura raramente coincidem com as tensões calculadas usando modelos simplificados. Isso associado à variabilidade dos materiais e dos carregamentos, acarreta características dispersivas nos resultados dos ensaios de fadiga (MALLET, 1991).

O esgotamento por fadiga da capacidade resistente em elementos de concreto armado pode desenvolver-se a partir de excessivas tensões de flexão, cisalhamento ou aderência. Na flexão, forma-se um gradiente de tensão reserva na zona de compressão a fim de promover

a redistribuição dessas tensões no momento em que a fibra de concreto mais comprimida atinge seu valor máximo devido ao carregamento cíclico.

Atenção especial deve ser dada para a resistência à fadiga frente aos esforços de cisalhamento. Fissuras inclinadas indicam uma possível ruptura de fadiga por cisalhamento. Chang e Kesler (1958) apud Mallet (1991) observaram casos de fadiga por cisalhamento em vigas que estaticamente haviam rompido por flexão. De qualquer modo, deve-se tomar cuidado, pois as fissuras de cisalhamento, sob carregamento cíclico, costumam aparecer em níveis de tensão mais baixos do que na condição de carga estática.

Se a resistência de aderência entre o aço e o concreto é satisfatória, a ruptura por fadiga ocorre na porção de concreto situada em volta da armadura, onde a sua resistência à tração é excedida. Neste processo, a fadiga é caracterizada por uma redistribuição das tensões à medida que o carregamento cíclico é aplicado. Neste caso, a condição de falha se dá quando se atinge uma tensão constante em todo o elemento. Por outro lado, se a resistência do concreto ao fendilhamento é suficiente, a falha por fadiga se dá no perímetro da armadura.

Experimentos realizados por Soretz (1974) em 249 vigas de concreto armado mostraram que as fissuras ocorrem logo nos primeiros ciclos de carga. Em todas as vigas ensaiadas a ruptura se deu por fratura da armadura entre os pontos de aplicação de carga, no local onde havia uma fissura no concreto. Este mesmo tipo de ruptura por fadiga foi observado por Hawkins (1974b) em lajes de concreto armado.

Para Hawkins e Shah (1982), o aumento nas deformações e na abertura das fissuras em vigas de concreto armado submetidas a carregamentos cíclicos é causado pela chamada fluência cíclica do concreto comprimido e pela perda de rigidez na zona de tração, oriunda da fissuração e da perda de aderência entre o aço e o concreto.

As cargas repetidas ou cíclicas não afetam somente a resistência, mas também aspectos relativos à durabilidade do elemento como, por exemplo, o aumento nas deflexões e abertura das fissuras. Balaguru (1992) desenvolveu um procedimento para a estimativa das deflexões e abertura das fissuras para vigas de concreto armado e protendido. O procedimento proposto por ele considera a deformação lenta do concreto e a perda de rigidez da estrutura com a aplicação dos ciclos de carga como fatores predominantes para a avaliação da fadiga. A deformação no concreto, expressa em função da tensão média e da variação das tensões, é dada por:

$$\varepsilon_c = 129 \times \sigma_m \times t^{1/3} + 17,8 \times \sigma_m \times \Delta\sigma \times N^{1/3} \quad (4.27)$$

Onde:

ε_c – deformação no concreto;

$\Delta\sigma$ – variação da tensão, expressa como uma fração da resistência à compressão do concreto;

σ_m – tensão média, expressa como uma fração da resistência à compressão do concreto;

t – tempo de aplicação do carregamento, em horas.

N – número de ciclos.

Uma vez conhecida a deformação cíclica, o módulo de elasticidade do concreto em função do número de ciclos, E_N , pode ser calculado usando a equação:

$$E_N = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{E_c} + \varepsilon_c} \quad (4.28)$$

A redução progressiva da rigidez é calculada em função da redução da tensão de tração última do concreto com o aumento do número de ciclos.

$$f_{r,N} = f_{ctm} \left(1 - \frac{\log N}{10,954} \right) \quad (4.29)$$

A partir daí, o cálculo das deflexões é feito através de formulações da resistência dos materiais. E a abertura das fissuras é estimada usando os conceitos básicos da teoria de deslizamento.

Uma estrutura de concreto é composta de muitos elementos, cada qual formado por uma seção de aço diferente. Assim sendo, a fratura por fadiga de uma ou mais barras da armadura não necessariamente resultam na falha da estrutura. Preferivelmente, com as evidências de queda no desempenho estrutural – vistas pelo aumento nas deflexões e na largura das fissuras – deve-se aproveitar a oportunidade para reparar e reforçar a estrutura.

4.1.8 Fadiga dos compósitos

O comportamento do PRF à fadiga tem sido estudado extensivamente nos últimos trinta anos (ACI 440.2R, 2002). As condições de ensaio que elevam a temperatura e a umidade do compósito geralmente influenciam negativamente o comportamento à fadiga destes

materiais. Entre todos os compósitos de PRF, os de fibra de carbono são os menos susceptíveis à falha por fadiga.

Os polímeros estruturados com fibras de vidro não apresentam claramente um limite à fadiga, pois seu comportamento é altamente influenciado por fatores ambientais, tais como: umidade e soluções alcalinas e ácidas. As fibras de aramida, em função de sua durabilidade, parecem comportar-se bem à fadiga (ACI 440.2R, 2002).

Outro fator que afeta o comportamento à fadiga de PRF é a frequência de carregamento. Ellyin e Kujawski (1995) examinaram experimentalmente a influência da taxa de carregamento em PRF de vidro. O efeito da frequência de carregamento ficou evidente na relação tensão \times deformação.

Keller et al. (2005) investigaram o comportamento à fadiga de placas pultrudadas de PRFV usadas na infra-estrutura civil. O primeiro objetivo deste trabalho foi o de encontrar um procedimento de preparação, configuração e teste das amostras apropriado. Os autores utilizaram placas de PRFV disponíveis no mercado, a fim de preservar as características de largura e espessura do compósito, em três configurações de corpo-de-prova diferentes: retangular, retangular com reforço nas extremidades e retangular com redução na seção transversal. Depois disso foram estudados os modos de falha e o processo de degradação por fadiga destes laminados. Os corpos-de-prova com redução na seção transversal foram os que mostraram melhor desempenho à fadiga. A resistência à fadiga para $N=10^6$ foi de aproximadamente 25% da resistência estática. Os modos de ruptura foram semelhantes tanto para o carregamento estático quanto para o cíclico.

A fadiga dos materiais compósitos é completamente diferente da fadiga em metais. O desenvolvimento simultâneo no compósito de numerosas fissuras torna impossível medir o dano por fadiga com base em uma única fissura, como na mecânica da fratura. Além disso, o dano por fadiga depende de outros mecanismos de falha, tais como ruptura das fibras, fissuração da matriz, delaminação e descolamento. A combinação destes mecanismos pode afetar prejudicialmente algumas das propriedades destes materiais, como, a resistência e a rigidez. Conseqüentemente, muitas das pesquisas sobre dano cumulativo em materiais compósitos estão relacionadas principalmente com a investigação da resistência residual e a diminuição da rigidez durante o processo de fadiga.

Segundo Tserpes et al. (2004), o mecanismo dominante que causa a falha final por fadiga de compósitos laminados estruturados com fibras é a delaminação. Sob baixos níveis de

carregamento, o fenômeno de delaminação é um fator dominante e leva à falha do compósito. Mesmo que a delaminação não cause falha imediata, ela reduz a resistência residual. Além disso, processos de delaminação de diferentes origens podem se acumular e causar falhas de grandes dimensões.

El-Assal e Khashaba (2007) avaliaram a resistência à fadiga de compósitos de fibra de vidro (PRFV) em matriz poliéster sob carregamento de torção e flexão/torção. O mecanismo de falha dos compósitos testados ocorreu pelo aparecimento de fissuras longitudinais ao longo da interface fibra-matriz e, no colapso, por corte transversal a partir da superfície. Essas fissuras, na fibra e na matriz, reduzem a rigidez do corpo-de-prova e, por essa razão, a carga necessária para manter o deslocamento constante deve ser diminuída. Os autores observaram também que o número de ciclos até a falha aumenta com o volume de fibra para uma mesma amplitude de tensão. A resistência à fadiga, calculada para $N=10^7$ ciclos, mostrou-se 8,5 vezes maior nos corpos-de-prova testados sob carregamentos de flexão e torção combinados do que sob torção pura. Por outro lado, a resistência à fadiga do efeito combinado (flexão e torção) foi aproximadamente 50% menor do que à flexão pura.

A estimativa da vida à fadiga em PRF tem sido feita através de uma diversidade de metodologias. Recentemente, a utilização de redes neurais artificiais, devido a sua poderosa estrutura paralela e à capacidade de modelação não-linear de múltiplas variáveis, tem sido investigada por Al-Assaf e El Kadi (2007) como ferramenta auxiliar na previsão da vida à fadiga. Mesmo com poucos dados experimentais disponíveis para o treinamento das redes neurais e do polinômio classificador, as estimativas obtidas são comparáveis com outros métodos. O polinômio classificador mostrou boa correlação entre os parâmetros de entrada (tensão máxima, R, ângulo de orientação das fibras) e o número de ciclos até a falha quando comparado com as redes neurais.

Tanimoto (2006) propôs um diagrama P-S-N que adiciona o parâmetro (P) de probabilidade de falha à tradicional curva S-N. Os resultados experimentais mostraram grande dispersão na faixa de 10^5 a 10^6 ciclos. Esta característica dispersiva dos dados se deve à coexistência de diversos mecanismos de falha nesta região de fadiga (10^5 a 10^6 ciclos). Os resultados obtidos na fadiga por tração em laminados de PRFC (0/±45/90) revelaram que o mecanismo de falha dominante é uma delaminação progressiva na intercamada (-45/90). O autor estudou ainda um conceito de eliminação do dano por

delaminação através do uso do intercamadas termoplásticas ou termo-cerâmicas condutivas dispersivas. Este conceito foi utilizado no intuito de melhorar a resistência à fadiga dos laminados e em consequência diminuir a dispersão nos resultados.

Compósitos formados por fibras de vidro E apresentaram, para uma mesma tensão máxima normalizada, resistência à fadiga menor do que os de fibra de carbono. Tal conclusão foi obtida na investigação da fadiga em PRF de vidro e carbono conduzida por Demers (1998a). Neste trabalho, a autora observou ainda a influência da frequência do carregamento cíclico (20Hz no carbono) na elevação da temperatura das amostras, o que afeta prejudicialmente o desempenho dos compósitos à fadiga. Por essa razão, os compósitos formados por fibra de vidro E foram testados à fadiga com frequências de carregamento de 1Hz, 3Hz e 5Hz. Os resultados destes testes, publicados em Demers (1998b), permitiram o estabelecimento do limite de resistência à fadiga, com 95% de confiança, através da Equação 4.30.

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\sigma_u} = 0,790 - 0,078 \log N \quad (4.30)$$

Onde:

σ_u – tensão última à tração.

Segundo Demers (1998b), o limite de resistência estabelecido pela Equação 4.30 pode ser usado como uma estimativa conservadora da vida à fadiga no projeto de estruturas com PRF, enquanto não houver o refinamento do efeito dos parâmetros individuais (R, tensão mínima, tensão máxima etc.).

Considerando que um dos principais campos de aplicação dos PRF é na recuperação e reforço de estruturas de pontes – e que estas estão sujeitas a cargas cíclicas –, o desempenho destes elementos em relação à fadiga necessita ser avaliado. Até o momento, poucos trabalhos têm sido desenvolvidos nesta área. No entanto, tem-se consciência de que o entendimento do comportamento de elementos reforçados com PRF sujeitos a carregamentos repetidos é fator chave na consolidação da técnica. No item 4.1.9 será feita uma revisão do estado-da-arte da fadiga em vigas reforçadas com PRF.

4.1.9 Comportamento à fadiga de estruturas reforçadas

Pesquisas em todo o mundo têm demonstrado a eficiência da utilização de PRF na recuperação e reforço de estruturas de concreto armado, tanto no reforço à flexão como no reforço ao cisalhamento. Uma observação comum destes estudos é a de que a capacidade de resistência à flexão e ao cisalhamento pode ser aumentada. No entanto, atenção especial deve ser dada à possibilidade de ruptura prematura por descolamento do PRF nas extremidades do reforço, conforme discutido em 3.3 e 3.4.

O descolamento prematuro do reforço tem sido minimizado com a utilização de ancoragens adicionais em forma de “U” nas regiões de grande probabilidade de ocorrência do *peeling-off*. Estas ancoragens adicionais são capazes de melhorar a resistência de aderência na interface concreto-PRF. Todavia, estas melhorias têm sido avaliadas principalmente em testes com vigas submetidas a cargas estáticas. Para estruturas de pontes, uma abordagem interessante é a verificação do desempenho do reforço com PRF sob carregamento cíclico, de maneira a refletir as reais condições de serviço destas estruturas. No caso de peças de concreto armado reforçadas com PRF sujeitas a cargas cíclicas, a fadiga torna-se um importante estado limite que precisa ser avaliado pelos projetistas. Além disso, nestas condições de carregamento, especial atenção deve ser dada para a possibilidade de deslizamento entre o concreto e o PRF.

4.1.9.1 Considerações sobre os modos de falha por fadiga das estruturas reforçadas

Como consequência da utilização de um reforço externo com PRF colado na superfície tracionada de peças de concreto armado tem-se a redução da tensão máxima na armadura quando se aplica a mesma amplitude de tensão atribuída ao elemento não reforçado. Nestas condições, a resistência à fadiga é aumentada e o mecanismo de falha continua sendo por fratura de uma ou mais barras de aço, conforme apontam diversos trabalhos publicados recentemente (BARNES e MAYS, 1999; SHAHAWY e BEITELMAN, 1999; MEIER, 2000; PAPAKONSTANTINOUS et al., 2001; HEFFERNAN e ERKI, 2004; WANG et al., 2006; TOUTANJI et al., 2006).

O estudo sobre fadiga realizado por Barnes e Mays (1999) comparou três situações distintas de carregamento cíclico em vigas de concreto armado não reforçadas e reforçadas com PRF: (i) aplicando o mesmo nível de carga para ambas; (ii) aplicando cargas que produziam a mesma variação de tensão na armadura e (iii) aplicando a mesma

porcentagem em relação à carga última. Nos casos (i) e (ii) as vigas reforçadas com PRFC exibiram aumento na vida à fadiga quando comparadas com as não reforçadas, e na condição (iii) observou-se o oposto, com valor levemente inferior para a condição de reforço externo.

Shahawy e Beitelman (1999) ensaiaram à fadiga seis vigas seção “T” reforçadas na face inferior e na alma com compósitos de fibra de carbono. Em todos os protótipos testados os estribos estavam soldados à armadura longitudinal, o que influenciou negativamente a vida à fadiga destas estruturas. Mesmo assim, a presença do reforço com PRFC prolongou a vida à fadiga quando comparado com as vigas não reforçadas.

Meier (2000) testou duas vigas de concreto armado reforçadas com PRF: uma com compósitos de fibra de vidro e outra com um tecido híbrido de vidro e carbono. Os resultados dos testes mostraram que as vigas falharam à flexão após 12 milhões de ciclos, sendo que a falha inicial ocorreu devido à fratura do aço e não por ruptura do concreto, adesivo ou fratura do PRF. Não foram verificadas diferenças significativas no comportamento entre as vigas reforçadas e não reforçadas durante o carregamento cíclico.

Papakonstantinou et al. (2001) conduziram uma investigação experimental em que vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro foram submetidas a carregamentos cíclicos. Os resultados experimentais mostraram que o aumento gradativo das deflexões ao longo do carregamento foram levemente inferiores nas vigas reforçadas. O aumento nas deflexões foi analisado através de um modelo analítico adaptado do modelo de Balaguru (1992), que mostrou precisão razoável em comparação com os dados obtidos experimentalmente.

O desempenho à fadiga quanto ao nível de carregamento aplicado e quantidade de reforço utilizado de vigas de concreto armado reforçadas externamente com PRFC foi investigado por Heffernan e Erki (2004) em dois grupos de vigas classificadas de acordo com o comprimento do vão. Vigas com 3.000mm reforçadas com 7 camadas de PRFC foram submetidas a testes de fadiga em três níveis de carga em relação à tensão de escoamento do aço, quais sejam: alto (20% – 80%); médio (20% – 70%) e baixo (20% – 60%). Já as vigas com 5.000mm de vão foram reforçadas com duas, quatro ou seis camadas de PRFC e testadas para o nível de carga média. Ainda, para efeito de comparação, foram ensaiadas cíclica e estaticamente vigas não reforçadas. Nos dois conjuntos de vigas a falha ocorreu por fratura de uma ou mais barras de aço, sem dano aparente no compósito ou na interface com o concreto. Um grande número de pequenas fissuras se formou nas vigas reforçadas

com PRFC quando comparadas com as vigas não reforçadas – esse comportamento que tende a atenuar o efeito de concentração de tensões. De modo oposto, as deformações no compósito diminuíram levemente ao longo da vida à fadiga, provavelmente devido ao deslizamento entre as camadas de PRFC que pode ocorrer após um determinado período de sustentação do carregamento. A diminuição foi de 10% a 35% a partir da metade da vida à fadiga do protótipo em teste. Tal comportamento, associado ao amolecimento do concreto sob carregamento repetido, leva ao crescimento da tensão na armadura conforme o aumento do número de ciclos. Contudo, na presença do reforço, as vigas não se desestabilizaram após a fadiga da armadura e foram capazes de continuar suportando o carregamento até a falha por descolamento do compósito. Como esperado, houve um aumento na vida à fadiga nas estruturas reforçadas, o que, segundo Heffernan e Erki (2004), ocorreu por causa da diminuição da tensão na armadura, graças à presença do reforço. Os autores acreditam que a resistência à fadiga de estruturas reforçadas ou não reforçadas é dependente das características do aço e do histórico de carregamentos aplicados.

Uma comparação entre o desempenho sob carregamento monotônico e cíclico de vigas reforçadas com PRF de carbono e vidro encontra-se no trabalho de Wang et al. (2006). Vigas de seção “T” reforçadas à flexão com PRFC e ao cisalhamento com laços de PRFV em forma de “U” em praticamente todo o vão livre foram submetidas a ciclos de carregamento, com variação de tensão na armadura de 200MPa, e depois rompidas estaticamente. Um dos exemplares apresentou fratura por fadiga de uma das barras de armadura por volta de 350.000 ciclos. O ensaio prosseguiu até 1 milhão de ciclos e então foi submetido a carregamento estático até a ruptura. Os resultados obtidos com esta viga foram semelhantes aos obtidos com uma viga de mesmas características geométricas e de reforço submetida apenas a carga estática. Por fim, é importante ressaltar que o reforço com PRFC conseguiu sustentar o carregamento após a fratura de uma das barras de aço por fadiga, graças à alta resistência de aderência proporcionada pelos laços de ancoragem.

O efeito do carregamento cíclico na perda de rigidez em vigas de concreto armado reforçadas com PRFC, dotadas de mecanismos de ancoragem por pinos e por um novo

sistema composto por laminados de PRF (MF-FRP) anexados à superfície do concreto⁶, foi verificada por Ekenel et al. (2006). As vigas foram testadas sob carregamento cíclico até 2 milhões de ciclos e então levadas à ruptura por carga estática. A perda de rigidez após a aplicação do carregamento cíclico foi de aproximadamente 15% em todas as vigas, com exceção da viga reforçada com o novo sistema, que apresentou 22% de perda de rigidez. Os autores supuseram que essa maior perda de rigidez na viga reforçada com MF-FRP se deu em virtude da fissuração ocorrida até a completa interação do reforço com a superfície do concreto. A carga de fadiga reduziu levemente a ductilidade dos protótipos testados, mas não afetou significativamente a carga última de ruptura tanto nas vigas reforçadas quanto nas não reforçadas.

A falha por fadiga iniciada pela fratura da armadura, seguida pela ruptura da fibra e pelo colapso da estrutura, foi observada nos experimentos conduzidos por Toutanji et al. (2006) em vigas de concreto armado reforçadas com PRFC. Observou-se também que a largura máxima das fissuras ocorre durante os primeiros ciclos de carga. Após 500.000 ciclos, a abertura e a altura das fissuras aumentam lentamente até próximo à ruptura. A partir deste ponto, nos últimos 1.000 ciclos, há o surgimento de pequenas fissuras, enquanto que as já formadas voltam a aumentar tanto na abertura quanto na altura.

De outra maneira, experimentos conduzidos por Breña et al. (2005) indicam que a resistência de aderência entre a superfície de concreto e o PRF pode se degradar para amplitudes de carregamento cíclico correspondentes à condição de carga extrema em pontes. Neste estudo, vigas de concreto armado reforçadas com mantas e laminados de PRFC colados externamente foram testadas para cargas de serviço (35% e 57% da carga de escoamento do aço) e em condições extremas (90% a 110% da carga de escoamento do aço). As vigas testadas sob carregamento de serviço não demonstraram acúmulo de dano significativo com o aumento do número de ciclos. O dano acumulado foi quantificado pelo aumento nos deslocamentos no meio do vão e nas deformações no concreto, armadura e PRF ao longo dos ciclos. Contrariamente, nas vigas sujeitas a condições extremas de carregamento observou-se um acúmulo significativo de dano, o qual culminou na ruptura dos corpos-de-prova. As vigas reforçadas com PRFC pultrudado apresentaram fadiga por

⁶ Este sistema foi inventado pelos engenheiros Lawrence Bank e Anthony Lamanna na Universidade de Wisconsin (EUA), como alternativa à fixação do PRF na superfície do concreto e foi patenteado como *Mechanically Fastened-fiber Reinforced Polymer* – MF-FRP. Este dispositivo, confeccionado com fibras de carbono e vidro, funciona como uma atadura no reforço de uma superfície de concreto, de maneira análoga à de uma bandagem em um ferimento superficial na pele.

descolamento da interface concreto-PRFC, enquanto que as amostras com mantas de PRFC, nas mesmas condições de carga, romperam por fratura da armadura. A tensão máxima observada no compósito durante os testes com estas vigas foi de 15% a 25% do valor máximo característico para este material. É importante ressaltar que estes valores estão muito abaixo do valor recomendado pelo ACI 440.2R (2002) para verificação à fadiga de estruturas reforçadas, que é de 55% da tensão última.

A degradação da ligação entre o concreto e o compósito devido a cargas de fadiga foi estudada por Gheorghiu et al. (2007). As amostras testadas constituíam-se de vigas de concreto armado com 2.000mm de vão, reforçadas com laminados de PRFC colados somente nas extremidades. O comprimento da ligação em cada uma das extremidades era de 400mm, restando um vão central de 260mm sem aderência. As vigas foram ensaiadas ciclicamente em dois diferentes níveis de carga e depois levadas a ruptura através de ensaio estático. Os autores verificaram que a ligação apresentava-se bastante danificada após os testes de fadiga. No entanto, a resistência última e o deslocamento vertical no meio do vão não foram afetados pela amplitude de carregamento ou número de ciclos. Nas ligações em que quase não havia dano antes do ensaio estático, as tensões de cisalhamento se desenvolveram após alcançar 70% da carga última. Nas vigas com fissuras após o carregamento cíclico, as tensões de cisalhamento se desenvolveram uniformemente em todo o comprimento da ligação concreto-PRF.

A investigação em vigas de concreto armado do efeito do carregamento repetido e do confinamento proporcionado pelo reforço com PRFC em forma de “U” na resistência de aderência foi realizada por Rteil et al. (2007). As variáveis examinadas neste trabalho foram a presença ou não de reforço com PRFC, diâmetro das barras da armadura longitudinal menor (20mm e 25mm) e a variação no carregamento aplicado durante os ensaios de fadiga. Para a variação de carga acima do limite de resistência à fadiga, a aderência entre o concreto e o aço ruiu por deslizamento repentino. A adição do PRFC aumentou a resistência à fadiga por aderência. Nas vigas armadas com barras de aço de 20mm de diâmetro, a resistência diminuiu com a diminuição da variação do carregamento cíclico. Para as barras com 25mm de diâmetro, o confinamento gerado pelo reforço aumentou a resistência à fadiga por aderência para um nível acima da resistência à fadiga por cisalhamento, conduzindo à ruptura por cisalhamento.

O comportamento à fadiga de vigas protendidas reforçadas externamente com compósitos de fibra de carbono foi estudado por Rosenboom e Rizkalla (2006). Os experimentos foram realizados em vigas com 9,14m de vão, oriundas de uma ponte abandonada, reforçadas com diferentes sistemas de reforço, incluindo a adição de barras e tiras de PRF em ranhuras⁷ na superfície do concreto e a colagem externa de tecidos e laminados. Vários níveis de reforço, configurações de protensão e variação nas cargas de fadiga foram examinados. Os resultados experimentais mostraram que o reforço com PRFC reduziu a abertura e o espaçamento das fissuras e a relação de tensão induzida nos cabos de protensão em condições de carregamento cíclico de serviço. Os autores recomendam manter essa relação de tensão, no caso de aumento da carga de serviço, em 5% e 3% em cabos retos e flexionados, respectivamente. Esta recomendação tem por serventia prevenir a ruptura prematura dos cabos, uma vez que eles se apresentam como os componentes mais susceptíveis à fadiga.

Rasheed et al. (2006) desenvolveram um procedimento para projeto de reforço de peças de concreto protendido com PRF em que foi levada em consideração a garantia dos limites de tensão nos cabos para evitar a falha por fadiga durante a vida útil da estrutura. Os resultados da análise não-linear da seção em comparação com resultados experimentais revelaram uma maior resistência do concreto à fissuração, permitindo que o compósito desenvolvesse altas deformações e, em consequência, reduzisse a tensão nos cabos.

Oito vigas de seção “T” reforçadas com compósitos de carbono e vidro colados externamente e fixados internamente em ranhuras (NSM) foram investigadas à fadiga por Silva Filho (2005). O sistema de reforço NSM mostrou-se mais eficaz quando comparado com o colado externamente. Três das quatro vigas reforçadas com o sistema NSM atingiram 3 milhões de ciclos, enquanto que as com reforço colado externamente romperam prematuramente por descolamento com menos de 500.000 ciclos.

Laminados de fibra de carbono em forma de “L” usados no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado de seção “T”, foram investigados por Czarderski e Motavalli (2004) no EMPA (Laboratório Federal Suíço de Pesquisa e Teste de Materiais). Pesquisas realizadas com carregamento estático e cíclico demonstram o sucesso desta técnica de reforço. Os autores recomendam que seja feita a análise do estado limite à fadiga, além da verificação dos estados limites de serviço e último, para que seja excluída a possibilidade

⁷ Este sistema de reforço é denominado internacionalmente como NSM – Near Surface Mounted.

de ocorrência de problemas de deficiência de ancoragem. O laminado em forma de “L” não apresentou qualquer tipo de dano quando submetido a 5 milhões de ciclos de carregamento de serviço a uma frequência de 4,4Hz, o que mostra a adequabilidade deste tipo de compósito no reforço de vigas com seção “T”.

4.1.9.2 Modelos para determinação da vida à fadiga de estruturas reforçadas com PRF

Nenhum modelo generalizado para estimativa da vida útil à fadiga em estruturas de concreto reforçadas com PRF foi encontrado na literatura. Nos trabalhos de Papakonstantinou et al. (2001) e Toutanji et al. (2006) foram encontrados dois modelos de regressão dos dados experimentais em vigas reforçadas com PRF, baseados na curva S-N e nas deformações desenvolvidas ao longo dos ciclos, respectivamente. Papakonstantinou et al. (2001) afirmam que, considerando que o limitante à fadiga nas estruturas reforçadas ou não é a variação da tensão na armadura, os modelos existentes para as barras de armadura podem ser usados para determinar a resistência à fadiga.

A seguir, apresentam-se as formulações matemáticas obtidas por estes dois estudos e também um terceiro modelo analítico, sugerido por El-Tawil et al. (2001) para a avaliação da perda de rigidez de estruturas reforçadas com PRF sob carregamento cíclico.

Toutanji et al. (2006) adaptaram um modelo analítico de fadiga de vigas de concreto armado, baseado na falha por ruptura da armadura, para a estimativa da vida à fadiga destas estruturas quando reforçadas com PRF. Após a fratura da armadura, o modelo constitutivo deve ser modificado de modo a levar em conta a resistência e a rigidez residual do aço. Os autores calcularam a variação da tensão no PRF antes e depois da fratura da armadura em função da variação na deformação. De posse destes valores de deformação, o número de ciclos necessários para fadiga do PRF foi calculado utilizando a correlação entre a vida à fadiga e o nível de deformação no compósito obtido nos testes de fadiga por tração. A correlação entre vida à fadiga e nível de tensão em função da deformação no PRF após a ruptura da armadura é dada por:

$$\log N = 7,987 - 5,238 \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{fu}} \quad (4.31)$$

Onde:

ε_f – variação na deformação do PRF;

ε_{fu} – deformação última, tomada igual a 0,006.

Este modelo foi desenvolvido para explicar o comportamento observado nas vigas ensaiadas por Toutanji et al. (2006). A utilização deste modelo para a previsão em geral da vida à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF não é aconselhável.

A partir dos dados sobre vida à fadiga de 14 vigas reforçadas com PRFV, Papakonstantinou et al. (2001) obtiveram a curva S-N por regressão linear. Esta curva é dada pela Equação 4.32, que apresenta coeficiente de correlação (R^2) de 0,9316.

$$\log N = 6,677 - 0,00613\Delta\sigma \quad (\text{MPa}) \quad (4.32)$$

Os resultados obtidos através do modelo analítico foram comparados com os observados no ensaio de 17 vigas reforçadas com PRF de vidro e não reforçadas. O modelo apresentou precisão razoável, indicando um aumento nos deslocamentos verticais com a evolução do carregamento cíclico.

Outro modelo analítico para simular o comportamento estático e a resposta à fadiga acelerada das vigas reforçadas, proposto por El-Tawil et al. (2001), baseia-se na discretização da seção transversal da estrutura em pequenas camadas que representam, cada uma delas, o concreto, o compósito colado longitudinalmente e a armadura de flexão. Foram adotadas como hipóteses de cálculo que as seções planas permanecem planas até a ruptura, que há uma perfeita aderência entre o concreto e os outros dois materiais e desprezadas as tensões tangenciais.

No modelo proposto por El-Tawil et al. (2001), a deformação máxima após um determinado intervalo de tempo e número de ciclos aplicados, adotando-se os conceitos de fadiga do concreto estudados por Holmen (1982), é dada pela soma da deformação elástica, ε_e , e da deformação relativa ao tempo de aplicação do carregamento, ε_t (Equação 4.33).

$$\varepsilon_{maz} = \varepsilon_e + \varepsilon_t \quad (4.33)$$

A deformação sob carregamento cíclico, conforme observado por Holmen (1982) citado por El-Tawil et al. (2001), se desenvolve em três fases: (i) inicialmente, durante a aplicação de 0% a 10% dos ciclos, a deformação aumenta rapidamente; (ii) depois, entre 10% e 80% do número total de ciclos aplicados, as deformações são praticamente uniformes; (iii) a deformação cresce rapidamente até a ruptura. O cálculo das deformações,

para a primeira e segunda fase, foi proposto por Holmen (1982) através de expressões empíricas baseadas em uma série de ensaios de vigas sujeitas à fadiga. Estas expressões são apresentadas nas Equações 4.34 e 4.35.

Na primeira fase, com $0 < \frac{N}{N_F} \leq 0,1$,

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{f_c}{E_c} \left[\sigma_{m\acute{a}x} + 3,180(11,83 - \sigma_{m\acute{a}x}) \left(\frac{N}{N_F} \right)^{0,5} \right] + 0,413 \times 10^{-3} \sigma_c^{1,184} \ln(t+1) \quad (4.34)$$

Na segunda fase, com $0,1 < \frac{N}{N_F} \leq 0,8$,

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{1,11f_c}{E_c} \left[1 + 0,677 \left(\frac{N}{N_F} \right) \right] + 0,413 \times 10^{-3} \sigma_c^{1,184} \ln(t+1) \quad (4.35)$$

Onde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – razão entre a tensão máxima aplicada e a resistência à compressão do concreto;

$\sigma_{m\acute{i}n}$ – razão entre a tensão mínima aplicada e a resistência à compressão do concreto;

σ_c – nível de tensão, dado por $\sigma_c = \sigma_m + RMS$

$$RMS = \frac{1}{2\sqrt{2}} (\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n})$$

N_F – número de ciclos na ruptura, determinado por $\log(N_F) = 1,839\sigma_{m\acute{a}x}^{-3,033}$

A variação do módulo de elasticidade do concreto em função dos ciclos de carregamento é dada por:

$$E_N = \left(1 - 0,33 \frac{N}{N_F} \right) E \quad (4.36)$$

Os resultados obtidos através do modelo descrito acima (Equações 4.34 a 4.36) foram comparados por El-Tawil et al. (2001) com dados observados nos testes de fadiga em vigas reforçadas com PRF de carbono, os quais estiveram muito próximos. Observou-se, também, que a variação no número de camadas de PRF de carbono não alterou significativamente o momento de fissuração das vigas.

Capítulo 5 – GRUPO I: CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS COMPÓSITOS

5.1 MATERIAIS E MÉTODOS

A caracterização dos sistemas compósitos estruturados com fibras é necessária para a avaliação das propriedades da resina, fibras, compósitos de PRF e componentes estruturais. Segundo o ACI 440.2R (2002), os métodos de teste da *American Society for Testing and Materials* (ASTM), que quantificam o comportamento estrutural dos sistemas compósitos estruturados com fibras aderidos ao concreto, ainda estão em fase de preparação. Alguns métodos existentes são aplicáveis aos materiais componentes dos sistemas compósitos. Todavia, a utilização de alguns destes métodos necessita de adaptações.

Para efeito desta tese e conforme recomendação do ACI 440.2R, as propriedades de compósitos PRF foram determinadas usando os métodos da ASTM D 3039 – resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação máxima – e ASTM D 3479 – fadiga.

5.1.1 Sistemas compósitos utilizados

Foram utilizados cinco sistemas de reforço, compostos por cinco diferentes tipos de fibras e duas formulações adesivas de base epóxi, bi-componente, selecionadas de acordo com as recomendações dos fabricantes das fibras.

A fibra de carbono utilizada, denominada Replark 20, é produzida pela Mitsubishi Chemical Corporation e apresenta-se na forma de uma manta flexível pré-impregnada com uma pequena quantidade de resina. As mantas de fibra de carbono CF 130 e de vidro EG 900, do tipo *dry fabric*, são parte do Sistema Compósito Estrutural MBrace™, comercializado pela Basf Construction Chemicals. Os sistemas de reforço com fibra de vidro TRB 600 e aramida AK 60 foram desenvolvidos no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS. O tecido bidirecional de vidro E, denominado TRB 600 é fornecido pela empresa Vetrotex – Saint Gobain e o reforço unidirecional de

fibra de aramida do tipo AK-60 é produzido pela DuPont. As principais propriedades destas fibras encontram-se discriminadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: propriedades das fibras utilizadas no reforço

	Carbono Replark 20	Carbono CF 130	Vidro EG 900	Vidro TRB 600	Aramida AK 60
Resistência à tração (MPa)	3400	3.400	1.517	3400	2173,5
Espessura (mm)	0,111	0,165	0,353	0,49	0,286
Módulo de elasticidade (MPa)	230.000	227.000	72.400	72.400	124.200
Peso por área (kg/m ²)	0,2	0,3	0,9	0,60	0,45
Deformação última (%)	1,48	1,67	2,1	3,5	2,3
Largura (mm)	250	508	610	1100	300

Para a criação da matriz do compósito de fibra de carbono Replark 20 e CF 130 e vidro EG 900 utilizou-se a formulação comercial fornecida pelo fabricante.

Já para a criação da matriz do compósito estruturado com fibra aramida uma nova formulação de base epóxi bi-componente teve que ser selecionada. Devido ao fato de o reforço unidirecional de aramida ser muito denso foi necessário adotar uma formulação de viscosidade mais baixa, que garantisse um bom envolvimento das fibras.

Como o tecido de fibra de vidro é mais “aberto” que o de aramida, com tiras individuais mais espaçadas, decidiu-se empregar para este compósito a mesma formulação empregada para o compósito de fibra de carbono.

As propriedades das diversas resinas utilizadas encontram-se detalhadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: propriedades das resinas utilizadas

Componentes	Formulação Epóxi 1	Primer	Formulação Epóxi 2
	Araldite LY 1564 Aradur 955	MBrace Primer - A MBrace Primer - B	MBrace Saturant - A MBrace Saturant - B
Resistência à tração (MPa)	106	24	124
Deformação última (%)	6,5 – 7,5	3	2,5
Módulo de elasticidade (MPa)	2600-2800	717	3034

5.1.2 Confeção dos corpos-de-prova de PRF

Os corpos-de-prova utilizados na caracterização dos PRF sob carregamento estático e de fadiga foram confeccionados com as fibras (carbono, vidro e aramida) e formulações de resina epoxídica utilizadas no reforço das vigas.

Nas duas extremidades dos corpos-de-prova foram colados simetricamente laminados de fibra de vidro de 1,2mm de espessura a fim de evitar a ruptura próxima às garras da máquina de ensaio, seguindo procedimento adotado no EMPA (Laboratório Federal Suíço de Pesquisa e Teste de Materiais). A Figura 5.1 mostra a geometria dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios estático e cíclico.

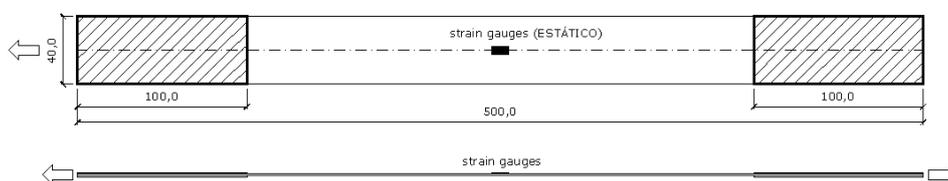


Figura 5.1: configuração dos corpos-de-prova de PRF

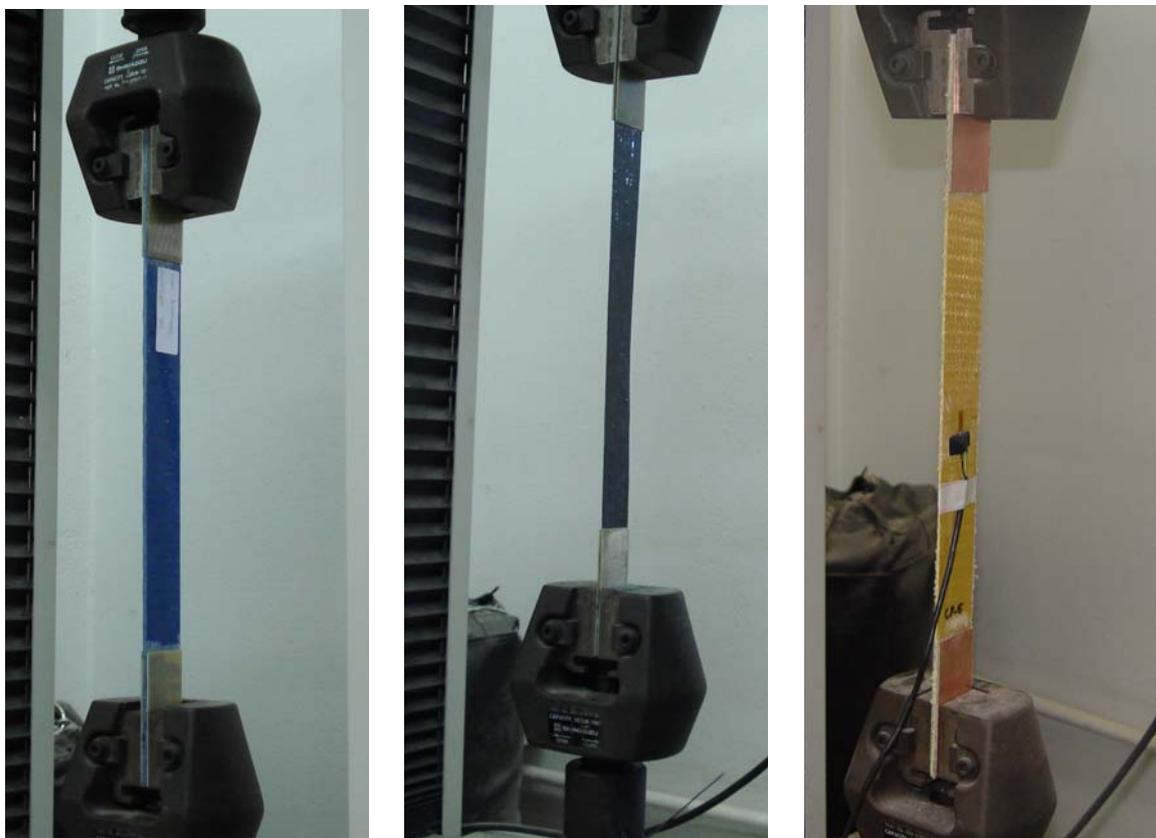
Os compósitos que deram origem aos corpos-de-prova foram formados no laboratório pelo sistema curado *in situ*. O segmento de tecido de reforço usado para formação do compósito, com fibras orientadas unidirecionalmente, teve suas extremidades vinculadas à superfície de laminação de modo a garantir o alinhamento das fibras. Após a cura da resina por 7 dias, o laminado produzido foi cortado nas dimensões dos corpos-de-prova (vide Figura 5.1) e, em seguida, executou-se o reforço das extremidades. A espessura do compósito foi determinada com uso de um micrômetro com sensibilidade de 0,01mm.

5.1.3 Ensaio de determinação das propriedades mecânicas

O ensaio de tração dos corpos-de-prova de PRF de carbono, vidro e aramida foi realizado numa máquina universal de ensaios, com capacidade máxima de 100kN. A carga de tração foi aplicada através de controle de deformação com emprego de uma velocidade de 2mm/min até a ruptura do compósito. Os dados de carga e deformação foram registrados durante todo o teste, através de um sistema de aquisição de dados.

O módulo de elasticidade do compósito foi determinado conforme especificação da ASTM D 3039, para um trecho de variação das deformações específicas de 1^o/_{oo} e 3^o/_{oo}.

A Figura 5.2 mostra alguns exemplares de PRF de carbono, vidro e aramida sendo ensaiados.



(a) vidro

(b) carbono

(c) aramida

Figura 5.2: ensaio estático em corpos-de-prova de PRF

5.1.4 Ensaio de determinação da resistência à fadiga do PRF

Os testes de fadiga nos corpos-de-prova de PRF foram realizados no modo tração-tração (variação entre tensão mínima e tensão máxima positivas), com carga aplicada na direção das fibras. Adotou-se uma frequência de 5Hz, pois este valor torna desprezível o efeito de aumento da temperatura da matriz polimérica ao longo da aplicação dos ciclos. A carga máxima aplicada variou na faixa de 0,45 a 0,80 da tensão última à tração estabelecida num ensaio de tração direta estática, mantendo sempre uma relação $R=0,1$ (relação entre a carga mínima e a máxima).

Os ensaios foram realizados numa máquina MTS equipada para ensaio de fadiga. Durante todos os testes foram registrados os valores do número de ciclos até a falha, assim como as cargas mínimas e máximas efetivamente aplicadas.

5.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

As propriedades elásticas dos materiais são características mecânicas essenciais para a análise de tensões e para o projeto de componentes estruturais utilizados em diversos ramos da engenharia. Os materiais compósitos poliméricos apresentam comportamento linear elástico até praticamente atingir a tensão de ruptura. Por essa razão, é fundamental o conhecimento das propriedades elásticas do material. As propriedades mecânicas do material avaliadas sob carregamento estático são apresentadas no item 5.2.1, enquanto que no item 5.2.2 apresenta-se o comportamento à fadiga.

5.2.1 Propriedades mecânicas do PRF

Os valores médios obtidos para a tensão e deformação máximas e para o módulo de elasticidade dos cinco tipos de PRF testados estão mostrados na Tabela 5.3. Os valores da tensão máxima foram obtidos a partir da média das observações colhidas de cinco exemplares de cada tipo de PRF. Já a deformação máxima e o módulo de elasticidade representam a média dos valores obtidos com o ensaio de duas amostras.

Tabela 5.3: propriedades mecânicas do PRF

Compósito	Resistência máxima (MPa)	Deformação máxima (‰)	Módulo de elasticidade (GPa)
Vidro EG 900	320,97	8,95	20,63
Vidro TRB 600	199,03	9,50	35,16
Carbono CF 130	841,51	8,85	74,20
Carbono Replark 20	651,38	8,83	53,38
Aramida AK 60	419,98	8,43	51,13

Analisando os dados observa-se que os PRFC denominados CF 130 e Replark 20 foram os que apresentaram os maiores valores de tensão máxima e de módulo de elasticidade, como

esperado. As proporções entre os módulos se mostraram adequadas, visto que o módulo da fibra de carbono é aproximadamente 3 vezes superior à de vidro EG 900 e o da aramida é duas vezes superior à de vidro EG 900.

Considerando que a fração volumétrica de fibras em compósitos confeccionados com impregnação manual é de aproximadamente 30% (LEVY NETO e PARDINI, 2006), pode-se fazer uma estimativa do módulo de elasticidade do material utilizando os conceitos da micromecânica (regra das misturas). Pela regra das misturas, como definido no capítulo 2, o módulo de elasticidade do compósito é dado pela soma das frações volumétricas da fibra e da matriz, multiplicadas pelos respectivos módulos de elasticidade. O módulo de elasticidade experimental e o estimado desta forma para os diferentes tipos de compósito testados são mostrados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: módulo de elasticidade do compósito

Compósito	Módulo de elasticidade experimental (GPa)	Módulo de elasticidade estimado* (GPa)
Vidro EG 900	20,63	24,03
Vidro TRB 600	35,16	24,03
Carbono CF 130	74,20	70,22
Carbono Replark 20	53,38	71,12
Aramida AK 60	51,13	39,02

* valores estimados desprezando-se o volume de vazios

Analisando a Tabela 5.4 observa-se que, no caso dos compósitos formados pelas fibras de carbono CF 130 e de vidro EG 900, o módulo de elasticidade estimado pela regra das misturas aproximou-se bastante do valor obtido experimentalmente. Já os valores de módulo de elasticidade dos compósitos de aramida AK 60 e de vidro TRB 600, obtidos experimentalmente, foram bastante superiores aos estimados, o que pode indicar a presença de um maior volume de fibras no compósito ou problemas nos dados fornecidos pelos fabricantes. Ao contrário, o módulo de elasticidade determinado experimentalmente para o compósito formado pela fibra de carbono Replark 20 ficou bem abaixo do esperado.

As tensões máximas dos compósitos variaram entre 200 e 850MPa, ficando abaixo das tensões de escoamento do aço de construção, no caso dos compósitos de aramida e vidro.

É interessante notar, ainda, que as deformações médias obtidas em todos os PRF testados foram praticamente as mesmas, sendo registrados valores ligeiramente menores para os compósitos de carbono. As mesmas são bem inferiores às características das fibras dadas pelos fabricantes. Como as deformações foram medidas com *strain gauges* aplicados sobre a matriz do reforço, admite-se a hipótese de que as deformações obtidas representem apenas as deformações máximas permitidas pelo sensor ou pela fissuração da matriz. As deformações máximas teóricas especificadas para os compósitos de fibras de vidro e carbono seriam aproximadamente 30% superiores às obtidas experimentalmente.

Na maioria dos casos a ruptura do corpo-de-prova se deu na região próxima ao material de reforço utilizado para prevenir a ruptura nas garras da máquina de ensaio. A Figura 5.3 mostra a ruptura característica de cada tipo de fibra formadora do PRF ensaiado.

É interessante registrar que os corpos-de-prova de compósitos de fibra de carbono permaneceram sem apresentar qualquer manifestação de deterioração aparente até instantes próximos à ruptura, que ocorreu de forma brusca, despedaçando toda a amostra (Figura 5.3b). Já a ruptura dos corpos-de-prova formados com PRFA se iniciou com duas ou três linhas de falha orientadas longitudinalmente na matriz, seguida pela ruptura das fibras próxima à extremidade do reforço.

A ruptura dos corpos-de-prova de PRFV mostrou-se bastante diferente das demais, iniciando-se por uma fissuração da matriz ao longo dos feixes de fibras que formam o reforço unidirecional de vidro. Após essa fissuração, iniciava-se um processo de ruptura das fibras na região das extremidades do reforço (Figura 5.3a).

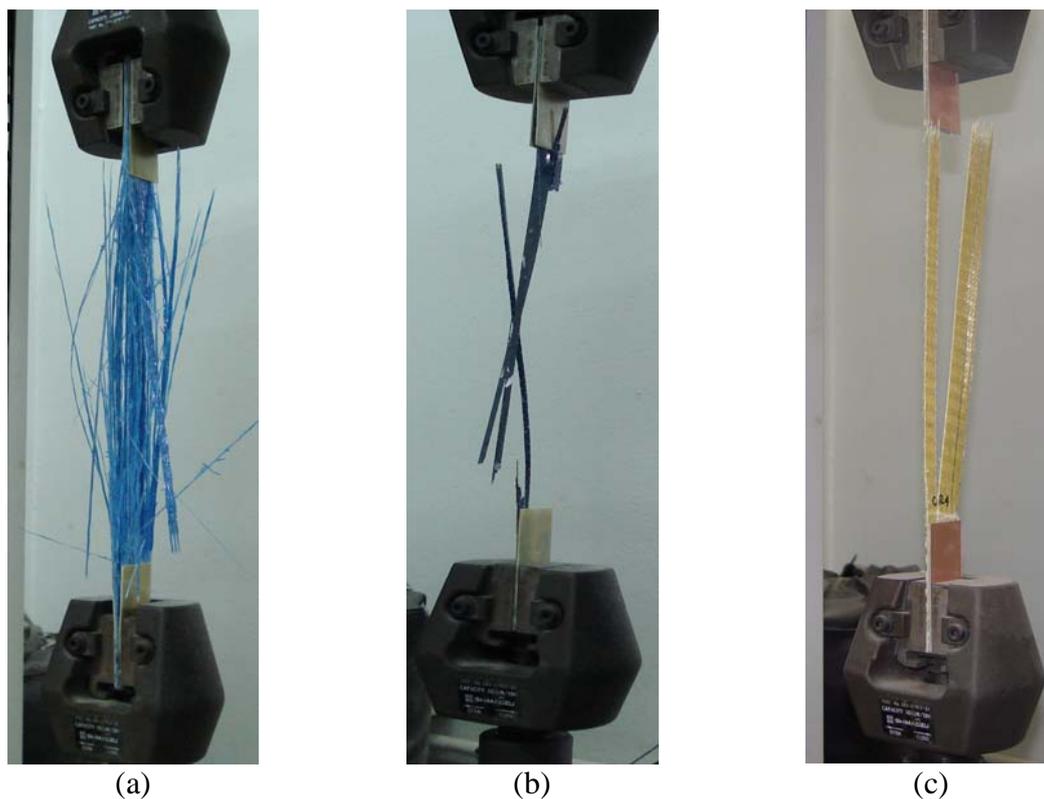


Figura 5.3: ruptura dos corpos-de-prova em ensaio de tração uniaxial: (a) vidro; (b) carbono e (c) aramida

É interessante ainda destacar que todos os PRF testados exibiram comportamento elástico linear até a ruptura. Os gráficos carga \times deformação para os PRF ensaiados à tração estão mostrados nas Figuras 5.4 a 5.6. A reprodutibilidade dos dados foi bastante alta em alguns casos, com exceção do carbono CF 130 e do vidro TRB 600, nos quais houve uma variação maior entre o comportamento dos dois corpos-de-prova ensaiados.

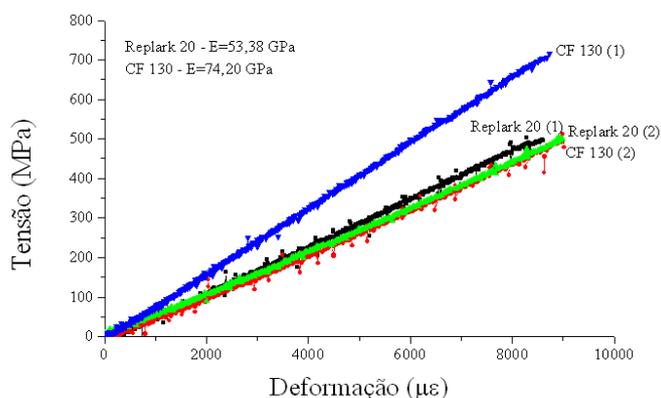


Figura 5.4: tensão \times deformação para os PRF de carbono

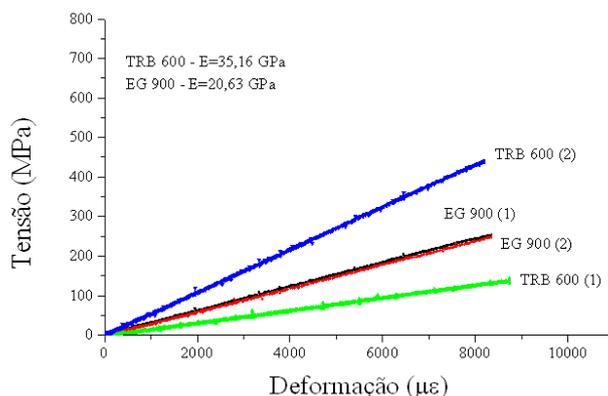


Figura 5.5: tensão \times deformação para os PRF de vidro

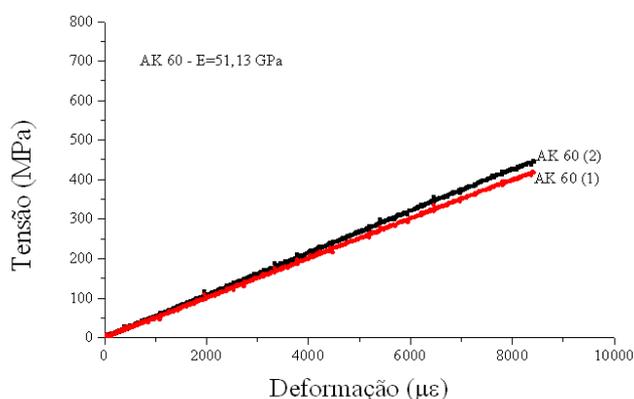


Figura 5.6: tensão \times deformação para os PRF de aramida

5.2.2 Resistência à fadiga e modos de falha do PRF

A Tabela 5.5 apresenta um resumo das características geométricas, dos parâmetros de ensaio em termos de carga máxima e variação de tensão, além do número de ciclos atingido nos testes de fadiga das amostras de PRF de carbono, aramida e vidro. Para a fadiga, foram testados os compósitos formados pelas fibras de carbono CF 130, aramida AK 60 e vidro EG 900. As cargas máximas foram determinadas no intervalo entre 45% e 80% da carga última obtida no ensaio de tração estática. A partir da carga máxima, mantendo-se sempre a relação $R=0,1$, determinou-se a carga mínima. Em cada nível foram ensaiados, no mínimo, três corpos-de-prova, com frequência de 5Hz. Os dados, apresentados na Tabela 5.5, em termos do número de ciclos até a ruptura, mostram a grande dispersão nos resultados, fato comum nos testes de fadiga em compósitos.

Tabela 5.5: resumo dos dados de fadiga em corpos-de-prova de PRF

Amostra	Tipo de fibra	Seção transversal (mm ²)	P máx (kN)	Varição de tensão (MPa)	Número de ciclos
1	Carbono CF 130	57,84	34,30	534,23	11.005
2	Carbono CF 130	56,00	34,30	551,78	59.975
3	Carbono CF 130	60,65	34,30	509,48	34.243
4	Carbono CF 130	54,67	30,00	524,22	12.541
5	Carbono CF 130	58,78	30,00	459,32	8.735
6	Carbono CF 130	62,83	34,30	491,80	964
7	Carbono CF 130	64,61	30,00	417,86	98.084
8	Carbono CF 130	63,95	30,00	422,23	324.505
10	Carbono CF 130	56,62	25,7	407,97	327.780
11	Carbono CF 130	59,41	25,7	388,81	296.564
13	Carbono CF 130	56,81	25,7	407,12	533.279
7	Aramida AK 60	45,28	15,4	305,75	101.974
8	Aramida AK 60	42,79	15,4	323,60	38
9	Aramida AK 60	46,36	15,4	298,66	156
10	Aramida AK 60	47,07	13,5	256,21	10.392
11	Aramida AK 60	42,39	13,5	285,79	48.993
12	Aramida AK 60	45,20	13,5	350,48	50
13	Aramida AK 60	47,20	17,6	256,67	2.756
14	Aramida AK 60	49,06	13,5	246,92	9.868
15	Aramida AK 60	43,50	13,5	278,47	1.169
16	Aramida AK 60	43,36	11,5	239,51	1.260.499
17	Aramida AK 60	42,34	11,5	245,27	797.268
19	Aramida AK 60	44,62	11,5	232,74	3.041
6	Vidro EG 900	66,38	18,3	247,75	22
7	Vidro EG 900	62,33	6,5	94,00	394.585
8	Vidro EG 900	62,69	10,3	147,56	17.382
9	Vidro EG 900	69,87	16,0	209,67	767
10	Vidro EG 900	77,38	16,0	185,97	2.898
11	Vidro EG 900	65,66	10,3	129,73	20.485
12	Vidro EG 900	62,50	16,0	230,24	16
13	Vidro EG 900	64,09	16,0	224,55	654
14	Vidro EG 900	64,29	16,0	223,84	363
15	Vidro EG 900	70,32	13,7	175,42	4.195
16	Vidro EG 900	69,82	13,7	176,66	3.993
17	Vidro EG 900	71,44	11,4	146,57	5.195
18	Vidro EG 900	65,66	13,7	187,85	996
19	Vidro EG 900	65,87	11,4	156,05	10.578
20	Vidro EG 900	72,76	12,6	155,40	126.011

É interessante destacar que o modo de falha por fadiga assemelha-se ao de ruptura estática. Ou seja, inicialmente ocorre a fissuração da matriz na região entre os feixes de fibra que compõem o PRF. Essas fissuras na matriz aumentam com o número de ciclos, até se unir. Em seguida, já com um grande número de fissuras percorrendo toda a extensão do corpo-de-prova, inicia-se o processo de delaminação que culmina com a ruptura das fibras.

Da mesma forma que no ensaio estático, o PRFA apresentou apenas duas ou três grandes fissuras na matriz entre os feixes de fibras, que evoluíram rapidamente para a ruptura sem, praticamente mostrar uma delaminação. Já os corpos-de-prova formados por compósitos de fibra de vidro e carbono mostraram claramente os três estágios de dano.

Cabe notar que a relação entre a tensão máxima (σ_{\max}) e o logaritmo do número de ciclos revela uma forte linearidade, como esperado, o que pode ser visto na Figura 5.7. As fibras de carbono apresentam a melhor relação $\log N \times \sigma_{\max}$, seguidas pelas fibras aramida. As retas de tendência de comportamento têm inclinação leve, mais intensa no caso da fibra de carbono e suave no caso da fibra de aramida.

Constata-se que os compósitos formados com fibra de carbono exibem o melhor comportamento à fadiga, característica referida na literatura. Os PRF de aramida e vidro, por sua vez, mostram curvas de vida útil à fadiga próximas para números de ciclos mais baixos, com clara vantagem para a aramida com o avanço dos ciclos.

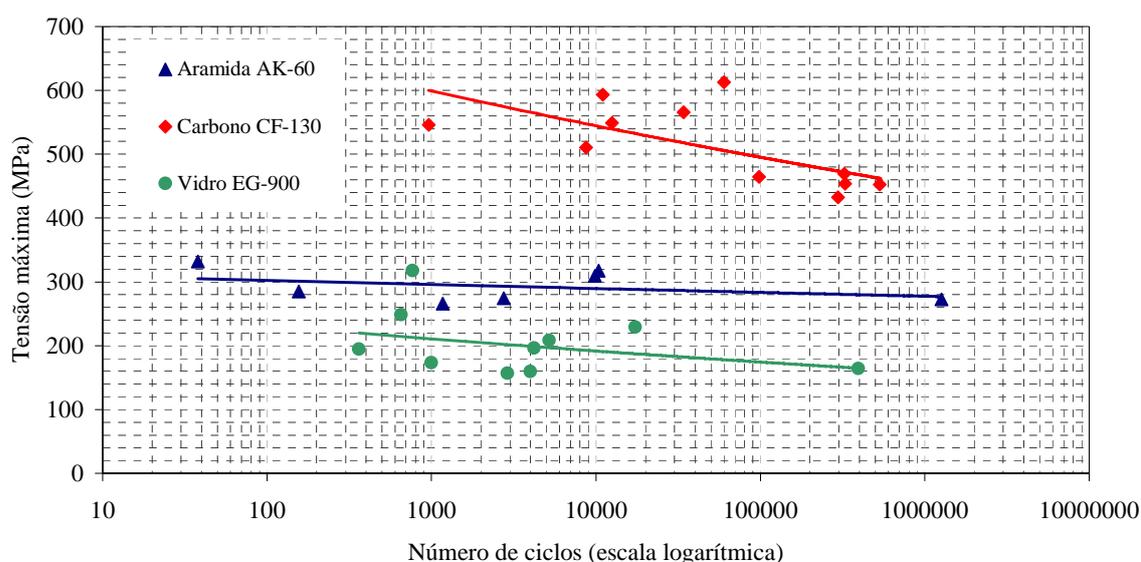


Figura 5.7: variação de tensão \times número de ciclos para fadiga por tração

A regressão dos dados experimentais para cada tipo de compósito resulta em equações que mostram a tendência de resistência à fadiga, uma vez que as amostras falharam em, no máximo, 1.000.000 de ciclos. As formulações matemáticas obtidas para os compósitos de carbono, aramida e vidro estão mostradas nas Equações 5.1, 5.2 e 5.3, respectivamente.

$$\log N = 9,2809 - 0,008940\sigma_{\max} \quad R^2=0,6517 \quad (5.1)$$

$$\log N = 15,68906 - 0,0392\sigma_{\max} \quad R^2=0,8119 \quad (5.2)$$

$$\log N = 5,9491 - 0,011\sigma_{\max} \quad R^2=0,7670 \quad (5.3)$$

Os modelos apresentados nas Equações 5.1, 5.2 e 5.3 podem ser utilizados para estimativa da resistência à fadiga de compósitos poliméricos utilizados como reforço de estruturas de pontes, considerando uma vida de até 1.000.000 de ciclos com um nível de confiança de 95%. Projetando as retas para o ponto de 1.000.000 de ciclos, seria necessário limitar as tensões na fibra de vidro a cerca de 100MPa, as tensões na fibra de aramida a cerca de 250MPa e as tensões nas fibras de carbono a uns 450MPa.

De forma geral, como esperado, o desempenho da fibra de carbono à fadiga foi bem superior ao da aramida e do vidro. O desempenho inferior exibido pelo PRFV pode estar relacionado com o fenômeno de ruptura dos filamentos que compõem o compósito logo no início do carregamento, fazendo com que se perca o efeito de reforço da matriz, prejudicando as características mecânicas do conjunto.

Capítulo 6 – GRUPO II: FADIGA DE VIGAS REFORÇADAS COM PRF

Neste capítulo são descritos os materiais e métodos utilizados no programa experimental do Grupo II, assim como são apresentados e discutidos os resultados obtidos com os testes realizados.

6.1 MATERIAIS E MÉTODOS

As solicitações repetidas impostas às estruturas, mesmo produzindo níveis de tensão inferiores à resistência do material medida em ensaio estático, geram um estado de fissuração intensa que culmina com a degradação das seções resistentes, caracterizando um estado limite de utilização, como discutido no capítulo 4.

A ruptura por fadiga em elementos de concreto ainda não é um fenômeno completamente claro. O mesmo acontece no caso das estruturas de concreto armado reforçadas com compósitos colados externamente. Desta forma, estudos de caracterização do fenômeno da fadiga nestas estruturas são bastante relevantes, o que justifica sua realização nesta pesquisa, como enfatizado no capítulo 1.

A relação tensão \times número de ciclos foi adotada como o modelo mais adequado para representar a fadiga, em função de sua simplicidade e precisão. Escolheu-se o ensaio de flexão a quatro pontos para a realização dos testes de fadiga, tendo em vista o fato de que este tem sido o principal método empregado em pesquisas deste tipo no Brasil (CREPALDI e DJANIKIAN, 2001; MAGGI e PINHEIRO, 2005), e por que o mesmo permite representar adequadamente os carregamentos atuantes em tabuleiros de pontes e em pavimentos.

Os ensaios foram realizados em dois conjuntos de vigas, como indicado em 1.4. O conjunto preliminar foi composto de vigas menores, ensaiadas sob condições mais variadas

de carregamento. O grupo principal foi constituído de protótipos de maior porte, como explicado a seguir.

6.1.1 Grupo II.A: ensaios preliminares de fadiga em protótipos reforçados

Os ensaios preliminares que formaram o grupo II.A tiveram por objetivo estabelecer diretrizes para o estudo da fadiga em estruturas reforçadas, dada a ausência de conhecimento específico sobre este tipo de ensaio no Grupo de Pesquisa e a escassez de referências na literatura técnica da área. A seguir estão descritas as características das vigas, o carregamento e o procedimento de ensaio utilizados nesta série de ensaios.

6.1.1.1 Descrição dos protótipos

Para os ensaios preliminares foram empregadas vigas com seção transversal de 70mm x 140mm e comprimento total de 1.300mm, portanto com a vantagem de serem leves, fáceis de transportar e demandarem menores quantidades de material para sua confecção. O planejamento experimental previu a fabricação de 28 vigas, sendo 4 ensaiadas sob carga estática e 24 sob carregamento cíclico.

O dimensionamento das armaduras destas vigas foi realizado de maneira a permitir que fosse avaliado o desempenho do reforço à flexão na vida útil à fadiga. Na Figura 6.1 observa-se o detalhamento da armadura utilizada nas vigas ensaiadas. Como se pode verificar, a armadura longitudinal inferior foi composta de duas barras de aço com 8mm de diâmetro, enquanto a armadura longitudinal superior foi formada por duas barras de 4,2mm. A armadura transversal foi composta de estribos verticais com diâmetro de 4,2mm, com espaçamento de 40mm. Adotou-se um cobrimento padrão de 10mm. As barras de aço utilizadas na confecção das vigas foram do tipo CA-50, com resistência nominal de escoamento de 500MPa e módulo de elasticidade de 200GPa.

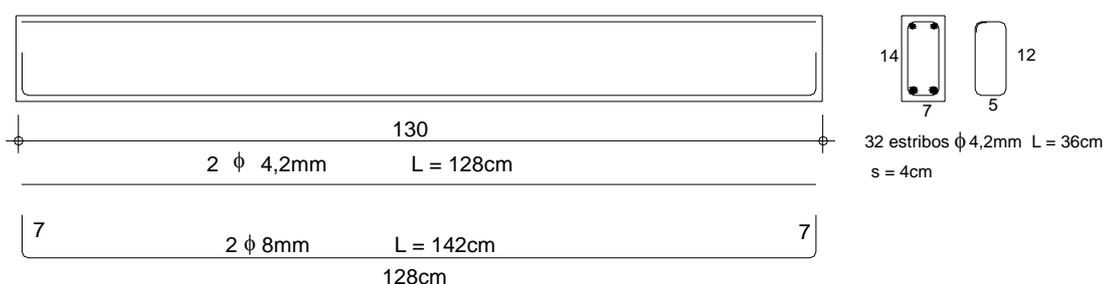


Figura 6.1: detalhamento das armaduras das vigas do Grupo II.A

As vigas foram moldadas com um concreto de resistência à compressão nominal (f_{ck28}) de 30MPa. O traço utilizado, já empregado em outras pesquisas do gênero, apresentava proporções de 1:2,12:2,88 (cimento Portland CP V-ARI: areia natural: agregado graúdo granítico), com relação água-cimento igual a 0,51. A trabalhabilidade especificada, medida pelo ensaio de abatimento de tronco de cone (*slump test*), seguindo as recomendações da NM 67, foi de 100mm \pm 10mm. As fôrmas utilizadas eram de madeira compensada plastificada, com espessura de 18mm. Todas as fôrmas foram adequadamente vedadas para evitar a fuga da nata de cimento, e receberam a aplicação de desmoldante do tipo óleo mineral antes da concretagem.

O lançamento do concreto nas fôrmas foi realizado em duas etapas. Na primeira, preencheu-se a fôrma com a metade do volume de concreto necessário para o total preenchimento, sendo executado o adensamento com auxílio de um vibrador de imersão.

O vibrador utilizado foi do tipo agulha, com 420mm de comprimento, diâmetro de 25,4mm e frequência de 3.450rpm. Após o adensamento da primeira camada, lançou-se o restante do volume do concreto e adensou-se novamente até o completo preenchimento das fôrmas.

Além das vigas, foram moldados também corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm para controle tecnológico do concreto, os quais foram ensaiados à compressão simples nas idades de 7 e 28 dias, e na data de realização do ensaio dos protótipos. O ensaio foi realizado numa prensa universal, marca Shimadzu, com capacidade de 2.000kN.

Após a moldagem os protótipos foram cobertos com uma lona plástica, para atenuar a evaporação da água de amassamento nas primeiras horas. As fôrmas foram mantidas durante três dias. Depois da desforma, os protótipos e corpos-de-prova cilíndricos de controle foram mantidos, por um período de 7 dias, sob sacos de aniagem molhados.

O reforço foi executado em uma camada, aplicada na face inferior da viga, pelo método de moldagem *in situ* (*wet lay-up*). A largura do compósito de reforço foi a mesma da seção transversal da viga, ou seja, 70mm, para todos os sistemas de reforço em estudo. Nas extremidades da camada de reforço inferior foi executada também uma ancoragem adicional composta por um reforço unidirecional em que as fibras estão dispostas na direção vertical, com dimensões de 190mm x 320mm, conforme mostra a Figura 6.2.

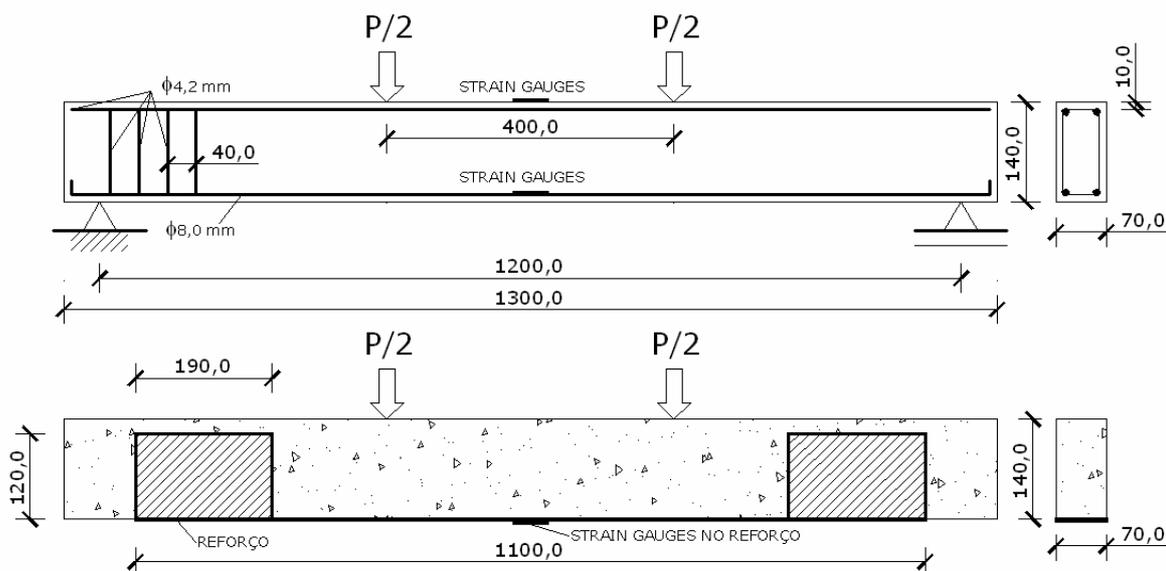


Figura 6.2: configuração do reforço e esquema de carregamento para as vigas do Grupo II.A

Foram utilizados três sistemas de reforço, compostos por três diferentes tipos de fibras (carbono Replark 20, vidro TRB 600 e aramida AK 60) e duas formulações adesivas de base epóxi, bi-componente, selecionadas de acordo com as recomendações dos fabricantes das fibras.

Para melhorar a aderência entre o substrato de concreto e os compósitos utilizou-se uma formulação epoxídica do tipo *primer*, também bi-componente.

6.1.1.2 Definição do carregamento cíclico

Do total de 24 vigas preparadas para ensaios de fadiga, um grupo de seis vigas foi utilizado como testemunho, ou seja, sem reforço externo. As demais foram divididas em três grupos, em função do tipo de fibra utilizada no reforço. As vigas foram ensaiadas em diferentes níveis de carregamento permanente e amplitudes de variação de carga, como mostrado na Tabela 6.1. No caso da viga testemunho, o carregamento permanente adotado, correspondente à carga mínima do ciclo de carregamento, foi de cerca de 10% da carga última estimada. Este valor pequeno reproduz a situação de diversas obras viárias. Decidiu-se trabalhar com carregamentos variáveis entre 30% e 70% da carga última. A variação de 30% foi escolhida com o intuito de que se tivesse um ciclo de carregamento no qual o nível de carregamento de serviço fosse similar ao prevalente em algumas estruturas viárias, da ordem de 40% da resistência final. Já a variação de 70% foi escolhida para simular

estruturas mais carregadas, sendo que se evitou que o carregamento máximo superasse 80% da carga última, o que poderia fazer com que as deformações fossem excessivas, próximas ao domínio de Rüsçh.

No caso das estruturas reforçadas decidiu-se, ainda, investigar o comportamento com maior intensidade de carregamento permanente, sendo definido um segundo nível para o carregamento mínimo, equivalente a 30% da carga última considerando a contribuição do reforço. Isto poderia equivaler à situação de uma estrutura antiga, submetida a carregamentos maiores que os previstos em projeto, ou a uma estrutura deteriorada, na qual ocorreu redução de seção do aço. Os diferenciais de carregamento, nestes casos, foram definidos de tal forma que os carregamentos máximos ficassem em torno de 40% e 60% da capacidade última da estrutura reforçada. A limitação da carga máxima foi imposta em virtude do fato de que, na prática, não é comum trabalhar com esforços elevados no reforço, especialmente em grandes estruturas.

Tabela 6.1: especificação da variação do carregamento cíclico para as vigas do Grupo II.A

Tipo	Nível de carregamento permanente (P_{\min})	Variação do carregamento	Nível de carregamento máximo (P_{\max})
Testemunho	10%	30%	40%
		50%	60%
		70%	80%
Reforçadas	10% (ref)	30%	40% (ref)
		50%	60% (ref)
	30% (ref)	10%	40% (ref)
		30%	60% (ref)

ref significa que o nível de carregamento foi estabelecido a partir da carga última da estrutura reforçada.

6.1.1.3 Descrição dos ensaios

Para cada grupo de vigas ensaiadas à fadiga foi testado um exemplar sob carregamento estático, a fim de verificar a carga última e com isso estabelecer os níveis de carregamento máximo e mínimo para o ensaio de fadiga.

Os testes de fadiga foram realizados no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF), enquanto que os de carga estática foram realizados no Laboratório de Ensaios e Modelos Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), ambos da UFRGS.

Todas as vigas deste estudo foram ensaiadas à flexão simples, ou seja, através da aplicação de duas cargas concentradas em seus terços médios, como pode ser observado na Figura 6.2. O esquema de carregamento utilizado gera esforço cortante nos vãos extremos e um momento constante na região do terço central, caracterizando assim a flexão pura. Embora esse tipo de situação não seja o que se encontra usualmente na prática, onde são mais comuns os carregamentos distribuídos, esta configuração é normalmente utilizada nos ensaios de laboratório, pois permite uma análise simplificada.

Como se pode ver na Figura 6.3, o carregamento cíclico, necessário para a realização de testes de fadiga, foi imposto à estrutura através de um atuador servo-hidráulico com capacidade de 50kN, controlado via computador. O carregamento, do tipo senoidal, foi aplicado com uma frequência de 8Hz a 11Hz, limitação imposta dada as características do equipamento, cargas máximas necessárias e deslocamentos. O ensaio foi conduzido até atingir a marca de 5.000.000 de ciclos ou ruptura da viga. O deslocamento no meio do vão foi monitorado através de um LVDT (*Linear Variation Displacement Transducer*) situado dentro do próprio atuador. As leituras de deslocamento eram efetuadas a cada 265 ciclos.



Figura 6.3: esquema de ensaio de fadiga do Grupo II.A

O monitoramento das deformações específicas foi realizado através de extensômetros elétricos (*strain gauges*) da marca Kyowa, colados diretamente sobre o material de interesse. Foram acompanhadas as deformações no reforço, no concreto e na armadura. No concreto e no reforço foram utilizados *strain gauges* de 10mm, enquanto na armadura foram empregados sensores de 5mm de comprimento. Os resultados estão apresentados no item 6.2.

6.1.2 Grupo II.B: ensaios principais de fadiga em protótipos reforçados

O programa experimental estudou, ainda, o comportamento de ruptura por fadiga em protótipos de maior escala, já similares a estruturas reais. Nos próximos itens serão descritas as características geométricas destes protótipos, os sistemas e o dimensionamento do reforço utilizado, assim como os procedimentos de ensaio.

6.1.2.1 Descrição dos protótipos

O Grupo II.B foi constituído por vigas de seção transversal de 150mm x 300mm, com comprimento de 3.000mm, dimensionadas no domínio 2 de deformações, admitindo que não ocorreria a ruptura por esmagamento do concreto e que se atingiria o máximo de alongamento permitido para a armadura até o seu escoamento.

Este processo de dimensionamento resultou na utilização de duas barras de 12,5mm de diâmetro como armadura longitudinal inferior, o que corresponde a uma taxa de armadura $\rho=0,0056$. Já a armadura longitudinal superior foi formada por duas barras de aço com 6,3mm de diâmetro. Para garantir adequada resistência ao cisalhamento, gerado pelo incremento de momento fletor e esforço cortante nas vigas reforçadas, a armadura transversal foi formada por estribos de 6,3mm de diâmetro, espaçados uniformemente em 70mm. O cobrimento adotado foi de 15mm. Na Figura 6.4 apresenta-se o detalhamento da armadura deste segundo grupo de vigas.

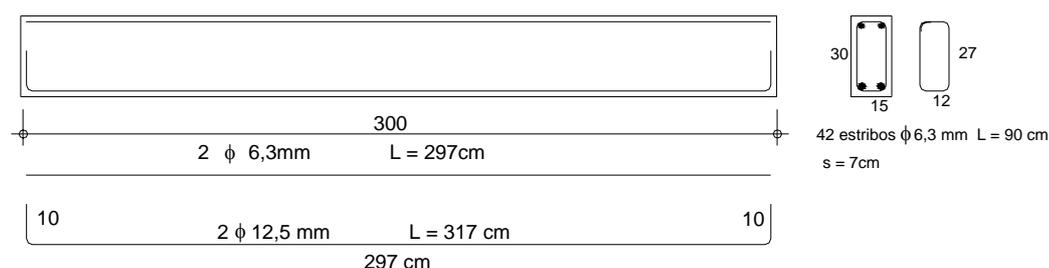


Figura 6.4: detalhamento da armadura das vigas do grupo II.B

As armaduras foram construídas no LEME, com vergalhões do tipo CA-50 produzidos pela Gerdau. As tensões de escoamento e de ruptura foram obtidas através de ensaios de tração, conforme recomendação da NBR 6152 (1992). Para as barras de 12,5mm de diâmetro as tensões determinadas foram de 578MPa no escoamento e 806MPa na ruptura. Já para as barras de 6,3mm, as tensões foram de 508MPa e 713MPa, respectivamente.

Depois de prontas, as armaduras foram levadas para uma empresa de pré-moldados (PREMOLD), que ficou responsável pela montagem das fôrmas, colocação da armadura e concretagem das vigas. As vigas foram concretadas em lotes de 5, sendo que, para cada lote, foram moldados 9 corpos-de-prova cilíndricos de 100mm x 200mm, para controle da resistência à compressão do concreto e determinação do módulo de elasticidade. A resistência à compressão foi controlada aos 7 e 28 dias, pela ruptura de 3 corpos-de-prova em cada idade. Aos 28 dias foram ensaiados, ainda, outros três corpos-de-prova, para determinação do módulo de elasticidade. Os valores médios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade aos 28 dias foram de 41,4MPa e 37,6GPa, respectivamente. Os ensaios para determinação destas propriedades seguiram as recomendações das normas NBR 5739 (1994) e NBR 8522 (2002).

No total foram confeccionadas 12 vigas, sendo quatro ensaiadas estaticamente e as restantes sob carregamento cíclico. Novamente, foram estudados três sistemas de reforço – confeccionados com fibras de carbono, vidro e aramida – sendo efetuada uma comparação com as vigas de controle não reforçadas. Sob carregamento estático foram ensaiadas uma viga de controle e três reforçadas, e à fadiga foram ensaiadas duas vigas de controle e seis reforçadas, divididas em duplas, de acordo com o sistema de reforço. A denominação de cada uma dessas vigas está descrita na Tabela 6.2.

Tabela 6.2: denominação das vigas do Grupo II.B ensaiadas estática e ciclicamente

Denominação	Descrição	Teste
VT.E	Viga testemunho	Estático
VT.F_1 e VT.F_2	Vigas testemunho	Fadiga
VRC.E	Viga reforçada com uma camada de fibra de carbono	Estático
VRC.F_1 e VRC.F_2	Vigas reforçadas com uma camada de fibra de carbono	Fadiga
VRV.E	Viga reforçada com quatro camadas de fibra de vidro	Estático
VRV.F_1 e VRV.F_2	Vigas reforçadas com quatro camadas de fibra de vidro	Fadiga
VRA.E	Viga reforçada com uma camada de fibra de aramida	Estático
VRA.F_1 e VRA.F_2	Vigas reforçadas com uma camada de fibra de aramida	Fadiga

Para a formação do PRF de aramida foram utilizados os mesmos componentes (aramida AK 60 e resina epoxídica) empregados para confeccionar as vigas do Grupo II.A. No

entanto, para os compósitos de vidro e carbono, utilizou-se a mesma formulação adesiva do Grupo II.A, porém com as mantas CF 130 e EG 900, do Sistema Compósito Estrutural MBraceTM, pois estas é que estavam sendo comercializadas na época de execução desta série.

O dimensionamento do reforço foi realizado de acordo com o guia de dimensionamento do ACI 440.2R (2002) e com o *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), procedimento baseado no Eurocode 2 e no documento *German General Approval* (2003). O reforço foi executado na face inferior das vigas, com largura equivalente à largura da seção transversal da viga, ou seja, 150mm, para todos os sistemas de reforço em estudo.

As vigas reforçadas com fibra de carbono ou aramida foram dimensionadas para proporcionar um incremento de carga de aproximadamente 25%, enquanto que, no caso do reforço com fibra de vidro, este incremento foi da ordem de 60%, por um engano do fabricante no fornecimento dos dados sobre a resistência da fibra (a idéia inicial era ter taxas de reforço similares). Para obter o incremento de carga de 25% foi necessária a utilização de apenas uma camada de reforço, enquanto que, para o reforço com fibra de vidro foram usadas quatro camadas de reforço. De acordo com o procedimento de cálculo usado, a seção de concreto empregada era suficiente para resistir aos esforços de compressão, de maneira a evitar o esmagamento do concreto antes que se atingisse a capacidade resistente no reforço.

A Tabela 6.3 apresenta um resumo dos parâmetros de dimensionamento para os três diferentes sistemas de reforço, em termos de tensão (f_{fu}) e deformação (ϵ_{fu}) no reforço, área de reforço (A_f), coeficiente de eficiência da colagem (k_m), rigidez axial (AE) e máxima força que poderia ser desenvolvida pelo compósito ($A_f k_m f_{fu}$), de acordo com a metodologia de cálculo adotada.

Tabela 6.3: parâmetros de dimensionamento para as vigas reforçadas do Grupo II.B

Descrição do reforço	f_{fu} (MPa)	ϵ_{fu} (%)	A_f (mm ²)	k_m	AE (kN)	$A_f k_m f_{fu}$ (kN)
PRFC – 1 camada	2.811,46	1,23	24,75	0,900	5.618,25	71,95
PRFV – 4 camadas	1.137,75	0,88	211,80	0,757	15.334,32	182,59
PFRA – 1 camada	1.560,12	1,25	42,90	0,768	5.319,60	78,46

As vigas reforçadas com PRF de carbono e aramida possuem rigidez axial equivalentes, contudo a área de carbono é praticamente duas vezes menor do que a de aramida, em virtude da relação alto módulo de elasticidade e baixa espessura dessas fibras. Isto é compensado pelo fato de que a tensão de ruptura da fibra de aramida ser aproximadamente metade da tensão de ruptura da fibra carbono. Já a fibra de vidro possui módulo de elasticidade cerca de três vezes menor do que a fibra de carbono e duas vezes menor do que a de aramida. Para proporcionar uma rigidez axial três vezes superior à da aramida e à do carbono foi necessário aumentar quase dez vezes a área de fibra de vidro, em relação à de carbono.

O coeficiente k_m , conforme recomendação do ACI 440.2R (2002), limita a deformação admissível no PRF, no intuito de prevenir a ocorrência de rupturas prematuras por descolamento do reforço. Nas vigas reforçadas com PRFC utilizou-se um k_m igual a 0,90, o que significa que a deformação admissível foi reduzida em 10%. No caso do reforço com PRFA e PRFV, essa redução na deformação admissível foi de aproximadamente 23%, uma vez que o módulo de elasticidade dessas fibras é menor do que o do carbono. Além do k_m foram utilizados ainda três outros coeficientes de redução: o coeficiente CE, que leva em consideração a exposição do compósito à agressividade ambiental, adotado como sendo igual a 0,95 para o carbono, 0,85 para a aramida e 0,75 para a fibra de vidro; um coeficiente que reduz a ação no PRF no momento resistente, $\psi=0,85$; e o coeficiente de redução do momento resistente em função da perda de ductilidade causada pelo PRF, $\phi=0,9$.

Embora a verificação da resistência ao cisalhamento das vigas reforçadas, de acordo com as formulações do ACI 440.2R (2002), não indicasse a necessidade de ancoragem adicional, utilizou-se em todas as vigas reforço mínimo como recomendado pelo guia de dimensionamento da S&P (2006). Este reforço mínimo ao cisalhamento constituiu-se de 8 laços de 50mm de largura executados em forma de “U” com a mesma fibra utilizada no reforço à flexão, posicionados a partir das extremidades e espaçados em 240mm. Detalhes do esquema de reforço estão mostrados na Figura 6.5.

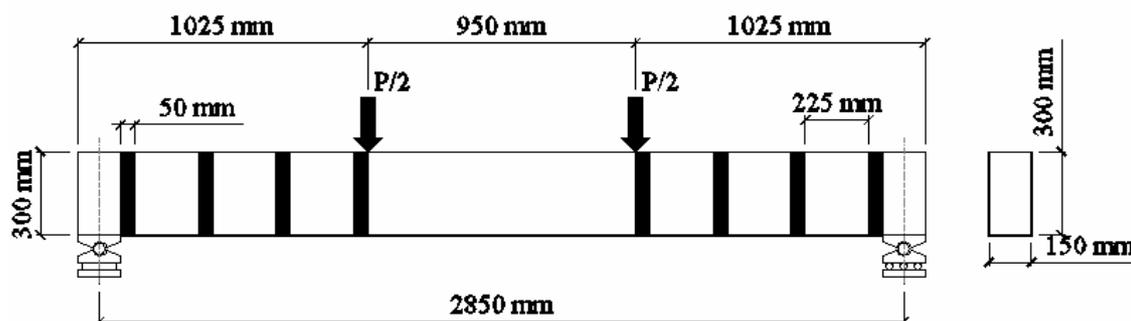


Figura 6.5: configuração do reforço utilizado nas vigas do Grupo II.B

6.1.2.2 Definição do carregamento cíclico

Através das observações feitas com os ensaios do Grupo II.A decidiu-se analisar o comportamento à fadiga das vigas reforçadas, utilizando a mesma variação de carregamento das vigas de controle. As cargas máximas na viga de controle foram definidas de modo a provocar tensões na armadura entre 65% e 80% da tensão de escoamento do aço. A mesma carga mínima foi mantida em todas as vigas, calculada para provocar uma tensão na armadura de 20% da tensão de escoamento.

As tensões provocadas na armadura pelo carregamento aplicado durante o ensaio de fadiga, tanto nas vigas reforçadas como nas não reforçadas, foram calculadas utilizando as equações de equilíbrio e de compatibilidade de deformação da seção transversal. A contribuição do compósito é considerada como sendo similar à do aço, o que permite adotar as hipóteses básicas da teoria da flexão. Foi admitido que: (i) existe aderência perfeita entre o PRF e o concreto até a ruptura e (ii) o comportamento do PRF é linear-elástico até a ruptura.

Inicialmente, calcula-se a posição da linha neutra através do equilíbrio de forças:

$$\frac{bx^2}{2} + (n-1)A'_s(x-d') = nA_s(d-x) + n_f A_f(h_f - x) \quad (6.1)$$

Onde:

- A_s – área da armadura longitudinal inferior;
- A'_s – área da armadura longitudinal superior;
- A_f – área do reforço;
- x – posição da linha neutra;
- b – largura da viga;

- n – relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto;
- n_f – relação entre o módulo de elasticidade da fibra e do concreto;
- h_f – altura do PRF;
- d – altura da armadura longitudinal inferior;
- d' – altura da armadura longitudinal superior.

Conhecida a posição da linha neutra, o momento de inércia da seção fissurada (I_{cr}) pode ser calculado pela Equação 6.2:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + (n-1)A'_s(x-d')^2 + nA_s(d-x)^2 + n_f A_f (h_f - x)^2 \quad (6.2)$$

As tensões na fibra de concreto (σ_c) mais comprimida, no PRF (σ_f) e na armadura longitudinal inferior (σ_s) e superior (σ'_s) são calculadas usando os princípios da mecânica dos sólidos:

$$\sigma_c = \frac{Mx}{I_{cr}} \quad (6.3)$$

$$\sigma_s = n \frac{M(d-x)}{I_{cr}} \quad (6.4)$$

$$\sigma'_s = n \frac{M(x-d')}{I_{cr}} \quad (6.5)$$

$$\sigma_f = n_f \frac{M(h_f - x)}{I_{cr}} \quad (6.6)$$

Onde M é o momento aplicado.

No primeiro ciclo de carregamento, as tensões provocadas pelas cargas máxima e mínima na armadura, para todas as vigas do Grupo II.B testadas à fadiga, estão mostradas na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: valores de carga aplicada e tensões na armadura e no PRF nas vigas Grupo II.B testadas à fadiga

Protótipo	P_{\min} (kN)	P_{\max} (kN)	$\sigma_{s, \max}$ (MPa)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{f, \max}$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)
VT.F_1	16	64	468,27	351,20	-	-
VT.F_2	16	54	395,11	278,04	-	-
VRC.F_1	16	64	465,82	349,36	507,38	350,54
VRC.F_2	16	54	393,04	276,58	428,11	301,26
VRA.F_1	16	64	464,39	348,30	278,87	209,16
VRA.F_2	16	54	391,83	275,74	253,30	165,58
VRV.F_1	16	64	437,37	328,03	135,07	101,31
VRV.F_2	16	54	369,02	259,68	113,96	80,16

6.1.2.3 Descrição dos ensaios

Os ensaios estáticos e cíclicos das vigas do Grupo II.B foram realizados no LAMEF, com emprego de um pórtico de reação equipado com um atuador servo-hidráulico com capacidade de 100kN, equipado com controlador *Flex Test* da MTS (ver Figura 6.6). As vigas foram ensaiadas à flexão simples, com as cargas sendo aplicadas nos terços médios do vão livre.

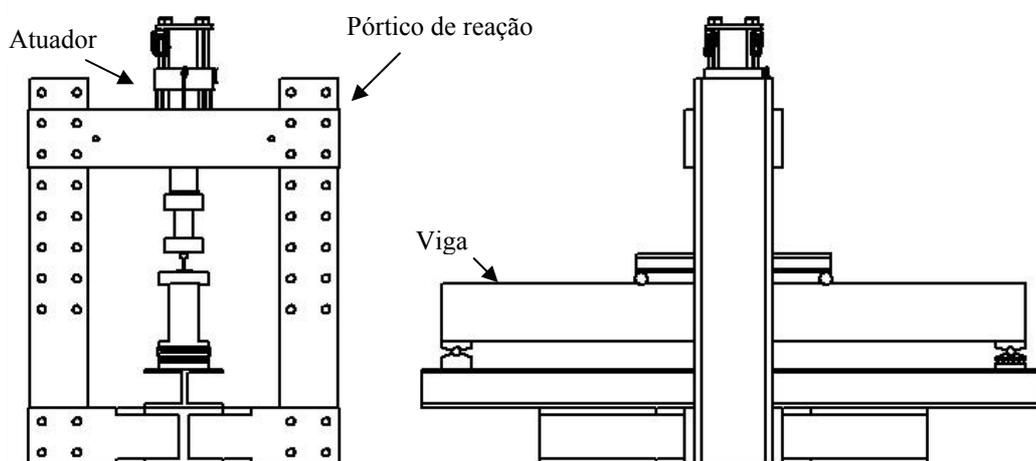


Figura 6.6: esquema de ensaio das vigas do Grupo II.B

Os ensaios estáticos foram conduzidos com controle de deslocamento. A taxa de aplicação da carga foi de 2mm/min. A cada incremento de 20kN de carga o ensaio era interrompido e procedia-se à demarcação e medição da abertura das fissuras existentes.

Antes do ensaio de fadiga, as vigas foram submetidas a uma carga estática correspondente ao valor máximo do ciclo de carga definido para cada protótipo. Neste momento realizava-

se a primeira demarcação e medição das fissuras. A carga era então aliviada, para aproximadamente 50% do valor máximo, e em seguida iniciava-se o ensaio de fadiga. As cargas foram aplicadas com variação senoidal, a uma frequência de 4Hz, até que ocorresse a ruptura da viga. A demarcação e medição da abertura de fissuras foi feita após 50.000, 100.000, 200.000, 300.000, 500.000 e 1.000.000 de ciclos de carregamento, sendo o ensaio sempre interrompido na carga máxima.

Além disso, durante os ensaios estáticos e cíclicos, foram feitas medições de deslocamento e deformações no meio do vão. O deslocamento foi medido através de um LVDT posicionado no meio do vão, sobre uma haste metálica presa à viga. As deformações foram medidas com *strain gauges* colados na armadura longitudinal inferior, na superfície de concreto e no PRF.

Os dados de deformação, deslocamento e carga foram monitorados através do sistema de aquisição de dados Spider 8 da HBM.

6.1.3 Análise estatística

A análise estatística dos dados produzidos nesta pesquisa foi efetuada conforme os procedimentos descritos neste item e seus resultados estão apresentados no capítulo 6.2. A estratégia de análise foi elaborada com o objetivo de investigar os fatores que afetam a resistência à fadiga das vigas reforçadas com PRF, bem como propor um modelo de vida útil à fadiga para estas estruturas. O efeito do tipo de fibra e do nível de carregamento máximo aplicado foi avaliado a partir dos resultados obtidos com as vigas do grupo II.B, através da análise de variância (ANOVA), por se acreditar que este grupo de aproxima mais do comportamento de estruturas reais.

Para estabelecer um modelo analítico com base estatística sólida, dada a pequena quantidade de dados disponíveis, os resultados obtidos nos testes realizados com as vigas do grupo II.A e II.B foram agrupados com outros colhidos na literatura. Desta forma, a análise para estimativa do modelo de vida à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF foi realizada com base num banco de dados composto por um total de 69 protótipos submetidos a testes de fadiga.

Os dados colhidos na literatura são oriundos das pesquisas realizadas por Barnes e Mays (1999), Papakonstantinou et al. (2001), Heffernan e Erki (2004), Silva Filho (2005), Breña et al. (2005) e Toutanji et al. (2006). Os dados de vida útil à fadiga, características

geométricas dos protótipos e parâmetros de ensaio de fadiga em vigas de concreto armado convencionais e reforçadas externamente com materiais compósitos estão mostrados na Tabela A1.1 do Anexo 1.

Os métodos estatísticos usados na análise dos dados experimentais estão baseados nas premissas descritas a seguir:

- a) Os dados obtidos no programa experimental e na literatura constituem uma amostra aleatória da população de todos os resultados possíveis em testes de fadiga;
- b) Os resultados de vida útil à fadiga são amostras aleatórias de uma população log-normal.

Uma amostra aleatória é necessária para uma avaliação significativa dos parâmetros da população, como estimativas da média e variância, limites de confiança e intervalos de tolerância.

A segunda premissa implica que a variável de resposta (vida útil à fadiga), transformada logaritmicamente, estaria normalmente distribuída. A significância dos parâmetros de regressão é medida por meio do erro da variância, o que exige novamente uma distribuição normal da população.

A normalidade dos dados de vida útil à fadiga oriundos do programa experimental e da literatura foi verificada através da construção de um gráfico normal de probabilidades, conforme mostrado na Figura 6.7. O gráfico normal de probabilidade foi construído plotando-se no eixo das ordenadas o valor de “z”, valor padrão de uma distribuição normal. Se os valores observados, plotados no eixo das ordenadas, estão normalmente distribuídos, eles se aproximam de uma reta, como no caso da Figura 6.7.

A análise estatística de que trata esta tese foi realizada com auxílio do Software Statistica 6.0. Como a vida útil à fadiga de componentes estruturais é sabidamente expressa pela Equação 4.8 descrita no capítulo 4 (p. 108), esse modelo matemático de comportamento foi informado ao programa e serviu de base para construção da equação de regressão dos dados. Assim sendo, a vida útil à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF foi estimada em função da variação de tensão no aço.

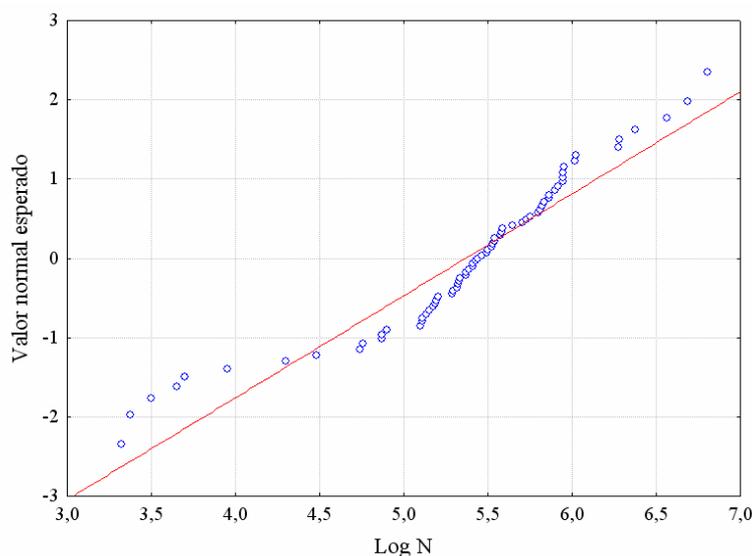


Figura 6.7: gráfico normal de probabilidade da variável Log N

O sucesso de um modelo de regressão pode ser medido de diferentes maneiras. O quadrado do coeficiente de determinação ou correlação (R^2) mede a variação explicada pela regressão. R^2 será igual a 1 no caso em que a equação do modelo gerado explica totalmente a variação dos dados. Uma outra maneira interessante de verificar a validade do modelo consiste na comparação gráfica entre os valores estimados e os observados. Se o modelo é apropriado para os dados, os pontos plotados graficamente aproximam-se de uma reta. Ainda, a distribuição do erro pode ser analisada através de um gráfico normal de probabilidade. Se a maioria dos resíduos são próximos de zero, significa que o modelo tem boa correlação com os dados observados.

6.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.2.1 Grupo II.A: comportamento sob carga estática

Como demonstrado no item anterior, a capacidade de resistência e de deformação varia significativamente com o tipo de sistema compósito aplicado. A Tabela 6.5 mostra os resultados de carga última e modo de ruptura das vigas reforçadas com PRF em comparação à viga testemunho não reforçada. Também é feita uma comparação com a carga última obtida pelo processo de dimensionamento proposto pelo ACI 440.2R (2002).

As cargas de ruptura obtidas experimentalmente mostraram-se superiores às teóricas em todos os casos. A maior diferença entre essas cargas está nas vigas reforçadas com PRF de

carbono (VCE) e aramida (VAE), onde a relação $P_{exp}/P_{teórico}$ foi igual a 1,34 e 1,38, respectivamente. É interessante notar que, na viga VVE, essa relação foi de 1,08, ou seja, os resultados experimentais e teóricos foram praticamente iguais.

Tabela 6.5: cargas e modos de ruptura – grupo II.A

Viga	Carga de ruptura (kN)		$P_{exp}/P_{teórico}$	Modo de ruptura
	Teórica	Experimental		
VTE	31,1	37,42	1,20	Escoamento do aço seguido por esmagamento do concreto
VAE	34,55	47,71	1,38	Esmagamento do concreto antes da ruptura do reforço
VCE	33,75	45,28	1,34	Esmagamento do concreto antes da ruptura do reforço
VVE	35,43	38,44	1,08	Ruptura do reforço no meio vão

O acréscimo verificado experimentalmente na capacidade resistente das vigas reforçadas com PRF à flexão, em relação à viga testemunho (VTE), foi de 27,57% e 21% nas vigas VAE e VCE, respectivamente. O desempenho esperado para a viga VVE era o mesmo das demais vigas (VAE e VCE). Considera-se que problemas de execução devem ter influenciado para que se obtivesse um desempenho pior da VVE, em relação às outras vigas reforçadas. Esta hipótese é reforçada pelo fato de que, durante a confecção destas vigas, constatou-se uma certa dificuldade de manter o alinhamento das fibras durante o corte do segmento de tecido de fibra de vidro TRB 600 utilizado no reforço, o que conduziu a uma largura de reforço ligeiramente inferior à especificada (70mm).

Acredita-se que isto possa ter repercutido também no modo de ruptura da viga VVE. Enquanto a VAE e VCE chegaram ao estado limite último por esmagamento do concreto, a viga VVE apresentou ruptura do reforço no meio do vão. Os modos de ruptura observados experimentalmente para as vigas reforçadas e testemunho estão mostrados na Figura 6.8.

A Figura 6.8 mostra a distribuição das fissuras ao longo do vão das vigas. O número de fissuras na ruptura é praticamente o mesmo nas vigas VTE e VVE, e ligeiramente superior nas vigas VCE e VAE. A maior abertura de fissura registrada para a viga VTE foi de 1,5mm, instantes antes de ocorrer a ruptura. Este mesmo valor foi obtido para VVE, evidenciando o comportamento similar entre essas duas vigas, uma vez que a carga de ruptura da VVE é apenas 2,72% superior ao da testemunho (VTE).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.8: detalhes da ruptura das vigas do grupo II.A (a) VTE; (b) VCE; (c) VAE; (d) VVE

Observa-se, ainda, que a abertura máxima de fissura registrada no momento da ruptura, para as vigas VAE e VCE, foi de 0,4mm e 0,5mm, respectivamente. Estes são valores bem inferiores ao registrado na viga testemunho (VTE), para um carregamento cerca de 20% superior. Para utilizar uma mesma base de comparação, podemos analisar os valores máximos de abertura de fissura para uma carga de 35kN. Obtém-se: 1,5mm para a VTE e apenas 0,2mm para as vigas VAE e VCE, confirmando a idéia de que a aplicação do reforço diminui consideravelmente a formação e propagação das fissuras.

A Figura 6.9 mostra a relação carga \times deslocamento vertical no centro do vão de todas as vigas do grupo II.A, ensaiadas estaticamente. Observa-se um comportamento similar das curvas até a fissuração do concreto. Depois disso, nas vigas VCE e VAE, verifica-se claramente a atuação do reforço em termos de aumento da rigidez e capacidade de deformação, o que não acontece no caso da viga VVE.

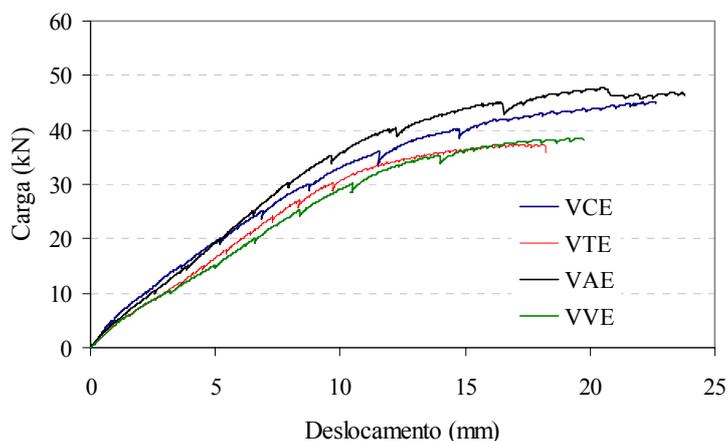


Figura 6.9: relação carga \times deslocamento para as vigas do grupo II.A ensaiadas estaticamente

Os valores de momento fletor e deslocamento vertical no centro do vão para as fases de fissuração do concreto, escoamento da armadura e ruptura estão mostrados na Tabela 6.6. Os níveis de carga que geraram esses momentos fletores e deslocamentos correspondentes à fissuração do concreto e ao escoamento foram estimados a partir de uma análise do gráfico acima, que identificou os pontos de mudança de inclinação nas curvas carga \times deslocamento. Como esperado, o momento de fissuração foi o mesmo em todas as vigas. Todavia, após a fissuração do concreto, as vigas reforçadas tenderam a ser mais rígidas do que a testemunho. Numerosas fissuras de flexão se formaram durante esta fase do ensaio e o PRF continuou aderido à superfície do concreto até o escoamento da armadura.

Tabela 6.6: momento fletor e deslocamento – grupo II.A

Viga	Fissuração do concreto		Escoamento do aço		Ruptura	
	Momento (kN.m)	Deslocamento (mm)	Momento (kN.m)	Deslocamento (mm)	Momento (kN.m)	Deslocamento (mm)
VTE	1,00	1,16	5,72	10,45	7,40	17,64
VAE	1,00	1,04	7,14	9,98	9,24	23,80
VCE	1,00	0,86	6,90	9,73	9,28	22,68
VVE	1,00	1,22	6,17	10,05	7,60	19,75

Os momentos fletores nas vigas VCE e VAE, correspondentes ao escoamento do aço apresentaram-se, respectivamente, como sendo 20% e 24% superiores ao da viga VTE, valores similares aos observados na ruptura.

Após o escoamento do aço, as vigas VAE e VCE continuaram mais rígidas do que a viga testemunho (VTE). Na ruptura, os momentos fletores continuaram aproximadamente 25% superiores ao da viga VTE, enquanto os deslocamentos últimos foram 30% superiores.

Outra perspectiva do mecanismo de ruptura pode ser obtida analisando as deformações específicas registradas com emprego de extensômetros elétricos (*strain gauges*), na armadura, compósito e concreto. O comportamento carga \times deformação para as vigas do grupo II.A, ensaiadas estaticamente, está mostrado na Figura 6.10.

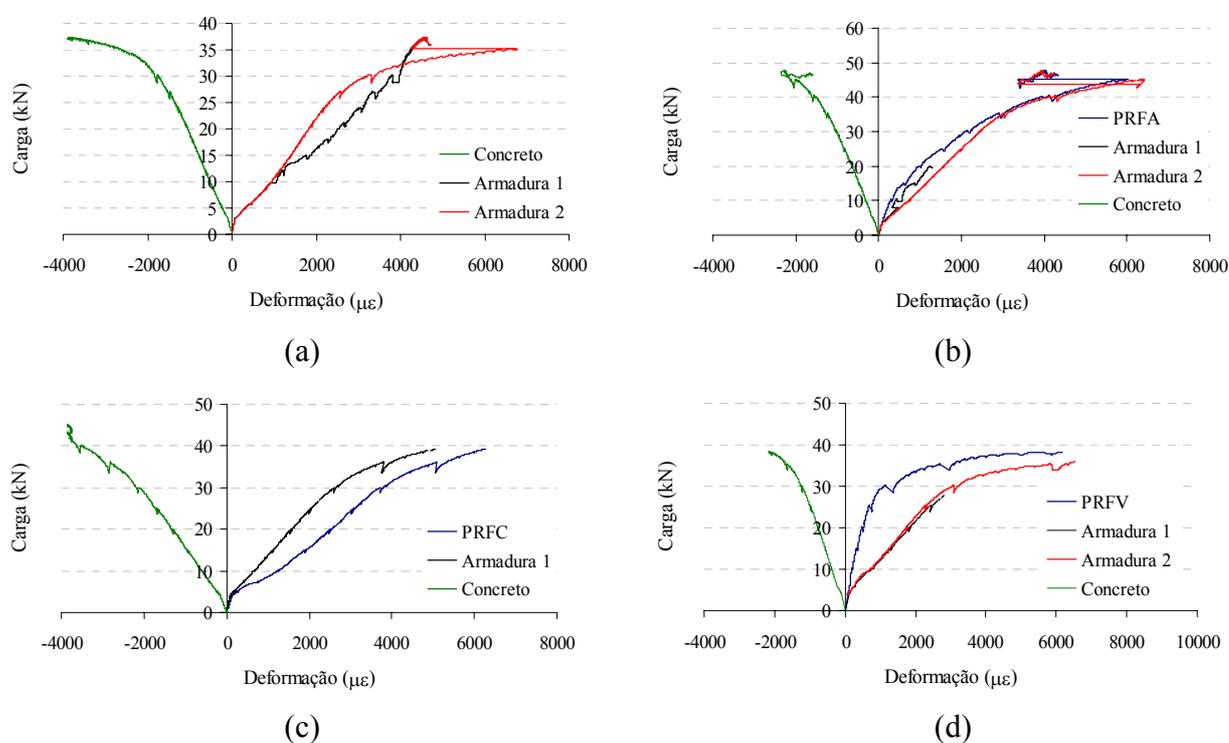


Figura 6.10: relação carga \times deformação para as vigas ensaiadas estaticamente – grupo II.A

Analisando a Figura 6.10, observa-se que as deformações longitudinais medidas na armadura e no compósito são praticamente as mesmas até a ruptura do concreto. Após a fissuração do concreto, esperava-se que a deformação no compósito excedesse a da armadura, uma vez que o reforço encontra-se mais afastado da linha neutra. No entanto, esse comportamento não foi observado nas vigas VAE e VVE. Nessas duas vigas a deformação na armadura aumentou mais rapidamente do que no compósito. Isso pode ter

ocorrido em virtude de já se ter iniciado o processo de descolamento do PRF da superfície do concreto, fazendo com que a deformação axial no compósito fosse distribuída sobre uma distância maior. Pode também indicar que uma parcela importante da deformação do reforço está concentrada em algumas zonas (próximo às fissuras). Somente no caso do reforço com fibra de carbono o comportamento esperado (deformações maiores no reforço) foi observado.

A deformação na superfície comprimida do concreto também está representada na Figura 6.10. Observa-se que, nas vigas VTE e VCE, as deformações no concreto foram superiores a 3,0‰, o que demonstra que o estado limite último foi alcançado por esmagamento do concreto. As deformações no concreto, na armadura e no compósito, para cargas equivalentes aos pontos de fissuração do concreto, escoamento da armadura e ruptura, são apresentadas na Tabela 6.7.

Tabela 6.7: resumo das deformações medidas no compósito, armadura e concreto

Viga	Fissuração do concreto			Escoamento do aço			Ruptura		
	Concreto (‰)	PRF (‰)	Aço (‰)	Concreto (‰)	PRF (‰)	Aço (‰)	Concreto (‰)	PRF (‰)	Aço (‰)
VTE	0,22	-	0,404	1,63	-	2,87	3,90	-	6,95
VAE	0,143	0,120	0,232	1,29	3,06	3,14	2,37	7,48	6,40
VCE	0,230	0,235	0,173	2,61	4,63	3,40	3,86	6,38	5,83
VVE	0,158	0,110	0,185	1,30	1,51	3,36	2,16	6,15	7,45

Antes da fissuração as deformações no compósito são similares às existentes no concreto. Depois disto começam a evoluir, se aproximando das deformações no aço, e ultrapassando-a, no caso do PRFC.

Após o escoamento do aço as deformações no PRF continuam evoluindo, ultrapassando as existentes na armadura no caso dos compósitos de fibra de aramida e carbono. É interessante notar que as deformações alcançadas pelos compósitos no momento da ruptura são muito menores do que as indicadas pelo fabricante (vide Tabela 5.1). No compósito de fibra de carbono atingiu-se apenas 43% da deformação máxima teórica, enquanto que, nos PRF de aramida e vidro, esses valores foram 32% e 17%, respectivamente. Isto pode ser explicado pelo fato de que somente no caso da viga VVE ocorreu ruptura no compósito. Estes resultados indicam, ainda, que os dados teóricos para os compósitos de fibra de vidro necessitam ser revisados.

6.2.2 Grupo II.A: avaliação do comportamento ao longo do ensaio cíclico

O efeito do carregamento repetido no desempenho das vigas reforçadas do grupo II.A foi avaliado pelo monitoramento do comportamento carga x deslocamento ao longo dos ciclos. As vigas foram testadas na configuração de teste à flexão simples, em diferentes amplitudes de carga cíclica. As cargas máxima e mínima aplicadas foram determinadas, para cada caso, em função da carga última da viga testada estaticamente. A frequência de aplicação do carregamento foi selecionada de forma a garantir a segurança e a estabilidade do esquema de teste, ficando em torno de 8Hz a 11Hz, como discutido no capítulo 5. Os ensaios foram conduzidos até atingir o máximo de 5×10^6 ciclos ou a ruptura.

O resumo dos parâmetros de carga utilizados no ensaio de fadiga, bem como o número de ciclos alcançado e o modo de falha estão mostrados na Tabela 6.8. Analisando a Tabela 6.8 verifica-se que as vigas testemunho submetidas a uma carga máxima de 11,2kN atingiram 5 milhões de ciclos sem apresentar falha por fadiga, como esperado. Mantendo-se a carga mínima e aumentando a carga máxima para 16,8kN e 22,4kN, as vigas apresentaram ruptura por fadiga da armadura para um total de número de ciclos inferior a 2 milhões⁸.

Nas vigas reforçadas com PRFC, a ruptura ocorreu para um número de ciclos que variou de 200.000 a 250.000 ciclos, para um nível de variação de carga de fadiga igual a 47%. Estas mesmas vigas, com cargas permanentes mais elevadas, da ordem de 28% da carga última, e sujeitas a variações de carga de 9% e 28%, alcançaram 5 milhões de ciclos, sem apresentar qualquer sinal de ruptura. O desempenho à fadiga para a viga reforçada com PRFV foi testado para níveis de variação de carga de 35% e 59%. Os resultados para o nível de variação de carga de 35% apresentaram grande variabilidade, a qual pode estar relacionada com defeitos ou problemas nas armaduras, pois não se observou mudança no modo de fissuração da viga. Para o nível de carga de 59%, a vida útil à fadiga foi de 137.250 ciclos. A ruptura por fadiga nas vigas reforçadas com PRFA foi obtida para os protótipos sob nível de carregamento igual a 52%. Nestas vigas observou-se a ruptura das barras de aço, seguida por descolamento do compósito, diferentemente do que ocorreu no caso das vigas reforçadas com PRFC e PRFV, em que a fibra também rompeu. É interessante notar que quando a variação de tensão foi de cerca de 30%, observou-se que duas vigas resistiram a 5 milhões de ciclos, mas 1 viga (AC1), rompeu prematuramente.

⁸ Este comportamento ilustra a importância do controle da variação de tensão para maximizar a vida útil à fadiga, o que impacta diretamente a gerência de obras viárias.

Tabela 6.8: resumo dos parâmetros de carga de fadiga e modo de falha – grupo II.A

Viga	P min (kN)	P max (kN)	Varição da tensão no aço (MPa)	Varição da carga aplicada* (%)	Número de ciclos	Modo de falha
VIGAS TESTEMUNHO						
TA_1	2,8	11,2	152,03	8 – 30	5.539.183	Ensaio finalizado
TA_2	2,8	11,2	152,03	8 – 30	7.516.903	Ensaio finalizado
TB_1	2,8	16,8	253,32	8 – 45	443.218	Ruptura das barras de aço
TB_2	2,8	16,8	253,32	8 – 45	1.927.788	Ruptura das barras de aço
TC_1	2,8	22,4	354,74	8 – 61	194.514	Ruptura das barras de aço
TC_2	2,8	22,4	354,74	8 – 61	383.554	Ruptura das barras de aço
VIGAS REFORÇADAS COM FIBRA DE CARBONO						
CA_1	4,2	16,8	202,61	9 - 37	4.999.750	Ensaio finalizado
CB_1	4,2	25,2	337,69	9 - 56	208.928	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
CB_2	4,2	25,2	337,69	9 - 56	217.026	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
CB_3	4,2	25,2	337,69	9 - 56	258.515	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
CC_1	12,6	16,8	67,53	28 - 37	4.871.000	Ensaio finalizado
CD_1	12,6	25,8	202,61	28 - 56	5.000.000	Ensaio finalizado
VIGAS REFORÇADAS COM FIBRA DE VIDRO						
VA_1	4,5	18	208,26	12 - 47	5.000.000	Ensaio finalizado
VA_2	4,5	18	208,26	12 - 47	2.384.018	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VA_3	4,5	18	208,26	12 - 47	5.000.000	Ensaio finalizado
VB_1	4,5	27	347,10	12 - 70	137.250	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do compósito
VC_1	13,5	27	208,26	35 - 70	885.000	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do compósito
VC_2	13,5	27	208,26	35 - 70	5.000.000	Ensaio finalizado
VIGAS REFORÇADAS COM FIBRA DE ARAMIDA						
AA_1	5	20	232,13	11 - 42	5.000.000	Ensaio finalizado
AB_1	5	30	386,87	11 - 63	212.201	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
AB_2	5	30	386,87	11 - 63	201.887	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
AC_1	15	30	232,13	32 - 63	1.477.585	Ruptura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
AC_2	15	30	232,13	32 - 63	5.081.300	Ensaio finalizado
AD_1	15	20	77,38	32 - 42	5.000.000	Ensaio finalizado

* % em relação à carga última obtida em ensaio de flexão estática

Em todos os testes observou-se que as fissuras formam-se durante os primeiros ciclos de carregamento. Com o aumento no número de ciclos, a abertura e a altura das fissuras aumentam. Próximo à ruptura, uma das fissuras usualmente se destacava, em termos de abertura e altura, e ao redor dela surgiam, rapidamente, novas microfissuras.

A ruptura normalmente se iniciava pela falha da armadura, seguida por descolamento e ruptura do compósito, o que levava ao colapso da estrutura. No momento da falha há também esmagamento do concreto na face superior da viga. O tipo de ruptura característico das vigas que romperam à fadiga pode ser visualizado nas Figuras 6.11 a 6.14.



Figura 6.11: (a) TB_1 – ruptura por fadiga; (b) detalhe da fratura das barras de aço



Figura 6.12: ruptura por fadiga da viga CB_1



Figura 6.13: (a) ruptura por fadiga da viga VB_1; (b) detalhe do descolamento do PRFV



Figura 6.14: ruptura por fadiga da viga AB_2

6.2.3 Grupo II.A: resposta deslocamento x número de ciclos

Para analisar a evolução dos danos, foram gerados gráficos plotando a diferença entre o deslocamento máximo e mínimo, medidos no centro do vão, versus o número de ciclos de carregamento. Os dados para as vigas testadas, com variação na tensão da armadura menor que 200MPa, estão mostradas na Figura 6.15, enquanto que a Figura 6.16 mostra esta relação para as vigas com variação de tensão acima deste valor e que apresentaram ruptura por fadiga. Os deslocamentos plotados na Figura 6.15 são, com exceção das vigas VC_1 e TA_1, aqueles obtidos nos protótipos que atingiram os 5 milhões de ciclos. Observa-se que, como não houve ruptura por fadiga, a variação nos deslocamentos manteve-se constante durante todo o período de teste. Já as vigas que apresentaram ruptura por fadiga (ver Figura 6.16) seguiram o modelo clássico de comportamento à fadiga, com rápido aumento nos deslocamentos nos primeiros ciclos, seguido por um período de deslocamentos praticamente constantes. Nos instantes finais, o deslocamento voltou a crescer rapidamente, indicando a ruptura iminente.

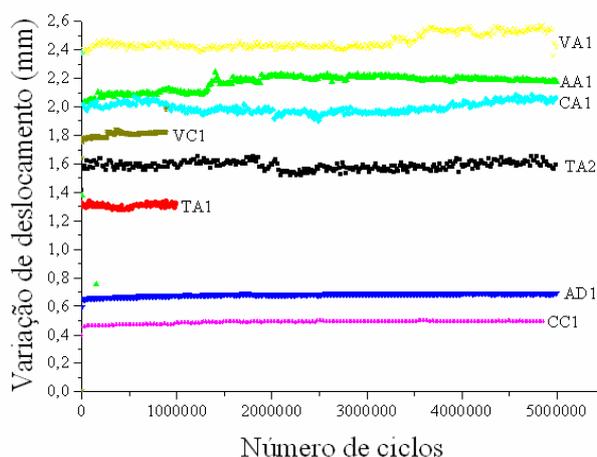


Figura 6.15: variação de deslocamento x número de ciclos para vigas ensaiadas até 5 milhões de ciclos

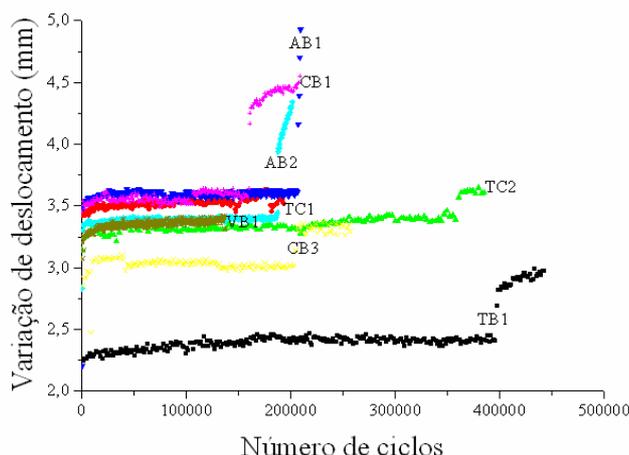


Figura 6.16: variação de deslocamento x número de ciclos para vigas ensaiadas até a ruptura por fadiga

6.2.4 Grupo II.B: comportamento sob carga estática

O desempenho dos compósitos formados por fibras de vidro, aramida e carbono no reforço de vigas de concreto armado foi também avaliado em protótipos com 3.000mm de comprimento. Neste caso, o comportamento estático foi analisado através da curva carga x deslocamento e do monitoramento das fissuras nos incrementos de carga. A Tabela 6.9 mostra os valores de carga última e modos de ruptura observados experimentalmente. Nela encontram-se também os valores teóricos de capacidade de carga, obtidos pelos processos de dimensionamento do ACI 440.2R (2002) e do S&P FRP Systems (S&P, 2006).

Tabela 6.9: cargas e modos de ruptura – grupo II.B

Viga	Carga de ruptura (kN)		$P_{exp}/P_{teórico}$	Modo de ruptura
	Teórica	Experimental		
VT.E	80,88	103,16	1,27	Escoamento do aço seguido por esmagamento do concreto
VRC.E	103,26	128,68	1,25	Descolamento e fendilhamento do compósito na região entre os laços de ancoragem adicional
VRA.E	102,13	134,50	1,32	Descolamento e fendilhamento do compósito na região entre os laços de ancoragem adicional
VRV.E	130,61	214,16	1,64	Descolamento dos laços de ancoragem adicional após esmagamento do concreto

A relação entre as cargas obtidas experimentalmente e pelo processo de dimensionamento indica que as estimativas teóricas tendem a subestimar consideravelmente o desempenho do reforço. Nas vigas VRC.E e VRA.E as cargas últimas experimentais superaram em 25% e 32% as teóricas, respectivamente. No caso da viga VRV.E esta relação é ainda maior, demonstrando que reforços formados por mais de uma camada de material compósito, portanto de maior rigidez, conduzem a estimativas em torno de 60% da carga real.

Cabe ressaltar que esta relação aumentou nos protótipos em escala real, em relação ao observado nas vigas de menor dimensão, discutidas anteriormente.

De forma a possibilitar uma melhor comparação entre os diferentes sistemas de reforço, as cargas experimentais foram normalizadas. Esta normalização foi feita dividindo-se o valor da carga última experimental por um coeficiente de rigidez, definido como a relação entre a rigidez total do reforço (armadura + compósito) e a da armadura. Os valores de capacidade resistente normalizados são mostrados na Tabela 6.10. Analisando a tabela, verifica-se que os valores experimentais ficaram melhor ajustados, o que sugere a incorporação deste procedimento para o dimensionamento de estruturas reforçadas.

Tabela 6.10: cargas últimas normalizadas – grupo II.B

Viga	Carga experimental (kN)	Relação carga experimental / carga normalizada	Carga última normalizada (kN)
			$\frac{E_s A_s + E_f A_f}{E_s A_s}$
VT.E	103,16	1,00	103,16
VRC.E	128,68	1,11	115,92
VRA.E	134,50	1,10	122,27
VRV.E	214,16	1,30	164,76

Considerando estes novos valores, conclui-se que, em relação à viga testemunho (VT.E), foram obtidos incrementos de carga de 12%, 19% e 60% para as vigas VRC.E, VRA.E e VRV.E, respectivamente. Nos primeiros dois casos, estes valores são compatíveis com os níveis de reforço empregados, que eram de 25% para as vigas com compósitos de fibra carbono e aramida e 60%⁹ para as vigas reforçadas com PRFV. Aparentemente, o aumento no número de camadas de fibras resulta em compósitos com maior rigidez, que contribuem para retardar o processo de formação de fissuras. Estes compósitos de maior espessura

⁹ A diferença na taxa de reforço é decorrente de um engano do fornecedor relativo as propriedades do tecido de fibra de vidro utilizado.

também auxiliam na prevenção da ocorrência de rupturas prematuras oriundas da movimentação relativa nas bordas da fissura. Este fato é condizente com a análise do modo de ruptura das vigas reforçadas ensaiadas. Enquanto as vigas VRC.E e VRA.E, reforçadas com uma camada de fibra, romperam por descolamento e fendilhamento do reforço na região entre os laços de ancoragem adicional, a viga VRV.E ruiu por esmagamento do concreto. Esta diferença no modo de ruptura é mostrada nas Figuras 6.17 a 6.20.

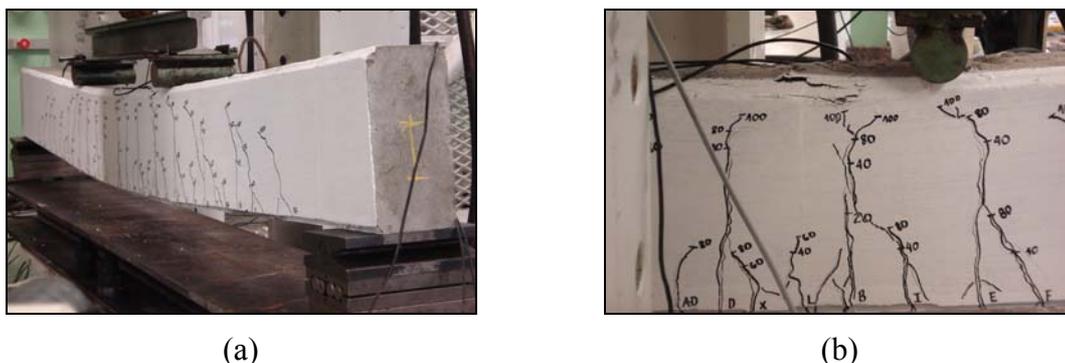


Figura 6.17: (a) viga testemunho momentos antes do colapso; (b) detalhe do esmagamento do concreto



Figura 6.18: (a) viga VRA.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do descolamento e fendilhamento do PRFA

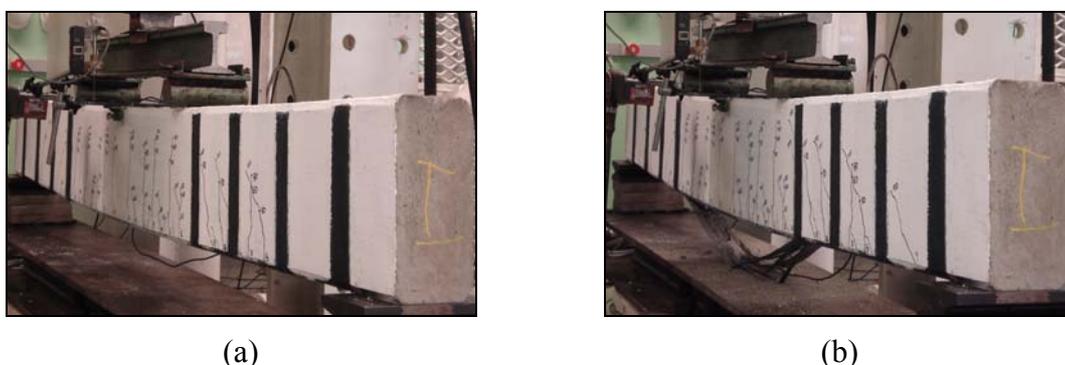


Figura 6.19: (a) viga VRC.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do descolamento e fendilhamento do PRFC

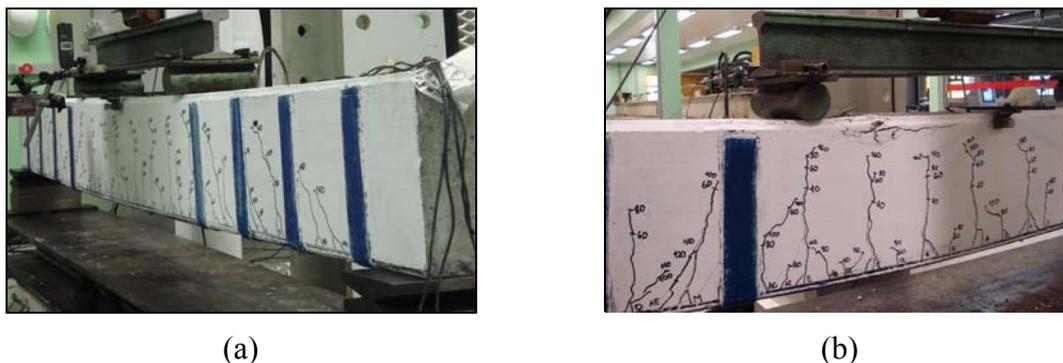


Figura 6.20: (a) viga VRV.E momentos antes do colapso; (b) detalhe do esmagamento do concreto

As vigas VRC.E e VRA.E romperam por descolamento do compósito, iniciado a partir da borda de uma fissura de flexão. Além de descolar, o compósito fendilhou-se na região central entre os laços de ancoragem (ver Figura 6.18(b) e Figura 6.19(b)). Na viga VRA.E, o PRFA descolou, carregando consigo uma fina camada de concreto. Isso indica a boa aderência entre o compósito e o substrato de concreto. É importante destacar a importante contribuição dos laços de ancoragem na prevenção do descolamento total do compósito. Os resultados obtidos mostraram que a ancoragem permaneceu intacta até que fosse alcançada a carga última teórica das vigas, o que possibilitou um melhor desempenho do reforço, refletido nos valores da capacidade resistente determinados experimentalmente. Observou-se, ainda, que os laços mais solicitados estavam mais próximos aos pontos de aplicação da carga, uma vez que foram os primeiros a serem mobilizados.

Na viga VRV.E os laços de ancoragem permaneceram intactos, até que fosse atingido o estado limite último por esmagamento do concreto. Apenas um dos laços de ancoragem, localizado sob o ponto de aplicação da carga, descolou. Isto indica que o reforço com quatro camadas de PRFV, utilizado na viga VRV.E, não atingiu seu estado limite, quer seja por esgotamento da capacidade do reforço ou por ruptura prematura por descolamento. Caso fosse utilizada uma seção transversal de maior altura, possivelmente poderia ser atingido um nível de carga mais elevado.

A Figura 6.21 mostra a relação carga \times deslocamento das vigas reforçadas, em comparação com a viga testemunho. Os valores de carga e de deslocamento das vigas reforçadas foram normalizados dividindo-se os valores obtidos nos testes pelo coeficiente de rigidez expresso na Tabela 6.10. Até a ocorrência da fissuração do concreto todas as vigas se comportaram da mesma maneira. Após esta fase, o reforço começou a entrar em ação,

demonstrando assim que as vigas reforçadas (VRC.E, VRA.E e VRV.E) tendem a ser mais rígidas do que a viga testemunho VT.E.

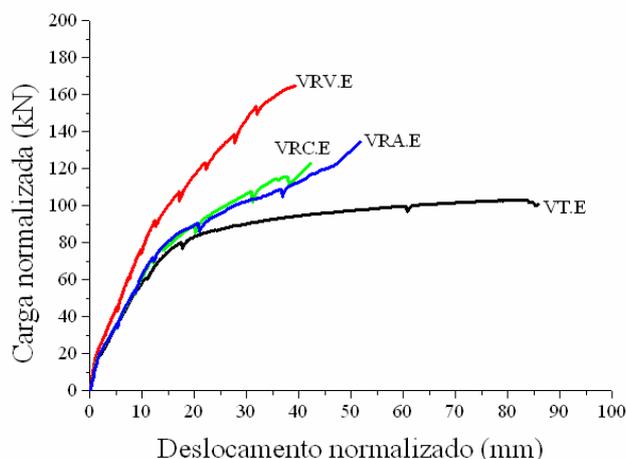


Figura 6.21: relação carga \times deslocamento no centro do vão

Nas vigas VRC.E e VRA.E a diferença no comportamento carga \times deslocamento começou a se manifestar a partir do momento em que a viga VT.E se aproximou da carga de escoamento da armadura. Por outro lado, a viga VRV.E mostrou-se mais rígida desde o ponto de fissuração do concreto. O comportamento da viga VRV.E foi praticamente elástico linear até a ruptura, fato comprovado pelo modo de ruptura apresentado por esta viga, ou seja, esmagamento do concreto.

Os valores de cargas e deslocamentos verticais no meio do vão que caracterizam as fases de fissuração do concreto, escoamento da armadura e ruptura, para as vigas do grupo II.B, estão mostrados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11: carga e deslocamento – grupo II.B

Viga	Fissuração do concreto		Escoamento do aço		Ruptura	
	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
VT.E	20,24	1,65	73,41	14,64	103,16	81,67
VRA.E	20,10	1,86	80,28	14,93	122,27	47,21
VRC.E	20,12	1,90	80,27	15,82	115,92	38,01
VRV.E	20,15	1,33	-	-	164,74	39,31

Observa-se que a carga correspondente ao escoamento da armadura é cerca de 8% maior nas vigas reforçadas com carbono e aramida (VRA.E e VRC.E), quando comparadas com a VT.E. Já no caso da viga VRV.E não foi possível determinar graficamente o ponto de escoamento da armadura.

É interessante destacar que, embora as vigas reforçadas tenham falhado com cargas últimas superiores à viga testemunho, os deslocamentos registrados neste momento foram consideravelmente menores aos verificados na viga testemunho.

Após o escoamento da armadura, fissuras secundárias começam a se formar na vizinhança das fissuras principais de flexão, as quais tendem a se propagar ao longo do material de reforço.

Na viga VRV.E o surgimento das fissuras foi mais lento, ocorrendo à medida em que o carregamento era aplicado. Porém, no momento da ruptura, o padrão de fissuração foi similar em todas as vigas.

As Figuras 6.22 a 6.25 mostram a evolução das fissuras nos vários níveis de carga em que houve monitoramento. No eixo das abscissas estão representadas a localização, as medidas em centímetros a partir da extremidade esquerda e a denominação das fissuras, enquanto que no eixo das ordenadas representa-se a sua abertura, em mm.

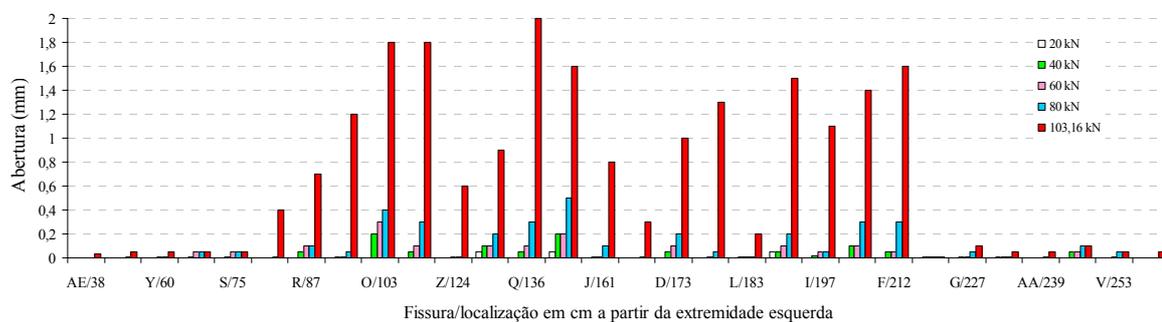
Analisando as figuras verifica-se que a concentração de fissuras na viga VT.E está localizada no centro do vão. Na ruptura, a maior abertura de fissura registrada foi de 2mm, a 1.360mm do apoio esquerdo. Nas extremidades, esta abertura não passou dos 0,2mm.

Já na viga VRA.E, embora o número de fissuras no momento da ruptura fosse praticamente o mesmo da VT.E, a abertura máxima para um nível de carga de 120kN, 16% superior à carga última da viga testemunho, foi de apenas 0,8mm. Este fato indica que o PRFA diminuiu sensivelmente a abertura das fissuras.

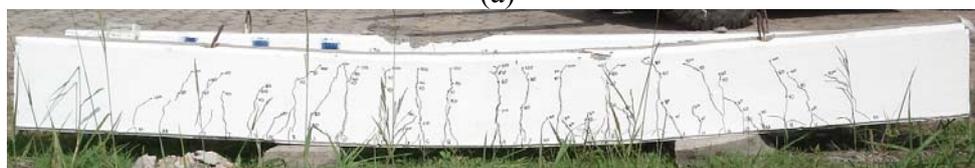
A viga VRC.E também apresentou fissuras com aberturas sensivelmente menores do que a VT.E na ruptura. Em comparação com a viga VRA.E, no nível de carga de 120kN, a VRC.E mostrou-se mais rígida, uma vez que a máxima abertura de fissura registrada foi de 0,6mm.

A viga VRV.E apresentou fissuras com abertura muito menor do que a VRC.E e a VRA.E para um mesmo nível de carregamento. Para a carga de 120kN, a máxima abertura de fissura medida na viga VRV.E foi de 0,3mm no centro do vão, a 1.480mm do apoio

esquerdo. No último nível de carga (180kN) em que foi medida a largura das fissuras dessa viga, a abertura máxima encontrada foi de 0,9mm.

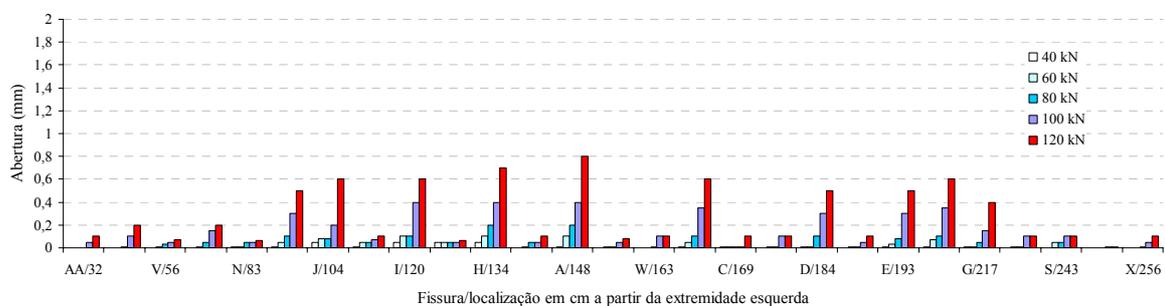


(a)

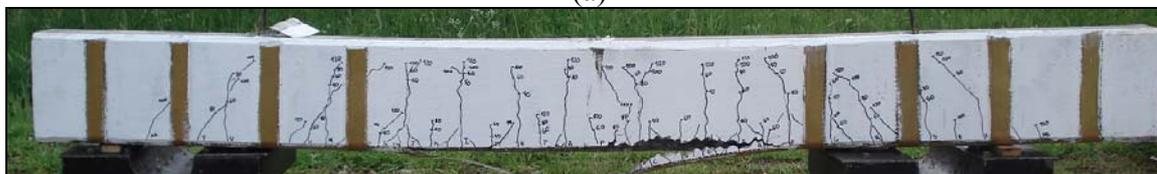


(b)

Figura 6.22: (a) evolução da fissuração da viga VT.E; (b) fissuração após a ruptura

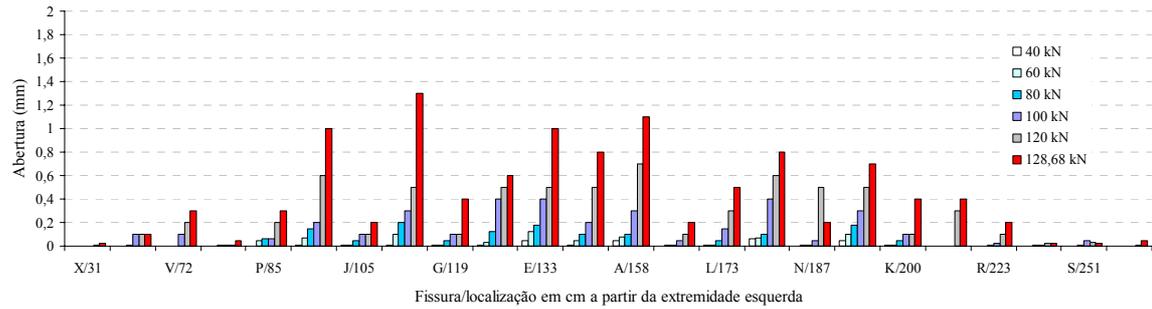


(a)

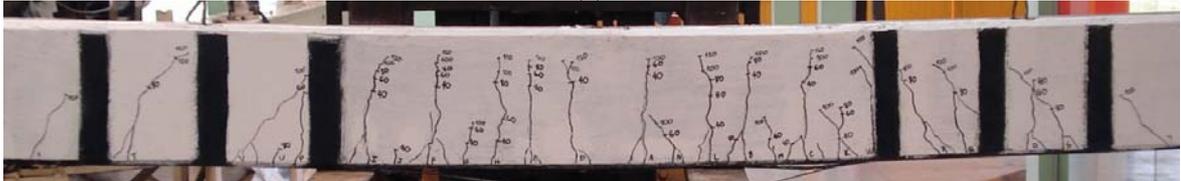


(b)

Figura 6.23: (a) evolução da fissuração da viga VRA.E; (b) fissuração após a ruptura

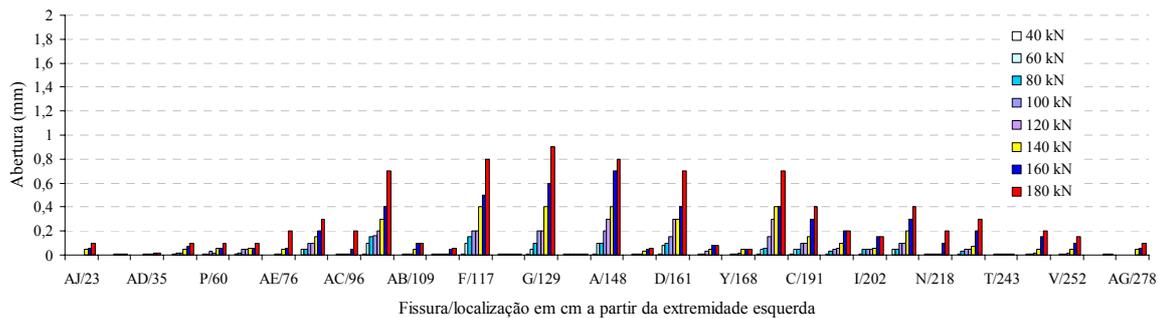


(a)

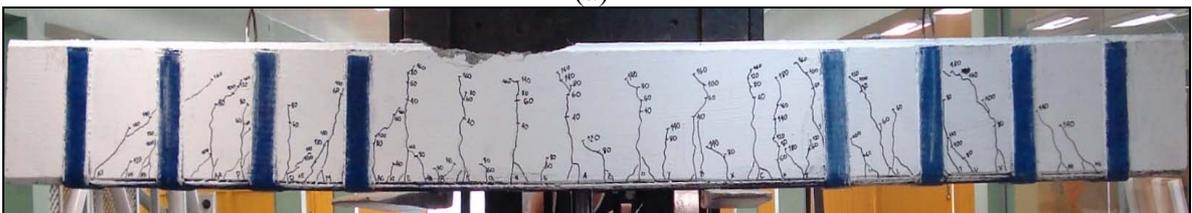


(b)

Figura 6.24: (a) evolução da fissuração da viga VRC.E; (b) fissuração após a ruptura



(a)



(b)

Figura 6.25: (a) evolução da fissuração da viga VRV.E; (b) fissuração após a ruptura

Em todas as vigas reforçadas observou-se que a presença do reforço com PRF proporcionou uma diminuição na abertura das fissuras, embora não tenha havido uma redução delas. Os laços de ancoragem contribuíram para que o descolamento do reforço fosse retardado, sendo que o desenvolvimento das fissuras nas bordas do compósito surgiram em níveis de carga próximos à ruptura e superiores à capacidade resistente

calculada pelo processo de dimensionamento. Desta forma, evidencia-se o benefício proporcionado pelos laços de ancoragem adicional no desempenho do reforço com PRF. Por isto, recomenda-se que em qualquer procedimento de reforço com PRF em estruturas de concreto armado seja utilizado um sistema de ancoragem adicional, mesmo que a verificação da resistência ao cisalhamento não exija tal complemento.

6.2.5 Grupo II.B: avaliação do comportamento ao longo do ensaio cíclico

O efeito do carregamento cíclico no desempenho das vigas reforçadas do grupo II.B foi avaliado pelo monitoramento do comportamento carga \times deslocamento e pelo desenvolvimento das fissuras e deformações com o aumento no número de ciclos. O acúmulo e o surgimento de fissuras durante os testes foram vistos como uma medida devido à carga cíclica. A resposta carga \times deslocamento das vigas reforçadas, durante a aplicação do carregamento cíclico, foi comparada com o comportamento de vigas não reforçadas submetidas a cargas cíclicas de mesma amplitude. Além disso, monitoraram-se as deformações acumuladas em diferentes estágios, a fim de avaliar a influência do carregamento repetido no aumento das deformações. Apresenta-se também uma análise das áreas de fratura das barras de aço.

A Tabela 6.12 mostra os resultados relativos referentes à vida útil ,à fadiga obtida para as vigas do grupo II.B, testadas com duas amplitudes de carregamento diferentes. Em todas as vigas manteve-se o mesmo nível de carregamento mínimo de 16kN, que conferiu às estruturas uma tensão na armadura em torno de 20% da tensão nominal de escoamento.

A carga máxima foi fixada em dois níveis, 54kN e 64kN, os quais estabeleceram que a tensão na armadura fosse, respectivamente, de cerca de 70% e 80% da tensão nominal de escoamento de forma a proporcionar vidas curtas à fadiga. Estas amplitudes de carga cíclica foram escolhidas como forma de avaliar o ganho na vida à fadiga nas vigas reforçadas com os três diferentes sistemas de reforço com PRF.

Em todas as vigas reforçadas, o elevado número de ciclos registrado no momento da ruptura demonstra a eficiência do reforço no aumento da vida à fadiga. Para um nível de variação de tensões no aço de cerca de 350MPa, obteve-se praticamente o mesmo aumento na vida útil à fadiga das vigas VRC.F_1 e VRA.F_1 (cerca de 1,8 vezes o número de ciclos obtidos na viga VT.F_1). Isto era esperado, pois estas vigas foram dimensionadas para proporcionar o mesmo incremento na capacidade resistente sob carga estática.

Tabela 6.12: resumo dos resultados e parâmetros de fadiga das vigas do grupo II.B

Viga	P _{máx} (kN)	Tensão máxima no aço (MPa)	Varição de tensão no aço (MPa)	Número de ciclos	Aumento da vida à fadiga*	Modo de ruptura
VT.F_1	64	468,27	351,20	129.952	-	Fratura das barras de aço
VRC.F_1	64	465,82	349,36	210.217	1,62	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VRA.F_1	64	464,39	348,30	243.000	1,87	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VRV.F_1	64	437,37	328,03	832.517	6,41	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VT.F_2	54	395,11	278,04	270.629	-	Fratura das barras de aço
VRC.F_2	54	393,04	276,58	378.499	1,40	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VRA.F_2	54	391,83	275,74	665.609	2,46	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF
VRV.F_2	54	369,02	259,68	3.662.726	13,53	Fratura das barras de aço seguida por descolamento do PRF

*Relação entre número de ciclos da viga reforçada e testemunho ensaiadas com a mesma amplitude de carga

Já no caso da viga com reforço de fibra de vidro, VRV.F_1, na qual o compósito era 2,73 vezes mais rígido do que o executado com PRFC e PRFA, observou-se um aumento na vida útil à fadiga de 541%, em relação à viga testemunho VT.F_1. Comparando o desempenho das VRC.F_1 e VRA.F_1 com a VRV.F_1, obtém-se um incremento na vida à fadiga de mais de 70%.

Analisando as vigas ensaiadas com variação de tensão no aço de cerca de 270MPa, verifica-se que o desempenho das vigas reforçadas é distinto para cada viga, mesmo no caso das vigas VRC.F_2 e VRA.F_2, às quais foram aplicadas a mesma taxa de reforço. No caso da viga VRA.F_2, obteve-se um acréscimo de 142% na vida útil à fadiga, em comparação com a viga VT.F_2, enquanto que, no caso da VRC.F_2, esse aumento foi de 40%.

A ruptura da VRC.F_2 ocorreu por fadiga de apenas uma das barras da armadura, seguida por descolamento total do PRFC. Em todas as outras vigas houve fratura das duas barras de aço antes da ocorrência do descolamento do compósito. Isto pode indicar que houve desequilíbrio de tensões na armadura ou que o aço de uma das barras era mais resistente à fadiga.

A viga VRV.F_2 apresentou um desempenho à fadiga muito superior às demais, com um acréscimo de 1.253%, 868% e 450% no número de ciclos até a falha em relação às vigas VT.F_2, VRC.F_2 e VRA.F_2, respectivamente. Atribuí-se este bom comportamento à alta rigidez deste reforço.

De acordo com o comportamento exibido pelas vigas reforçadas em todos os casos testados, é inegável a contribuição do reforço no aumento da vida útil à fadiga dessas estruturas. O desempenho superior das vigas reforçadas pode ser atribuída, principalmente, à redução da tensão na armadura, provocada pela presença do reforço. Em todas as vigas reforçadas, o primeiro modo de falha foi a fratura das barras de aço, como indicado pelas medidas de deformação na armadura (ver item 6.2.7). O escoamento da armadura logo nos primeiros ciclos é evidente pelas medidas de deformações, e também se revela na análise das curvas carga \times deslocamento, apresentadas nos itens a seguir.

O descolamento do reforço apresenta-se como um mecanismo de falha secundário, que ocorre após a fadiga das barras de aço. Após a ruptura das barras de aço, o PRF aderido ao substrato de concreto descola-se, com a ruptura acontecendo na interface concreto-PRF ou na camada de concreto de cobrimento. O descolamento iniciou-se sempre na região adjacente a uma fissura de flexão, que se destacava em termos de extensão e abertura, confirmando as hipóteses que a presença das fissuras provoca concentrações de tensões e pode acarretar rupturas prematuras, como discutido no capítulo 3. No caso das falhas por fadiga, no ponto onde ocorre a fratura da armadura vai se formar um fissura de grande abertura, e o processo de descolamento do PRF tende a se iniciar neste ponto.

Em alguns casos, como por exemplo os das vigas VRV.F_1 e VRV.F_2, o compósito começava a descolar na interface concreto-PRF. À medida que os ciclos iam sendo aplicados, o descolamento avançava para as extremidades do reforço até o ponto em que o compósito descolava totalmente, de forma brusca, levando aderida uma fina camada de concreto.

No procedimento de teste utilizado nas vigas do grupo II.B, as primeiras fissuras se manifestaram durante a aplicação da carga máxima sob condição estática. Nos primeiros 50.000 ciclos de carregamento surgiam novas fissuras, que se estabilizavam a partir dos 100.000 ciclos e permaneciam estáveis até instantes antes da ruptura. A Figura 6.26 mostra em detalhe a fissura que se destacou no processo de fadiga da viga VRV.F_1, testada com variação de tensão na armadura de 328MPa.

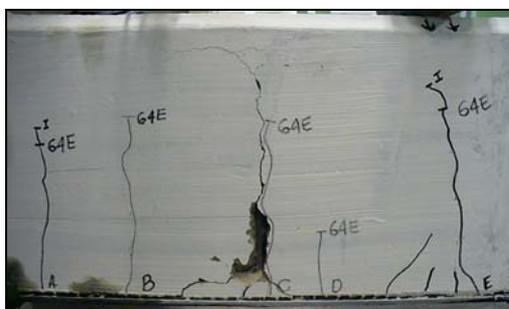


Figura 6.26: fissura destaque na fadiga da viga VRV.F_1

A Figura 6.27(a) mostra a viga VRV.F_1 em teste com carregamento cíclico, enquanto a Figura 6.27(b) mostra o descolamento total do PRFV cerca de 30.000 ciclos após a fadiga das barras de aço.



(a)



(b)

Figura 6.27: (a) viga VRV.F_1 em fadiga; (b) detalhe do descolamento do PRFV

A Figura 6.28(a) mostra a viga VRA.F_1 após o colapso por descolamento e ruptura do PRFA. Na Figura 6.28(b) pode-se observar uma foto do PRFA que descolou da face inferior da viga, carregando consigo uma fina camada de concreto aderida.



Figura 6.28: (a) viga VRA.F_1 após o colapso; (b) detalhe da fina camada de concreto aderida ao PRFA

A Figura 6.29 mostra detalhes da ruptura da viga VRC.F_2, após a fratura de uma das barras de aço por fadiga. Acredita-se que, nesta viga, o PRFC tenha se descolado prematuramente do substrato de concreto, por falha no processo de execução do reforço. A falha por descolamento ocorreu na camada de resina, indicando que a aderência com o substrato de concreto não estava adequada.



Figura 6.29: (a) viga VRC.F_2 após o colapso; (b) detalhe do descolamento prematuro do PRFC

Como medida de dano complementar monitorou-se a evolução da abertura das fissuras com a aplicação do carregamento cíclico. As primeiras fissuras foram marcadas com a aplicação do carregamento monotônico equivalente à carga máxima de fadiga para cada nível testado. Após a aplicação desta carga, marcavam-se as fissuras e procedia-se à leitura da sua abertura. Este era considerado como sendo o ciclo zero de carregamento, a partir do qual se iniciavam os testes com carga cíclica.

Foram colhidas leituras de abertura de fissuras após 50.000, 100.000, 200.000, 300.00 e 500.000 ciclos. A evolução na abertura e desenvolvimento das fissuras para as vigas do grupo II.B em função do número de ciclos de carga é mostrada nas Figuras 6.30 a 6.37. Não foi possível medir a abertura das fissuras após o colapso, uma vez que o concreto apresentava-se totalmente seccionado na região onde houve a fratura das barras de aço.

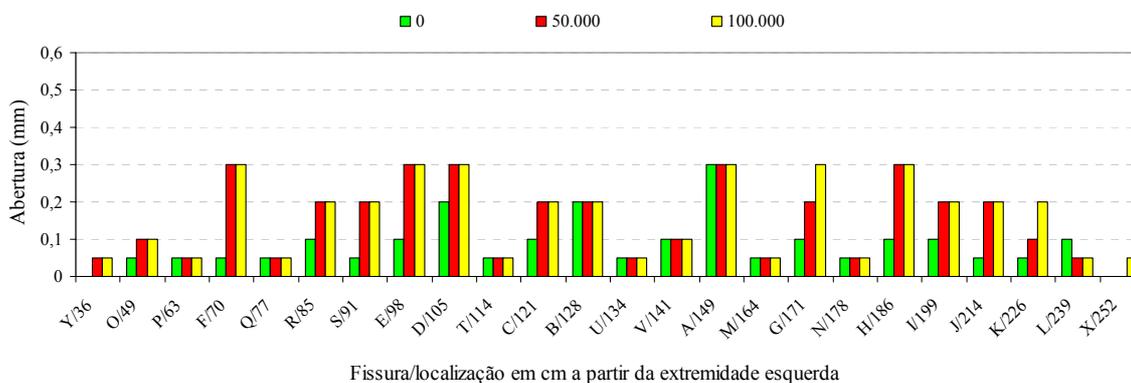


Figura 6.30: evolução das fissuras na viga VT.F_1

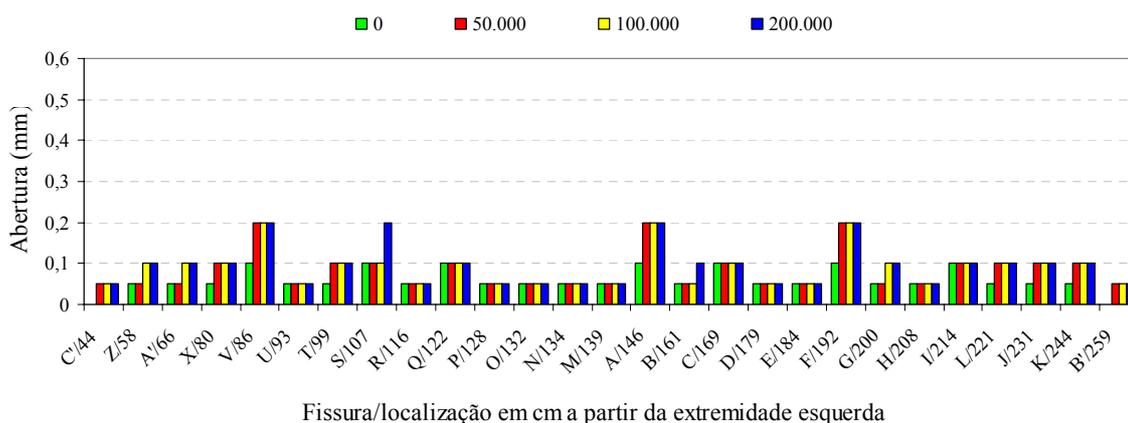


Figura 6.31: evolução das fissuras na viga VT.F_2

Mesmo apresentando um maior número de fissuras para o nível de carga mais baixo do que VT.F_1, a viga VT.F_2 chegou aos 200.000 ciclos com abertura máxima de 0,2mm. Com 100.000 ciclos a viga VT.F_1 apresentava 0,3mm de abertura. Estes valores de abertura são equivalentes aos medidos na viga testemunho, com nível de carga estática de 40kN e 60kN, o que indica que o comportamento das vigas testemunho sob fadiga, com 100.000 ciclos em VT.F_1 e 200.000 ciclos em VT.F_2, é praticamente o mesmo apresentado pela VT.E. As fissuras que se destacaram em abertura e extensão e conduziram à ruptura por fadiga nas vigas VT.F_1 e VT.F_2 foram as marcadas como “A” e “S”, respectivamente.

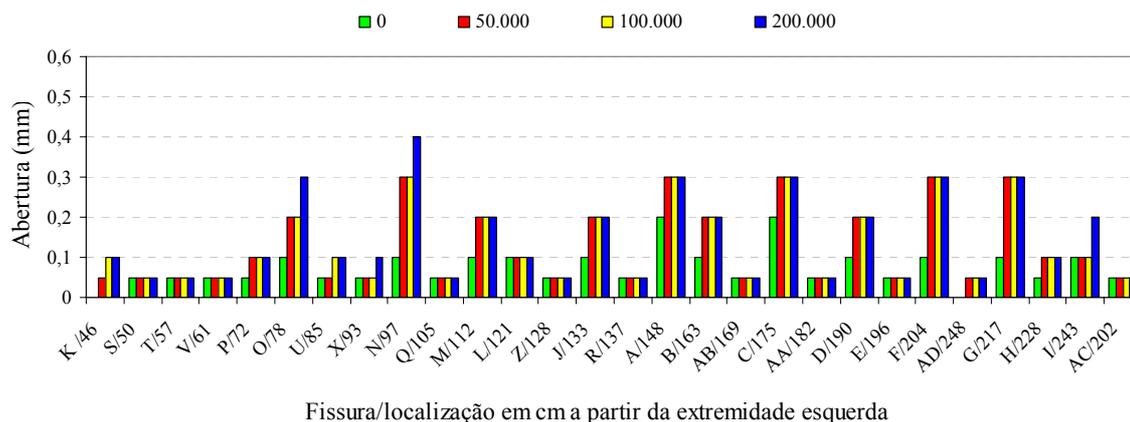


Figura 6.32: evolução das fissuras na viga VRC.F_1

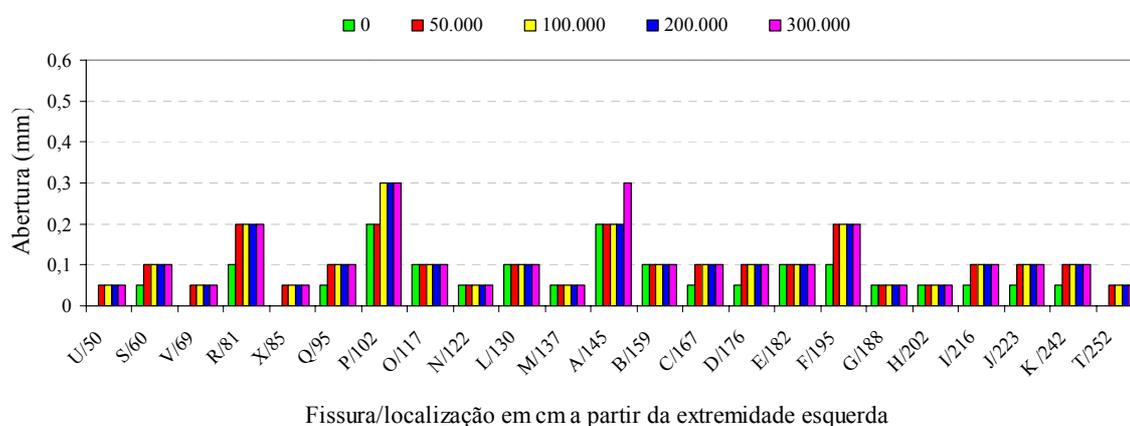


Figura 6.33: evolução das fissuras na viga VRC.F_2

A viga VRC.F_1 chegou à ruptura por fadiga através da fissura “M”, embora após 200.000 ciclos a fissura de maior abertura (0,4mm) fosse a “N”.

Para o nível de variação de carga menor, a viga VRC.F_2 registrou máxima abertura de fissura de 0,3mm, em alguns pontos, a partir dos 100.000 ciclos. Nessa viga, a fadiga se deu pela evolução da fissura denominada “A”, localizada a 1.450mm do apoio esquerdo.

Cabe notar ainda que os valores de abertura de fissura medidos nas vigas VRC.F_1 e VRC.F_2, a partir dos 50.000 ciclos, foram superiores aos valores máximos medidos para os níveis de carga de 40kN e 60kN da viga testemunho estática, que foram de 0,06mm e 0,12mm, respectivamente.

A viga VRA.F_2 apresentou vida útil à fadiga 273% superior à VRA.F_1. Após 100.000 ciclos a fissura “N” já apresentava abertura de 0,4mm. A fadiga ocorreu a partir dessa fissura, que com 500.000 ciclos estava estabilizada em 0,5mm.

Na VRA.F_1 registrou-se um maior número de fissuras, que alcançaram uma abertura de 0,3mm após 200.000 ciclos. A ruptura final dessa viga ocorreu na zona da fissura “D”.

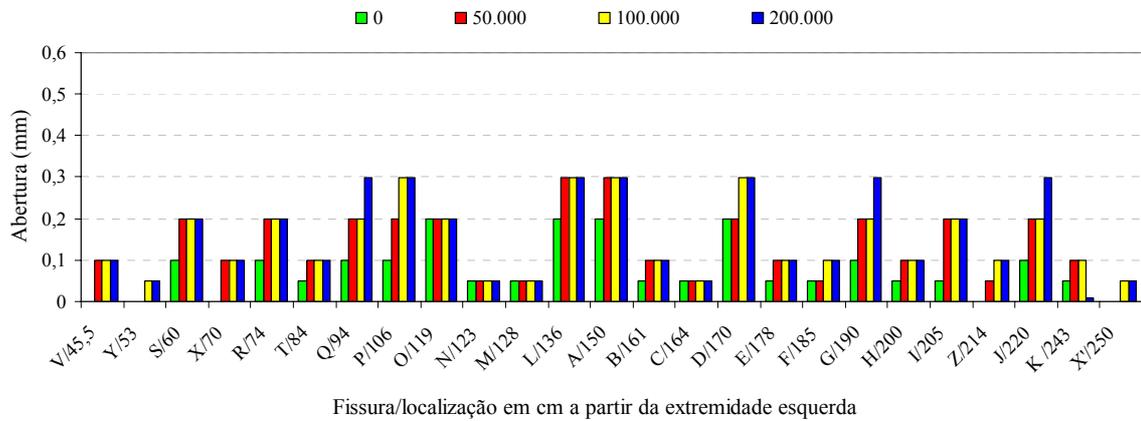


Figura 6.34: evolução das fissuras na viga VRA.F_1

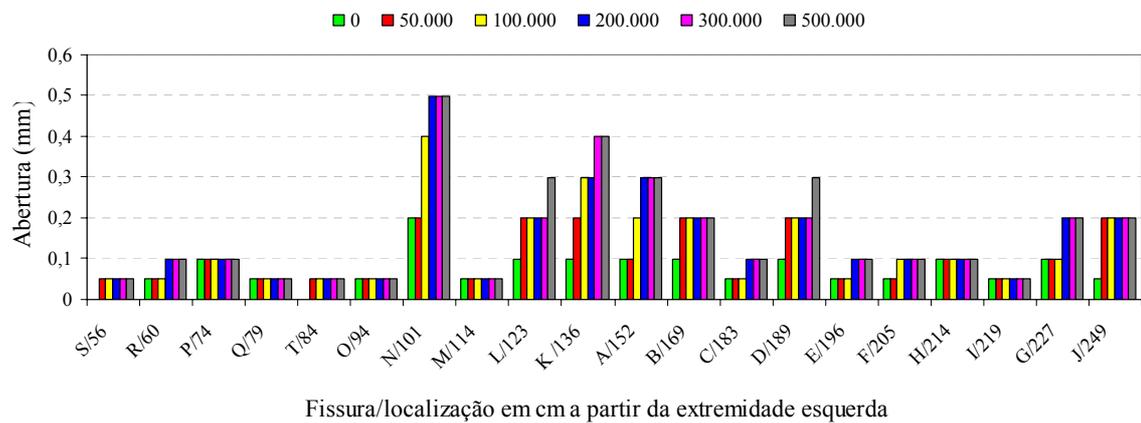


Figura 6.35: evolução das fissuras na viga VRA.F_2

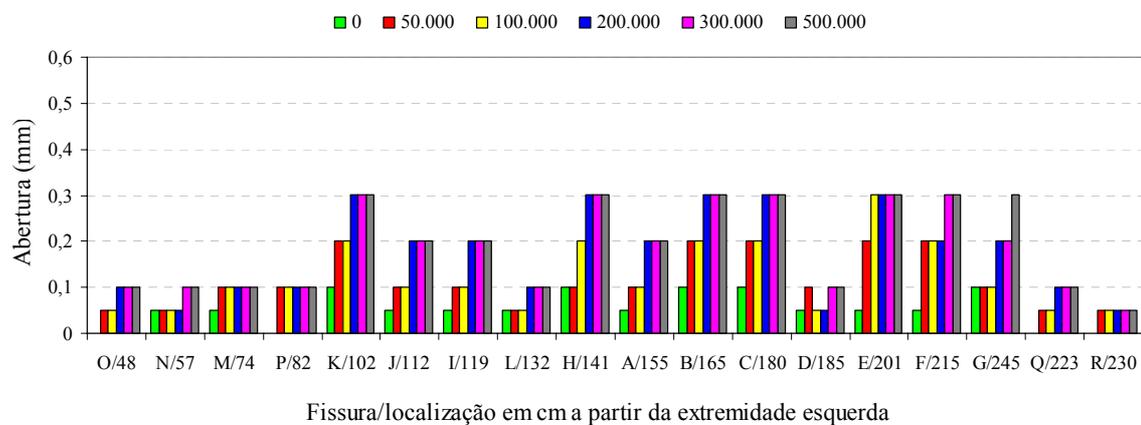


Figura 6.36: evolução das fissuras na viga VRV.F_1

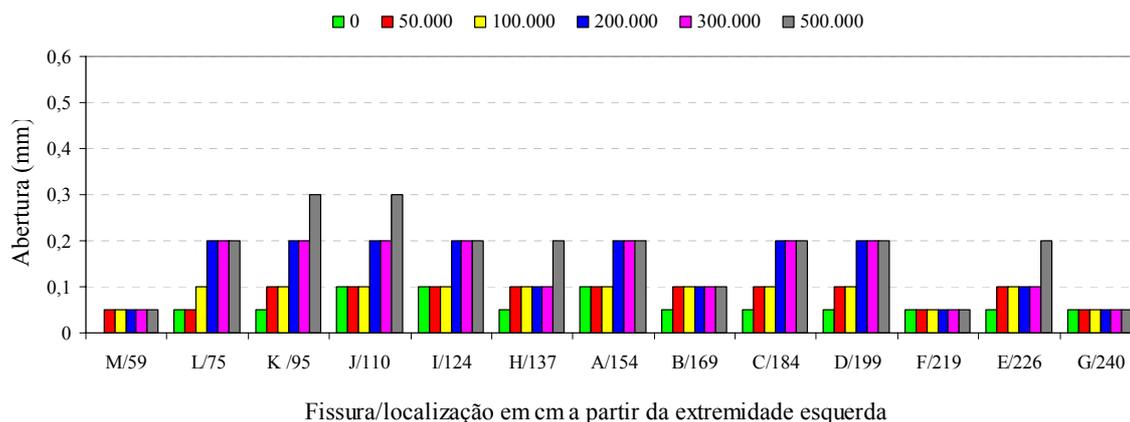


Figura 6.37: evolução das fissuras na viga VRV.F_2

O desenvolvimento das fissuras nas vigas VRV.F_1 e VRV.F_2 foi mais lento do que nas outras vigas reforçadas. Isto porque a taxa de reforço com fibra de vidro utilizada foi superior a das outras duas. O benefício de um compósito de maior espessura revelado no ensaio estático (VRV.E) também foi percebido na evolução das fissuras conforme o número de ciclos. Após 500.000 ciclos a viga VRV.F_2 apresentava apenas duas fissuras, com abertura de 0,3mm. A partir deste ponto, nenhuma nova fissura foi registrada na viga VRV.F_2, e a largura das fissuras existentes se estabilizou. Alguns ciclos antes da ruptura, porém, a fissura “A” ganhou destaque em largura e extensão, conduzindo a VRV.F_2 ao colapso após um pouco mais de 3.000.000 de ciclos. A viga VRV.F_1, testada à fadiga com nível de variação de carga maior, apresentou após 100.000 ciclos, a primeira fissura com abertura de 0,3mm. Até os 500.000 ciclos outras fissuras alcançaram esta abertura, sendo que a fadiga sucedeu-se a partir da fissura “C”.

De forma geral, o monitoramento das fissuras nas vigas do grupo II.B em ensaiadas à fadiga, evidenciou que o carregamento cíclico tem efeito sobre a abertura das fissuras até os 500.000 ciclos. No início, a abertura das fissuras aumenta rapidamente. Após os 500.000 ciclos, porém, a abertura máxima aumenta muito lentamente, permanecendo praticamente estável até momentos antes da ruptura.

Esta constatação indica que pode existir um valor limite de ciclos até o qual a abertura das fissuras aumenta mais rapidamente. Seria interessante realizar ensaios adicionais para verificar como este valor varia em função das características da estrutura e da intensidade das cargas aplicadas.

6.2.6 Grupo II.B: resposta deslocamento x número de ciclos

As mudanças na curva de variação de deslocamentos registradas ao longo dos ciclos de carregamento adotados nos testes de fadiga das vigas do grupo II.B estão registradas nas Figuras 6.38 e 6.39. Todas as vigas apresentaram o modelo clássico de comportamento, com rápido aumento nos deslocamentos para baixos números de ciclos, seguido por um patamar constante que permaneceu até momentos antes da ruptura. Antes da ruptura os deslocamentos voltaram a subir rapidamente, indicando que a falha estava próxima.

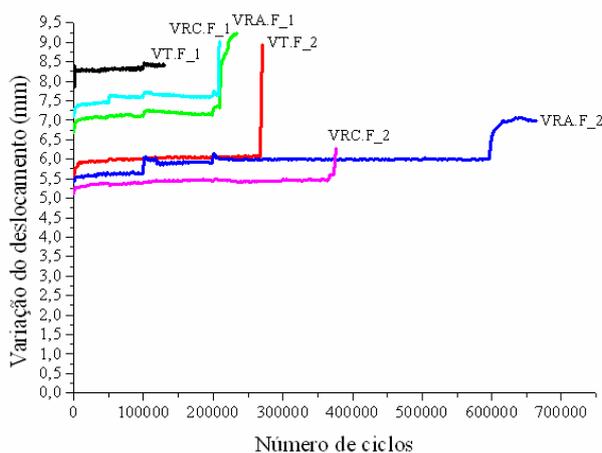


Figura 6.38: deslocamento x número de ciclos para as vigas VT.F_1, VT.F_2, VRC.F_1, VRC.F_2, VRA.F_1 e VRA.F_2

Nas vigas que romperam com mais de 200.000 ciclos verifica-se um aumento gradual nos deslocamentos quando o final da vida útil à fadiga se aproxima. Nessas vigas observou-se que as barras de aço apresentaram uma área maior com marcas de fadiga quando comparadas com as armaduras fraturadas da viga VT.F_1. Este fato explica o avanço gradativo nos deslocamentos das vigas que apresentaram vida à fadiga superior a 200.000 ciclos. A viga VT.F_1, que sofreu fratura por fadiga com aproximadamente 129.000 ciclos, não mostrou este aumento gradual nos deslocamentos, tornando difícil a detecção da proximidade da ruptura.

Isto indica que o monitoramento da evolução das fissuras para controle da possibilidade de ruptura de estruturas reforçadas deterioradas, como se faz em algumas estruturas metálicas, pode não ser viável, pois as fissuras no concreto se mostram estáveis até logo antes da ruptura. O controle do padrão completo de fissuração, com dados sobre extensão e abertura, todavia, pode ser um dado interessante.

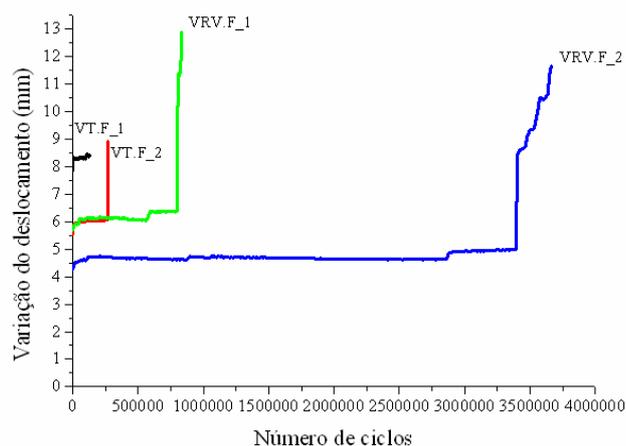


Figura 6.39: deslocamento x número de ciclos para as vigas VT.F_1, VT.F_2, VRV.F_1, VRV.F_2

A perda da rigidez ao longo dos ciclos de carga foi avaliada pela relação entre a carga máxima aplicada e o deslocamento medido no meio do vão. A Figura 6.40 mostra essa relação para o conjunto de vigas do Grupo II.B.

Analisando a figura 6.40, verifica-se que a perda de rigidez mostra-se gradativa até próximo à ruptura. Este comportamento pode ser associado ao gradativo acúmulo de deformações plásticas na armadura, rupturas do concreto por lascamento e perda de fragmentos nas bordas das fissuras de flexão que se abrem ao longo dos ciclos de carga, com deslizamento das barras de aço na região das fissuras e descolamento progressivo do PRF. A ruptura final é caracterizada pela presença de uma fissura que atravessa toda a altura da seção transversal, causando a queda brusca de rigidez.

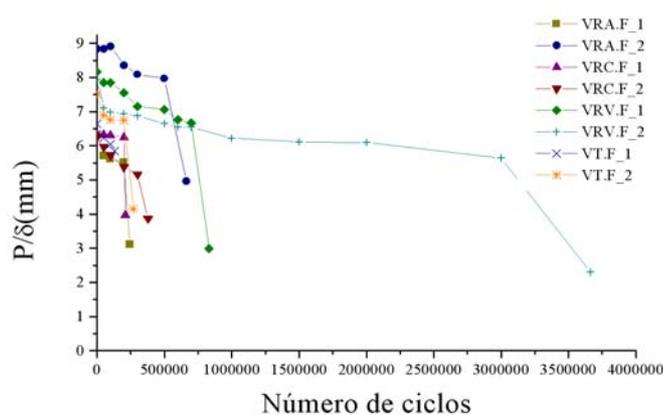


Figura 6.40: avaliação da perda de rigidez com o número de ciclos de carregamento para as vigas reforçadas do grupo II.

O comportamento da viga VRV.F_2, que apresentou uma vida útil à fadiga superior a 3.000.000 de ciclos, evidenciou que a perda de rigidez após 1.000.000 de ciclos tende a se estabilizar. Acredita-se que, nesta fase, os mecanismos de falha descritos anteriormente são reduzidos, caracterizando assim uma zona de estabilidade de rigidez até aproximadamente 2.000.000 de ciclos. Depois disso, a viga perdeu rigidez novamente, dando mostras de que a falha se aproximava.

De forma geral, o acúmulo de dano nas vigas do grupo II.B, quantificado através do aumento dos deslocamentos verticais, apresenta-se como um parâmetro possível de controle da vida útil à fadiga de estruturas de concreto armado reforçadas e não reforçadas.

6.2.7 Grupo II.B: resposta deformação x número de ciclos

As deformações na região de momento máximo foram também utilizadas para a investigação do dano nas vigas do grupo II.B. As Figuras 6.41 a 6.43 mostram o aumento nas deformações à medida em que o carregamento cíclico ia sendo aplicado.

Os valores de deformação nestas figuras correspondem àqueles registrados quando da aplicação da carga máxima, plotados em valor absoluto, com exceção das deformações do concreto que, mesmo sendo resultado de tensões de compressão, foram indicadas como quantidades positivas (vide Figura 6.42).

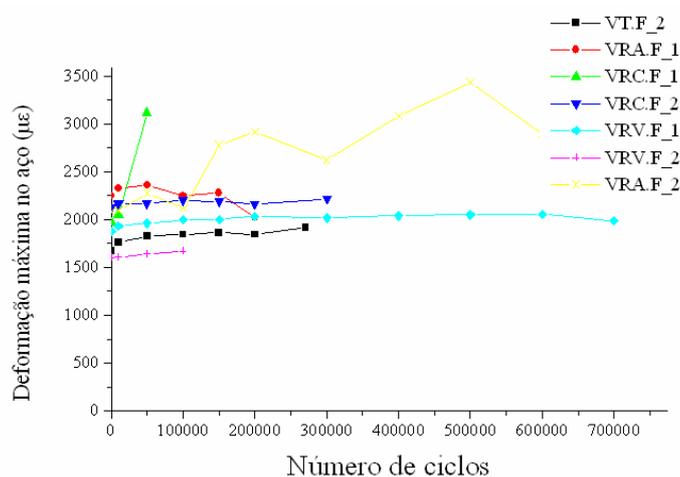


Figura 6.41: média do acúmulo de deformações na armadura ao longo dos ciclos das vigas do grupo II.B

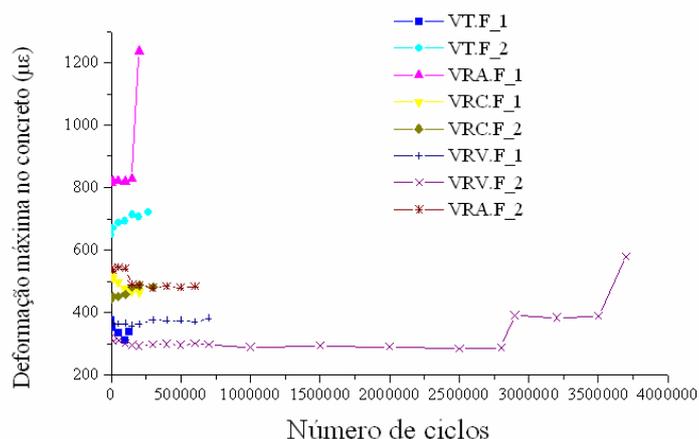


Figura 6.42: acúmulo de deformações no concreto ao longo dos ciclos das vigas do grupo II.B

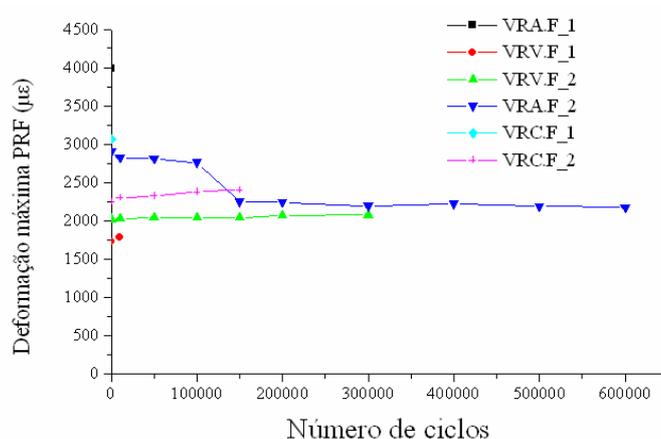


Figura 6.43: acúmulo de deformações no PRF ao longo dos ciclos das vigas do grupo II.B

As medições de deformações nas barras de aço e no PRF foram um pouco prejudicadas. Nas vigas VRC.F_1 e VRV.F_2 as medidas de deformação no aço foram obtidas somente até 50.000 e 100.000 ciclos, respectivamente. Acredita-se que, decorrido um certo tempo de ensaio, os *strain gauges* se descolaram das barras e, com isso, não era possível mais registrar os valores de deformação.

No caso do PRF, mesmo utilizando *strain gauges* próprios para o material, as deformações somente puderam ser obtidas durante todo o ensaio para a viga VRA.F_2, e parcialmente, para as vigas VRC.F_2 (até 150.000 ciclos) e VRV.F_2 (até 300.000 ciclos). Nas outras vigas reforçadas registrou-se apenas os valores de deformação durante os primeiros ciclos de ensaio.

De um modo geral, as deformações nas barras de aço não apresentaram um aumento significativo com a aplicação do carregamento cíclico. As vigas VRV.F_2 e VT.F_2, que foram testadas com variação de tensão na armadura entre 20% e 70% da tensão nominal de escoamento, exibiram deformações durante o período de medição abaixo de 2‰. As deformações foram menores que esse valor também na viga VRV.F_1, testada com uma variação de tensão na armadura mais elevada (20% e 80% da tensão nominal de escoamento). O comportamento diferenciado apresentado pela viga VRV.F_1 pode estar associado à alta taxa de reforço desta viga, em relação às reforçadas com PRFA e PRFC, como já foi discutido em itens anteriores.

Nas vigas reforçadas com fibra de carbono (VRC.F_1 e VRC.F_2) e de aramida (VRA.F_1 e VRA.F_2) as armaduras apresentaram, nos dois níveis de carga, deformações superiores a 2‰. Observou-se, também, um aumento brusco na deformação da VRC.F_1 após 50.000 ciclos, e um comportamento diferenciado durante todo o período de teste na viga VRA.F_2. Acredita-se que as perturbações de comportamento nestas duas vigas são indicativos de que pode haver concentração de deformação na vizinhança de fissuras.

É interessante notar, ainda, que as deformações máximas medidas na armadura das vigas VRV.F_1, VT.F_2 e VRC.F_2 são aproximadamente iguais até a falha por fadiga.

Cabe destacar que as taxas de aumento da deformação são diferentes no aço, no concreto e no PRF. Por exemplo, as deformações medidas nos reforços das vigas VRC.F_2 e VRV.F_2 aumentam gradualmente com o número de ciclos (Figura 6.43), enquanto que, na armadura, esse acréscimo está associado à variação de tensão imposta pelo carregamento repetido.

As deformações de compressão no concreto (Figura 6.42) aumentaram pouco nos primeiros ciclos de ensaio, mas a maioria das vigas exibiu algum aumento de deformação no concreto em algum ponto da sua vida útil à fadiga.

As deformações máximas e mínimas medidas na armadura e no concreto, no início e no final dos ensaios, estão listadas na Tabela 6.13.

Tabela 6.13: deformação máxima e mínima durante os testes de fadiga das vigas do grupo II.B

Viga	Medições no início dos ciclos				N ciclos*	Medições nos ciclos finais			
	ϵ_s max (‰)	ϵ_s min (‰)	ϵ_c max (‰)	ϵ_c min (‰)		ϵ_s max (‰)	ϵ_s min (‰)	ϵ_c max (‰)	ϵ_c min (‰)
VT.F_1	**	**	0,38	0,05	100.000	**	**	0,34	0,08
VRC.F_1	1,97	0,56	0,52	0,12	200.000	**	**	0,47	0,13
VRA.F_1	2,25	0,80	0,82	0,27	200.000	2,02	0,92	1,24	0,72
VRV.F_1	1,88	0,84	0,36	0,09	700.000	20,6	0,97	0,38	0,10
VT.F_2	1,67	0,48	0,65	0,28	270.000	1,91	0,79	0,72	0,40
VRC.F_2	2,13	1,03	0,45	0,17	300.000	2,21	1,15	0,48	0,22
VRA.F_2	2,08	1,05	0,54	0,22	600.000	2,89	1,73	0,48	0,19
VRV.F_2	1,60	0,78	0,32	0,08	3.600.000	**	**	0,58	0,33

* Número de ciclos até o qual houve registros de leituras de deformação

** Valores de deformação não disponíveis – danos nos *strain gauges* durante os testes

As vigas testemunho e as reforçadas com compósitos de fibra de vidro apresentaram menores deformações, tanto na carga máxima como na mínima, no início do teste de fadiga, comparadas com os pares de vigas reforçadas com fibra de carbono e aramida. No entanto, na ruptura, as deformações da viga com fibras de aramida VRA.F_1 foram as maiores. Na carga máxima, as deformações na armadura das vigas VRC.F_2 e VRA.F_2 foram 27,5% e 24,85% superiores às da viga VT.F_2.

No concreto, as deformações máximas exibidas pelas vigas VRV.F_1 e VRV.F_2 no início dos ciclos foram sensivelmente menores do que as registradas em todas as outras vigas testadas. As deformações no concreto aumentaram gradualmente ao longo dos ciclos, mas não chegaram a alcançar a deformação máxima de esmagamento, de 3,5‰.

As deformações máximas e mínimas medidas no PRF no início dos testes de fadiga das vigas do grupo II.B, bem como os valores de deformação última utilizados no dimensionamento, e a relação entre estes valores, estão listadas na Tabela 6.14.

Tabela 6.14: deformações máxima e mínima no PRF

Viga	ϵ_{prf} max (‰)	ϵ_{prf} min (‰)	ϵ_{prfu} * (‰)	ϵ_{prf} max/ ϵ_{prfu}	ϵ_{prf} min/ ϵ_{prfu}
VRC.F_1	3,06	0,79	14,25	0,22	0,06
VRA.F_1	3,98	1,59	19,55	0,20	0,08
VRV.F_1	1,72	0,79	15,75	0,11	0,05
VRC.F_2	2,24	1,12	14,25	0,16	0,08
VRA.F_2	2,90	1,44	19,55	0,15	0,07
VRV.F_2	2,02	1,01	15,75	0,13	0,06

*Valores de deformação última utilizados no dimensionamento do reforço

A relação entre a deformação medida no PRF durante o ensaio de fadiga e a deformação última utilizada no dimensionamento do reforço (ver Tabela 6.4) mostram que na carga máxima os maiores esforços foram absorvidos pelo compósito de fibra de carbono. Este índice indica que foram utilizados entre 13% e 22% da capacidade resistente dos PRF na tração. Na carga mínima, a solicitação no reforço foi menor do que 10%. Na carga máxima, o reforço que foi mais mobilizado foi o compósito de fibra de carbono da VRC.F_1, seguido de perto pelo compósito de fibra de aramida da VRA.F_1. Neste último caso, as elevadas deformações no concreto e na armadura, que podem ser vistas na Tabela 6.14, podem indicar que a resistência desta viga era um pouco inferior, o que levou a um maior deslocamento, ocasionando as maiores deformações. O mesmo não ocorre para a VRC.F_1. Uma explicação possível seria que as deformações no reforço não se distribuem de forma bem comportada, ocorrendo concentrações em torno das regiões de fissuração do concreto. Isto seria compatível com o fato de que, para a carga mínima, quando ainda não haviam fissuras, a deformação nos reforços foi sempre menor do que 10% e os mesmos se comportaram de forma similar.

6.2.8 Avaliação da área de fadiga nas barras de aço

Com o intuito de proporcionar uma avaliação de dano complementar foram coletados e analisados segmentos das barras de armadura que sofreram fadiga e romperam prematuramente.

A seção transversal destas barras de aço fraturadas foram fotografadas com auxílio de um microscópio ótico e depois analisadas no software *Image J*, a fim de determinar a porcentagem de área fadigada.

As Figuras 6.44 a 6.51 mostram as imagens das barras fotografadas e no *Image J*.



Figura 6.44: (a) barra de aço de viga VT.F_1; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.45: (a) barra de aço de viga VT.F_2; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.46: (a) barra de aço de viga VRA.F_1; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.47: (a) barra de aço de viga VRA.F_2; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.48: (a) barra de aço de viga VRC.F_1; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.49: (a) barra de aço de viga VRC.F_2; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.50: (a) barra de aço de viga VRV.F_1; (b) imagem da barra no *Image J*



Figura 6.51: (a) barra de aço de viga VRV.F_2; (b) imagem da barra no *Image J*

A relação entre a área fadigada e a área que sofreu a fratura brusca por tensão está mostrada na Tabela 6.15. Verifica-se que as marcas de fadiga mostram que este fenômeno atingiu pelo menos 40% da área da seção transversal das barras afetadas.

Observa-se, ainda, que as armaduras das vigas reforçadas com fibra de vidro foram as que apresentaram as maiores porcentagens de área fadigada, nos dois níveis de carga cíclica. Pode-se atribuir este comportamento ao fato de que a taxa de reforço, neste caso, era bem mais elevada, o que reduziu o nível de tensões e deformações na armadura, como mostrado na Tabela 6.12, e pode ter permitido que a fadiga se propagasse até um nível mais elevado, sem comprometer a integridade da viga.

Tabela 6.15: relação entre área fadigada e a área total

Viga	Estimativa da relação área total/área sob fadiga (%)
VT.F_1	44,38
VT.F_2	77,14
VRA.F_1	60,00
VRA.F_2	76,30
VRC.F_1	50,60
VRC.F_2	62,90
VRV.F_1	90,10
VRV.F_2	81,56

Como a taxa de reforço com as fibras de vidro é maior, o PRFV foi capaz de absorver os esforços por um longo período, permitindo que as barras de aço sofressem o processo de fadiga mais lentamente. Ou seja, no caso de recuperação de estruturas de concreto armado fadigadas com PRF, pode ser interessante utilizar taxas de reforço maiores que as necessárias, para garantir que a vida útil à fadiga seja estendida e não ocorram rupturas prematuras. Como se verifica analisando os dados da Tabela 6.12, as vigas reforçadas com compósitos de fibra de vidro de fato suportaram um número de ciclos de carregamento bem superior às demais. Por outro lado, a viga testemunho (VT.F_1) testada no nível de carga mais alto foi a que apresentou a menor área com marcas de fadiga. Em geral, as barras de aço das vigas testadas para o nível de carga mais alto apresentaram menores áreas de fadiga, como esperado.

6.2.9 Definição do modelo de fadiga para vigas reforçadas com PRF

Como discutido no capítulo 4, a resistência à fadiga de vigas de concreto armado é tipicamente relacionada com a variação de tensão gerada pelas cargas de serviço no concreto ou na armadura, sendo que o fator limitante da vida útil à fadiga é, predominantemente, a fratura das barras de aço.

Mesmo as estruturas reforçadas com PRF exibem, como principal modo de ruptura à fadiga, com exceção de alguns casos de descolamento do compósito relatados por Breña et al. (2005), o mecanismo de fratura das barras de aço por fadiga.

Ao reduzir as tensões na armadura original, a presença do material de reforço pode aumentar consideravelmente a vida útil à fadiga, principalmente na região de vida finita, em que os níveis máximos de tensão na armadura da estrutura original se encontravam entre 60% e 80% da tensão de escoamento.

No momento presente, não existe uma norma ou especificação para dimensionamento e execução de reforço com PRF em estruturas de concreto armado que leve em consideração a resistência à fadiga. O guia de dimensionamento e execução para estruturas de concreto reforçadas externamente com PRF publicado pelo comitê 440 do ACI (ACI 440.2R, 2002) apenas especifica um limite máximo para as tensões cíclicas sustentadas pelo PRF, que é de 0,55 de sua tensão última.

Nos casos em que se utiliza o reforço com PRF para acomodar carregamentos mais elevados que os previstos originalmente, as novas cargas de serviço podem aumentar as tensões no concreto e na armadura para valores superiores aos originalmente considerados no dimensionamento da estrutura. Embora a adição do PRF alivie as tensões na armadura, a vida útil à fadiga de uma estrutura nestas condições necessita ser investigada. Diferenças nas características dos PRF, especialmente em relação ao seu módulo de elasticidade, podem fazer com que a magnitude deste alívio de tensões seja diferente. Além disto, como indicado pelos experimentos realizados neste trabalho, o desempenho de PRF com diferentes fibras à fadiga é bastante distinto.

O que ocorre atualmente com as estruturas reforçadas com PRF é que existe pouca informação sobre seu comportamento à fadiga, porque o uso desta técnica de reforço é ainda relativamente recente na engenharia civil.

De maneira a fornecer informações úteis para o dimensionamento, dados obtidos nesta pesquisa e em outras seis investigações (BARNES E MAYS, 1999; PAPAKONSTANTINO et al., 2001; HEFFERNAN e ERKI, 2004; SILVA FILHO, 2005; BREÑA et al., 2005 e TOUTANJI et al., 2006) foram usados para a construção de um modelo de previsão da vida útil à fadiga. Primeiramente será feita uma análise de variância com os dados das vigas do grupo II.B e, logo após, no item 6.2.9.2, serão discutidos os modelos propostos.

6.2.9.1 Análise de variância

Os dados das vigas do grupo II.B foram analisados com o objetivo de determinar estatisticamente o efeito do tipo de fibra e do nível de carregamento máximo aplicado nos testes cíclicos. Como as vigas foram reforçadas com diferentes taxas de reforço, a variável de resposta – número de ciclos – foi dividida pelo coeficiente de rigidez do reforço, calculado como descrito no item 6.2.4. A Tabela 6.16 mostra os dados de entrada no programa Statistica 6.0 para estudo da ANOVA.

Tabela 6.16: dados de entrada para ANOVA

Viga	Tipo de fibra	Nível de carga	N de ciclos/rigidez do reforço
VT.F_1	Testemunho	1	129.952
VRC.F_1	Carbono	1	189.555
VRA.F_1	Aramida	1	220.266
VRV.F_1	Vidro	1	641.626
VT.F_2	Testemunho	2	270.629
VRC.F_2	Carbono	2	341.296
VRA.F_2	Aramida	2	603.339
VRV.F_2	Vidro	2	2.822.883

Para um nível de significância de 95%, os fatores principais (tipo de fibra e nível de carga máxima) mostraram-se significativos. Os efeitos são considerados significativos quando o valor de F calculado (média quadrada do efeito/média quadrada dos resíduos) é maior do que F tabelado. A Tabela 6.17 mostra o resumo dos parâmetros estatísticos resultantes da ANOVA. Considerando que o tipo de fibra mostrou ter influência significativa na vida à fadiga das estruturas reforçadas, será feito um estudo de regressão para grupos de dados separados por tipo de fibra e também para o conjunto completo.

Tabela 6.17: tabela ANOVA para vigas do grupo II.B

Efeito	Soma de quadrados	Grau de liberdade	Média quadrada	Teste F	F tabelado
Tipo de fibra	$3,15 \times 10^{12}$	3	$1,05 \times 10^{12}$	2,17	0,27
Nível de P máx	$1,02 \times 10^{12}$	1	$1,02 \times 10^{12}$	2,10	0,24
Erro	$1,45 \times 10^{12}$	3	$4,84 \times 10^{11}$		

6.2.9.2 Análise estatística de regressão

Primeiramente plotou-se um gráfico de dispersão, mostrado na Figura 6.2, com todos os dados disponíveis, ou seja, os dados obtidos com o programa experimental do grupo II e os colhidos na literatura.

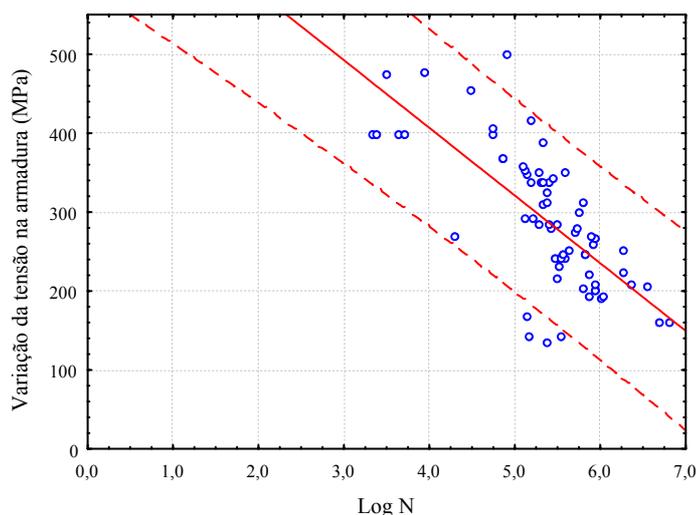


Figura 6.52: gráfico de dispersão da variação de tensão na armadura \times Log N

Como se pode ver na figura, a maior parte dos dados coletados segue a tendência esperada. Por precaução, os dados que aparecem fora dos limites de previsão para um limite de confiança de 95% foram excluídos da amostra. Esses dados são procedentes dos trabalhos de Papanikolaou et al. (2001) e Silva Filho (2005). Assim, a amostra passou a contar com um total de 64 dados. Esses dados foram divididos em cinco grupos, denominados:

- Modelo 1: vigas não reforçadas;
- Modelo 2: vigas reforçadas com PRFC;
- Modelo 3: vigas reforçadas com PRFV;
- Modelo 4: vigas reforçadas;
- Modelo 5: vigas reforçadas e não reforçadas.

Para cada um desses grupos obteve-se um modelo de regressão a partir da variável independente variação de tensão na armadura. Os parâmetros estatísticos dos modelos estão mostrados na Tabela 6.18. Os modelos foram construídos considerando um limite de confiança de 95%.

Tabela 6.18: regressão dos dados para variação de tensão na armadura

Parâmetros estatísticos	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
R^2	0,6898	0,8936	0,9634	0,8633	0,8166
Desvio padrão dos resíduos	0,4759	0,7986	0,9281	0,7454	0,6669
Total de dados	21	27	12	43	64
Coefficiente de Regressão: constante	7,044152	8,03863	7,849	7,9741	7,703759
Coefficiente de Regressão: $\Delta\sigma$	-0,00564	-0,00955	-0,0075	-0,0088	-0,00788
Erro padrão na estimativa dos coeficientes de regressão: Constante	0,4153	0,2934	0,1952	0,2447	0,2157
Erro padrão na estimativa dos coeficientes de regressão: $\Delta\sigma$	0,0013	0,0009	0,0006	0,0008	0,0007

Observa-se que o coeficiente de correlação (R^2) obtido para o modelo 1, com os dados das vigas não reforçadas foi baixo, de apenas 0,6898. Já os modelos 2 a 4, construídos para as vigas reforçadas, apresentaram uma melhor correlação, bem superior ao modelo das vigas não reforçadas (modelo 1). Quando todas as observações foram usadas na regressão (modelo 5), o coeficiente de correlação mostrou-se ligeiramente inferior ao dos modelos 2 a 4, mas continuou sendo sensivelmente superior ao do modelo 1.

O modelo 3, construído com apenas 12 observações coletadas entre as vigas reforçadas com fibra de vidro, foi o que apresentou o maior desvio padrão dos resíduos. Nos modelos 2 e 4 esse desvio foi praticamente igual, ficando ainda menor no caso dos modelos 1 e 5.

Os valores observados experimentalmente e os estimados através dos modelos, assim como a diferença entre esses dois valores são apresentados no Anexo 2. Já a Figura 6.53 mostra a frequência de distribuição dos resíduos para cada um dos modelos em análise.

A grande maioria dos resíduos é de pequeno valor, menores que ± 0.4 desvios padrão. No caso dos modelos 1, 3 e 5, os resíduos tendem a ser positivos, indicando que os valores de resistência à fadiga estimados pelos modelos são levemente inferiores que os observados nos experimentos, o que vai a favor da segurança.

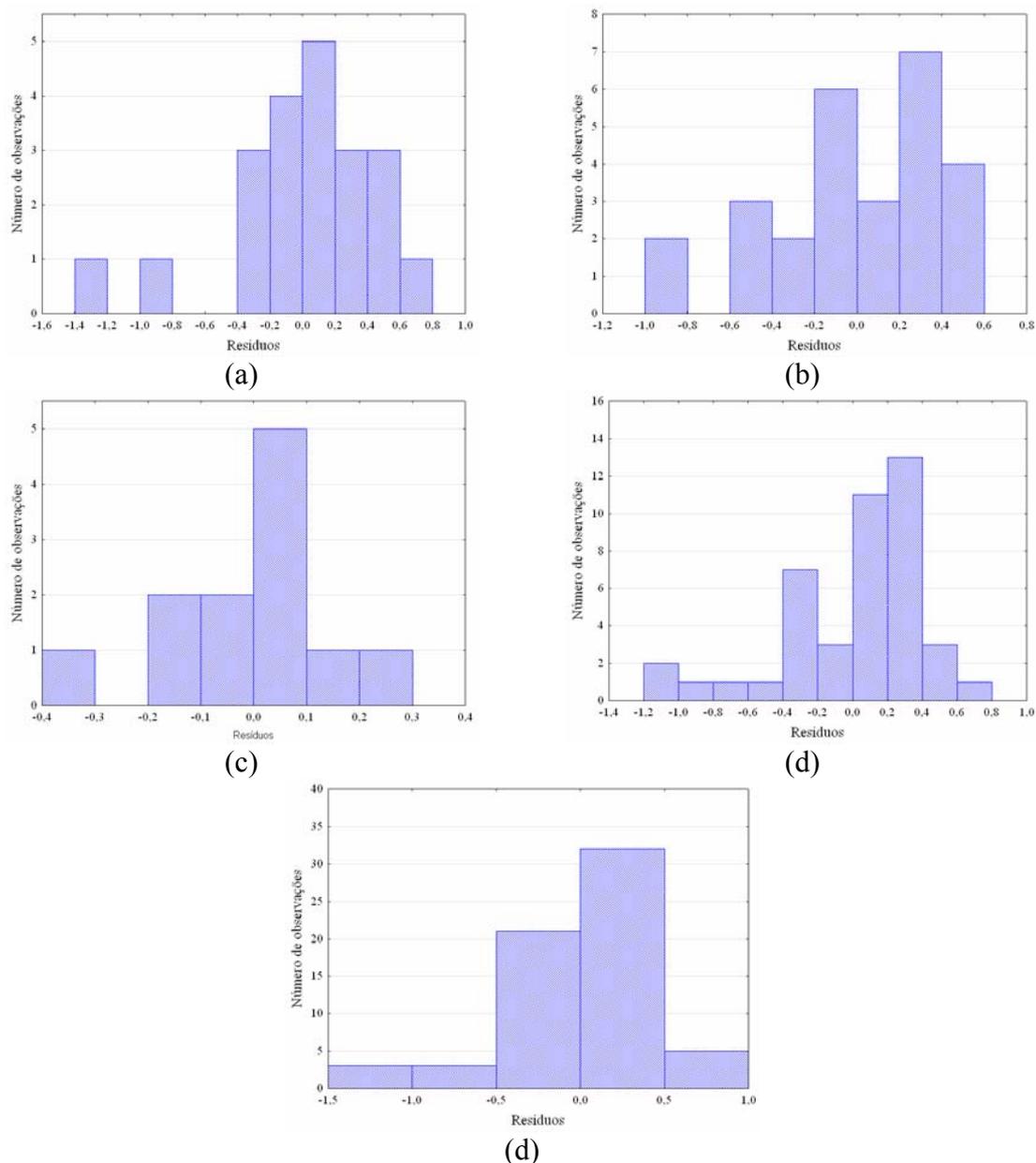


Figura 6.53: histograma dos resíduos: (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3; (d) modelo 4 e (e) modelo 5

O gráfico da variação da tensão na armadura ($\Delta\sigma$) x logaritmo do número de ciclos até a falha ($\log N$), para as observações utilizadas na construção dos modelos, em conjunto com os dados das vigas do grupo II.A, que não apresentaram falha por fadiga até 5.000.000 de ciclos, está mostrada nas Figuras 6.54 e 6.55. Na Figura 6.54 apresentam-se, também, os cinco modelos obtidos na análise estatística, além do modelo de Helagson e Hanson (1974) construído para barras de aço, e o de Papakonstantinou et al. (2001) gerado com dados de vigas reforçadas com compósitos de fibra de vidro testadas à fadiga. Em todos os casos a falha se deu por fratura das barras de aço.

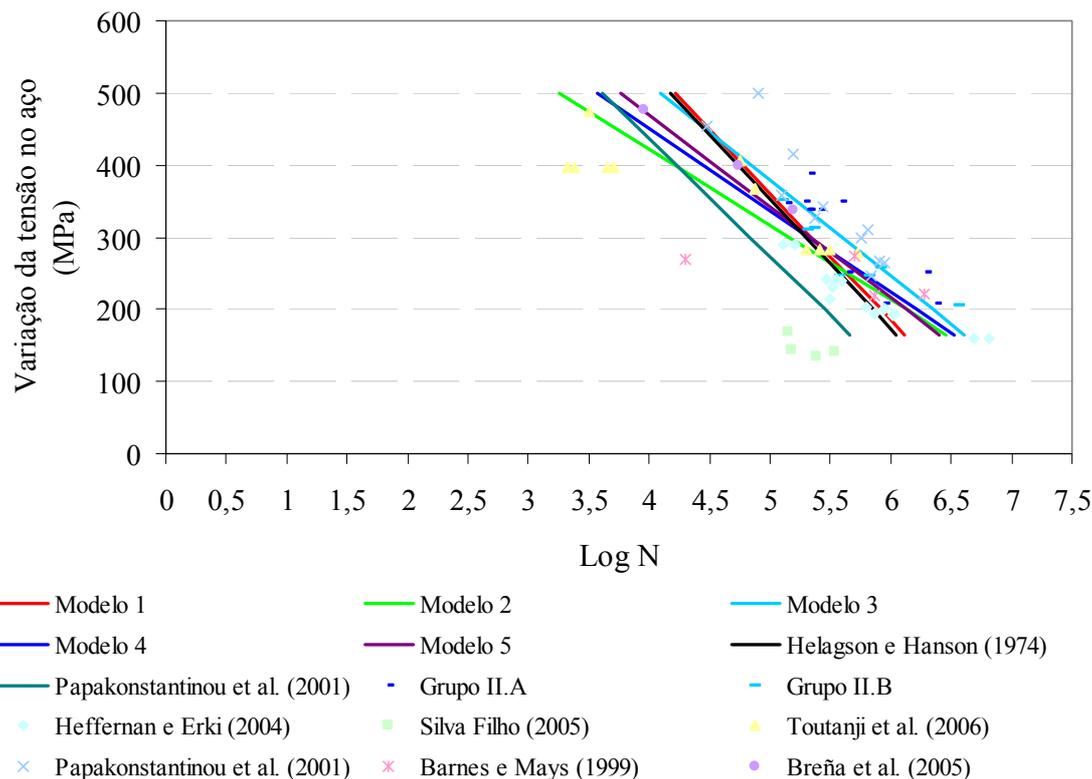


Figura 6.54: variação de tensão na armadura \times Log N para os modelos 1 a 5 e para os da literatura

Os modelos 4 e 5 gerados pela análise estatística apresentam sobreposição no trecho em que existe uma concentração das observações experimentais e paralelos a eles estão os modelos 2 (vigas reforçadas com fibras de vidro) e 3 (vigas reforçadas com fibra de carbono). O modelo 1, obtido para as observações de vigas não reforçadas, estima praticamente o mesmo resultado que o modelo de Helagson e Hanson (1974). Já o modelo de Papakonstantinou et al. (2001) encontra-se afastado de todos os outros modelos, estimando uma vida útil à fadiga à efetivamente medida.

Pelas observações feitas através do gráfico da Figura 6.54 acredita-se que a vida à fadiga das estruturas reforçadas com PRF pode ser representada pelo modelo 4, gerado a partir das observações experimentais de todas as vigas reforçadas com PRF de aramida, vidro e carbono. Acredita-se que um modelo de fadiga que leva em consideração a presença do reforço colado externamente com PRF estima com segurança a vida à fadiga, embora a análise de variância realizada no item 6.2.9.1 aponte um efeito significativo do tipo de fibra no desempenho sob carga cíclica dessas estruturas.

Para as vigas não reforçadas externamente o modelo 1 proposto apresenta-se muito próximo ao modelo de Helagson e Hanson (1974), sugerindo que a estimativa da vida à fadiga de vigas de concreto armado pode ser feita com segurança através de qualquer um destes modelos.

As equações matemáticas que representam os modelos 1 e 4 propostas para vigas não reforçadas e reforçadas externamente com PRF são:

$$\log N = 7,0441522 - 0,005649\Delta\sigma \quad (6.7)$$

$$\log N = 7,974176 - 0,0088\Delta\sigma \quad (6.8)$$

Onde a $\Delta\sigma$ é a variação de tensão na armadura em MPa.

Como estes são os modelos recomendados para uso, reproduz-se, na Figura 6.55, os resultados apenas destes modelos, em comparação com os demais modelos extraídos da literatura. Verifica-se que o modelo 4 se mostra mais adequado aos dados coletados que o modelo de Papakonstatinou et al (2001).

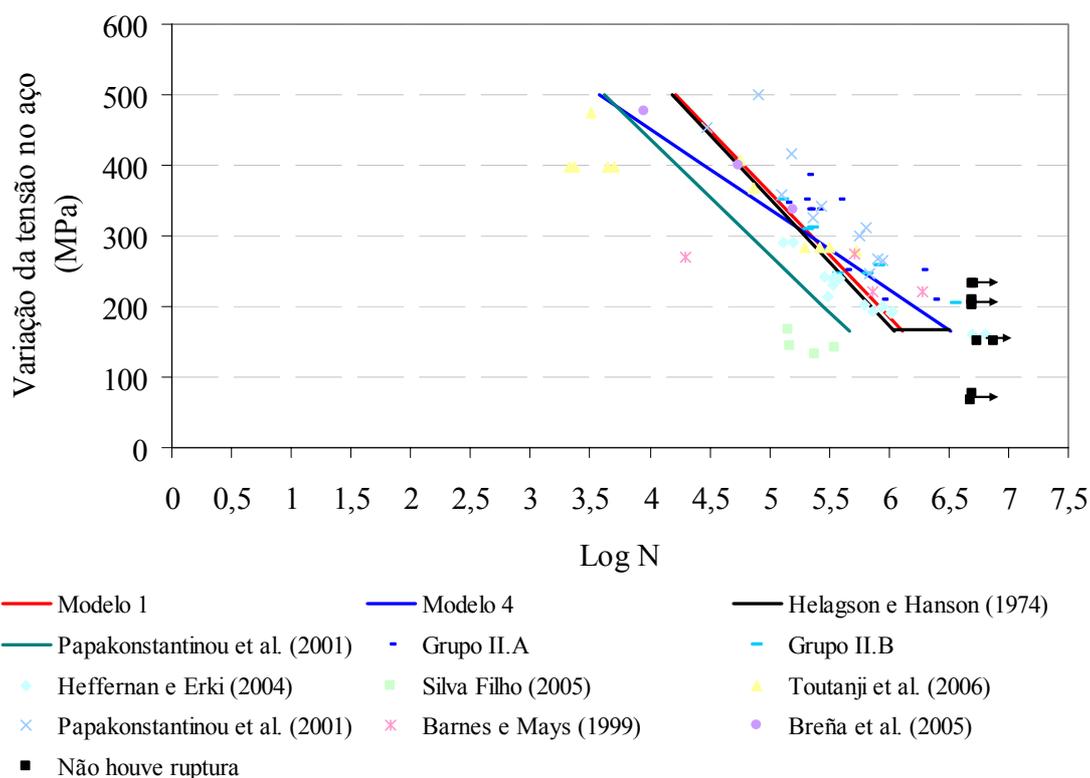


Figura 6.55: variação de tensão na armadura x Log N para os modelos 1 e 4 e da literatura

Cabe salientar que o modelo de Helagson e Hanson (1974) prevê um limite de resistência à fadiga de cerca de 164MPa, para vigas não reforçadas, enquanto o ACI 215 (ACI, 1997) e a Norma Brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003), estabelecem um limite à fadiga de 150MPa. As seis vigas do Grupo II.A, reforçadas com PRF de aramida, vidro e carbono, foram testadas com uma variação de tensão na armadura entre 200MPa e 230MPa e atingiram a marca dos 5.000.000 de ciclos sem apresentar sinal de ruptura iminente. Isto indica que, de fato, a presença do reforço pode incrementar o limite à fadiga de estruturas. No entanto, considera-se precipitado concluir que seria possível incrementar o limite à fadiga para cerca de 200MPa, em estruturas reforçadas, sem a realização de mais testes de fadiga que levem os protótipos a números de ciclos de carregamento superiores a 10.000.000.

Analisando o gráfico da Figura 6.55, observa-se que, a partir da variação de tensão na armadura de 300MPa, a vida à fadiga das estruturas reforçadas é sensivelmente superior àquelas estimadas pelos modelos de Helagson e Hanson (1974) e pelo modelo 1 proposto. Essa constatação indica que, mesmo que falhas por fadiga das estruturas reforçadas com PRF ocorram por fratura das barras de aço, a estimativa da vida útil à fadiga utilizando os modelos atuais para estruturas não reforçadas seria muito conservadora. O modelo 4, proposto para as vigas reforçadas com PRF, leva em consideração esse aumento na vida útil à fadiga provocado pela presença do reforço que, além de aliviar as tensões na armadura proporciona um incremento considerável na sua capacidade resistente ao carregamento cíclico.

No entanto, observou-se o fato de que com o aumento do número de ciclos ocorre um descolamento progressivo do compósito, o que faz com a tensão suportada pelo PRF seja transferida para o aço. Quando a variação de tensão no aço é inferior a 300MPa esse fenômeno é muito lento, permitindo que o compósito atue por um número de ciclos maior, aumentando assim a vida útil do elemento. Por outro lado, quando a variação de tensão na armadura é superior a 300MPa, com níveis de carga aplicada entre 90% e 100% da carga última de ruptura, o descolamento do PRF se manifesta com número de ciclos muito baixo. Nesta situação a tensão suportada pelo PRF é rapidamente transferida para a armadura, fazendo com que a tensão na armadura aumente para valores muito altos e, conseqüentemente, provocando a fadiga prematura da viga reforçada.

Uma análise mais detalhada do comportamento à fadiga das vigas reforçadas com PRF é apresentada no gráfico da Figura 6.56, onde se determinou uma variação homogênea de

tensão que indica a variação local de tensão na armadura correspondente à tensão efetiva no aço mais a tensão equivalente se os esforços no PRF fossem transferidos para a armadura.

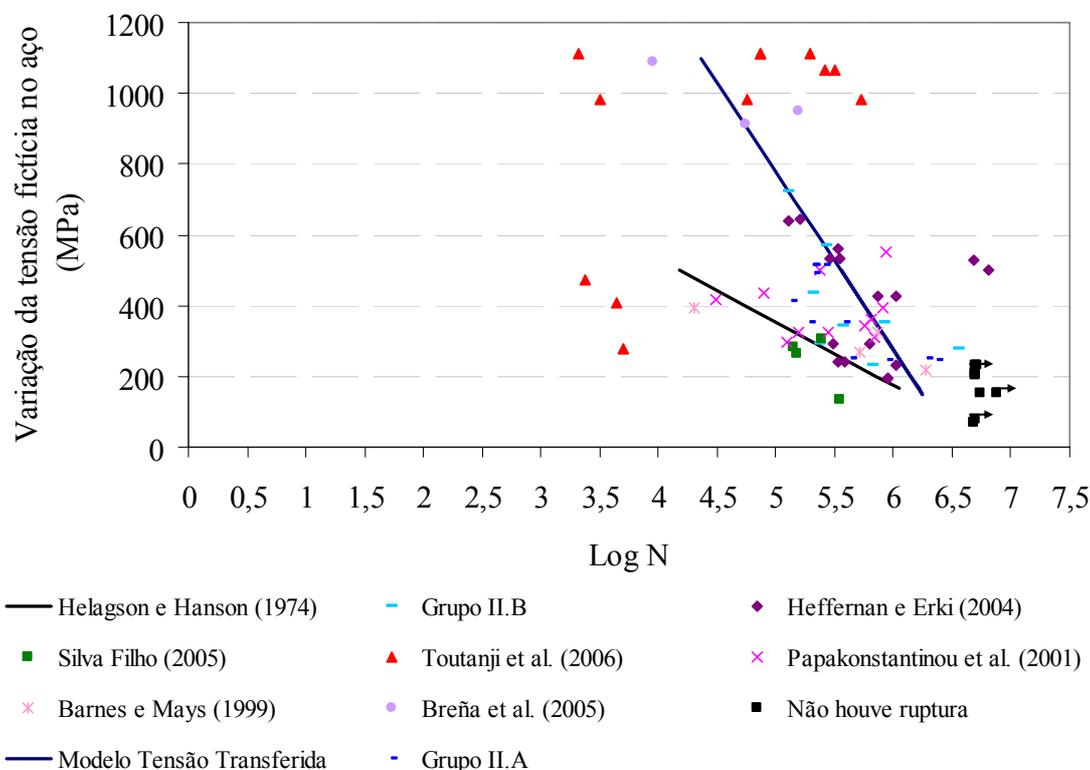


Figura 6.56: variação de tensão na armadura \times Log N para a variação de tensão fictícia na armadura

O gráfico da Figura 6.56 indica que quando o nível de carregamento cíclico aplicado é elevado, o aumento da vida útil à fadiga proporcionado pelo reforço é pequeno. Em alguns casos, pode-se obter ruptura com um número de ciclos inferior ao de uma viga não reforçada. O modelo da tensão transferida apresentado na Figura 6.56 é uma estimativa simplificada de como o fenômeno da fadiga se manifesta nas vigas reforçadas com PRF, uma vez que a variação de tensão fictícia calculada leva em consideração a transferência total da tensão do compósito para a armadura. Contudo, é sabido que a distribuição das tensões ocorre ao longo do processo de fadiga e sua taxa de distribuição é dependente do nível de tensão aplicada. O modelo de regressão linear, com 95% de confiança, obtido para a variação de tensão fictícia, é representado pela Equação 6.9.

$$\log N = 6,5481 - 0,001988\Delta\sigma_{fic} \quad (6.9)$$

Onde $\Delta\sigma_{fic}$ é a variação de tensão na armadura mais a do PRF equivalente ao aço.

O guia de dimensionamento do ACI (ACI 440.2R, 2002) recomenda a verificação do comportamento à fadiga de elementos de concreto armado reforçados com PRF através da limitação da tensão cíclica no compósito, a um valor de $0,55 f_{fu}$, sendo f_{fu} a tensão última do PRF. As tensões máximas no PRF obtidas experimentalmente e calculadas analiticamente desta forma para as vigas do grupo II.B estão mostradas na Tabela 6.19. Cabe salientar que os valores das tensões máximas experimentais foram calculados como sendo a deformação medida no PRF durante os ensaios de fadiga, multiplicada pelo módulo de elasticidade médio do compósito obtido na análise dos dados do grupo I. Para o cálculo analítico das tensões máximas foram utilizadas as especificações dadas pelos fornecedores das fibras.

Analisando a Tabela 6.19 verifica-se que relação entre a tensão máxima e a tensão última mostrou-se, em todos os casos, inferior ao valor limite recomendado pelo ACI 440.2R para o caso de carregamento cíclico. É importante notar, todavia, que todas as vigas analisadas na Tabela 6.19 apresentaram ruptura por fadiga da armadura, seguida por descolamento do compósito, para um número de ciclos de carregamento inferior a 1.000.000, com exceção da viga VRV.F_2, que chegou a cerca de 3.600.000 ciclos. Esta constatação leva à conclusão de que a simples utilização do limite estabelecido pelo comitê 440 do ACI não é eficiente para prevenir a falha por fadiga, se não forem limitadas as tensões na armadura original.

Tabela 6.19: tensão máxima no PRF das vigas do Grupo II.B

Viga	Experimental		Teórica	
	$\sigma_f \text{ max (MPa)}$	$\sigma_f \text{ max}/f_{fu}$	$\sigma_f \text{ max (MPa)}$	$\sigma_f \text{ max}/f_{fu}$
VRC.F_1	232,87	0,28	507,38	0,16
VRA.F_1	199,45	0,47	278,87	0,12
VRV.F_1	62,62	0,20	135,07	0,12
VRC.F_2	170,84	0,20	428,11	0,13
VRA.F_2	145,34	0,35	235,29	0,10
VRV.F_2	53,43	0,17	135,07	0,10

Capítulo 7 – GRUPO III: FISSURAÇÃO DO SUBSTRATO

7.1 MATERIAIS E MÉTODOS

O segundo modo de ruptura de interesse deste trabalho, como já foi discutido no capítulo 3, consiste nas rupturas prematuras junto a fissuras que têm sido identificadas em várias estruturas reforçadas, quando o modo de ruptura por descolamento (*peeling-off*) é controlado por meio de ancoragens adicionais. A terceira parte dos ensaios tentou reproduzir este fenômeno buscando avaliar como a fissuração do substrato afeta a integridade do reforço e da aderência.

Dois tipos de ensaios foram empregados para tentar analisar os efeitos de fissuras em zonas de domínio de tração (onde o momento fletor é mais intenso) e nas zonas de esforços de corte mais intensos (no vão de cisalhamento, junto aos apoios), como descrito a seguir.

7.1.1 GRUPO III.A: ensaio de simulação de fissuração de FLEXÃO

A idéia, neste caso, foi verificar se a presença de zonas de alívio de deformação no substrato podem causar um esgotamento local da capacidade de resistência à tração do reforço. Para simular o efeito de fissuração na zona de tração com domínio do momento fletor, foi realizado um ensaio de flexão a 4 pontos, com armadura interrompida na zona central.

O ensaio foi realizado em duas vigas reforçadas com PRFC, com as mesmas características geométricas daquelas do Grupo II.A (ver Figura 7.1). O compósito utilizado no reforço foi formado por duas fibras de carbono diferentes, Replark 20 e CF 130, em conjunto com uma resina epoxídica. As características destas fibras podem ser encontradas na Tabela 5.1, e as das resinas, na Tabela 5.2. Durante o ensaio foram feitas medições da carga aplicada, deformação no reforço e deslocamento no meio do vão.

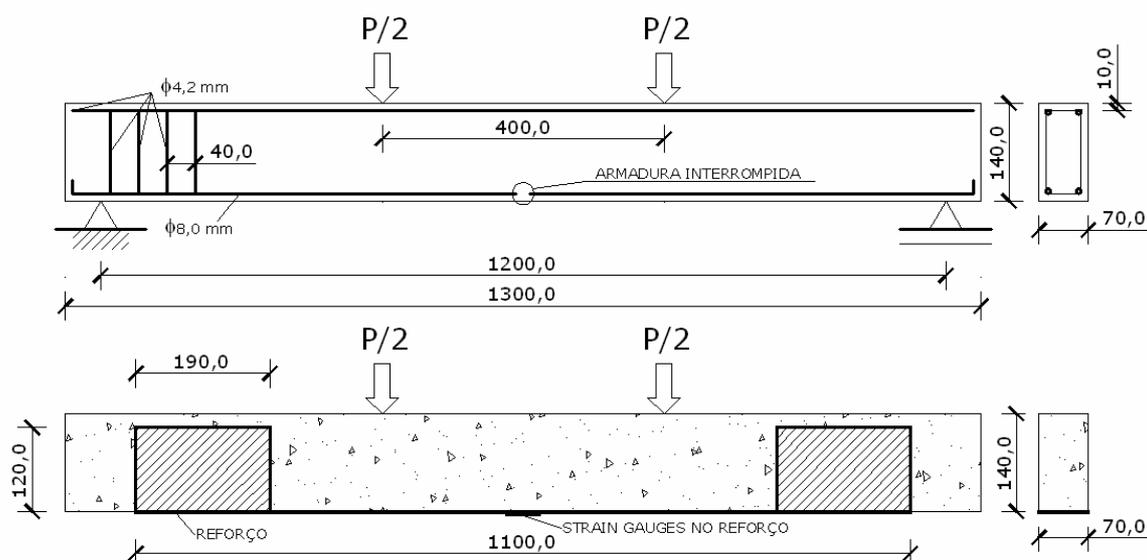


Figura 7.1: viga do grupo III.A com armadura interrompida

7.1.2 GRUPO III.B: ensaio de simulação de fissuração de CISCALHAMENTO

Com o objetivo de caracterizar experimentalmente o comportamento de uma interface submetida a esforços de corte desenvolveu-se, na presente tese, um ensaio para medir a máxima força que poderia ser ancorada pelo reforço após a fissuração do concreto.

O método consiste na aplicação de um carregamento sobre um elemento de concreto reforçado com PRF, com geração de esforços de cisalhamento que rompem o concreto e provocam o arrancamento do reforço. O corpo-de-prova de concreto adotado possuía dimensões de 820mm x 150mm x 70 mm. O reforço foi aplicado na face inferior, na forma de uma camada de compósito, com 50mm de largura, disposta na área central do corpo-de-prova.

O esquema de carregamento, assim como a identificação das áreas de apoio e de reforço estão mostrados na Figura 7.2. O método proposto foi denominado teste de cisalhamento e teve como objetivo principal avaliar o comportamento na ruptura de elementos de concreto reforçados com PRF, através da determinação experimental da máxima força ancorada pelo reforço e da verificação da ocorrência de eventuais rupturas prematuras, devido a

perturbações no entorno da fissura. A máxima força ancorada pelo reforço foi estimada a partir da deformação medida no reforço durante o ensaio.

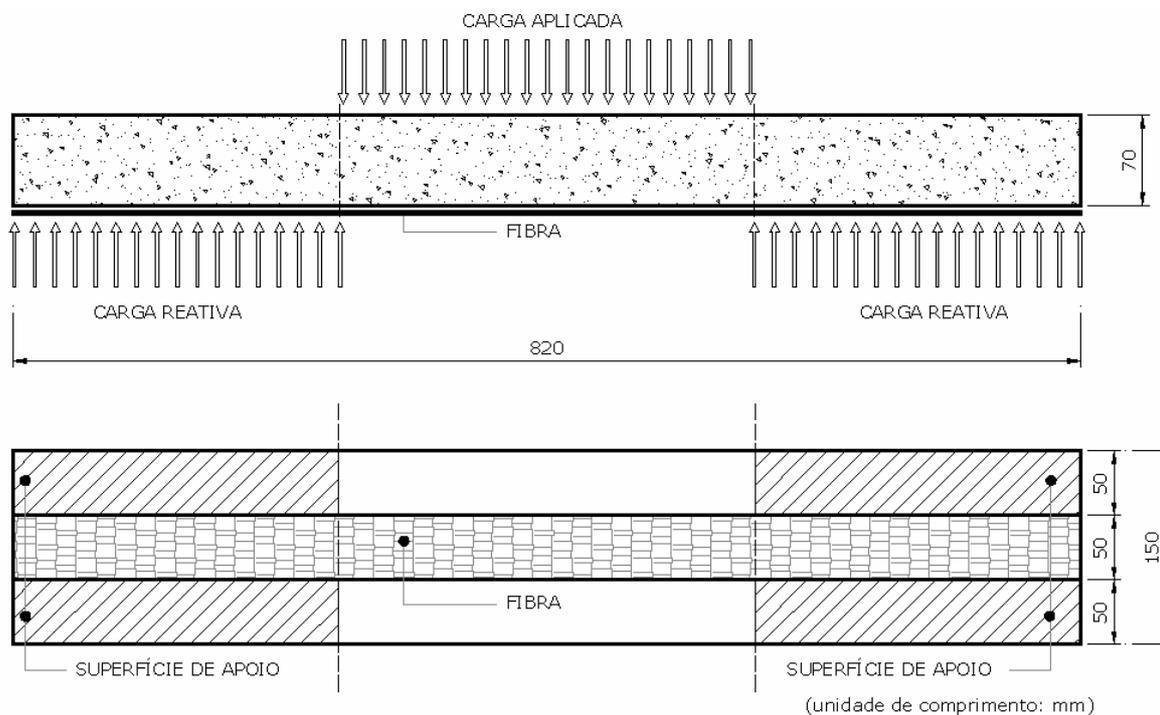


Figura 7.2: detalhamento do modo de aplicação do carregamento e do sistema de reforço

O planejamento de ensaios foi efetuado de maneira que a eficiência de diferentes estratégias de ancoragem adicional pudesse ser avaliada, ao lado do efeito de outras variáveis, tais como: resistência do concreto (representativos de concretos convencionais e de resistência mais elevada), tipo de fibra, área de colagem e comprimento de ancoragem. O mesmo contemplou a verificação de cinco variáveis, avaliadas em dois níveis:

- Resistência do concreto – 20MPa e 50MPa (C20, C50);
- Tipo de fibra estruturante do reforço – carbono e vidro (C, V);
- Área de colagem – toda a extensão (total) e somente nos extremos (limitada) (T, L);
- Comprimento de ancoragem – 200mm e 300 mm (200, 300);
- Ancoragem adicional – com e sem (A).

Cada corpo-de-prova foi identificado através de um código representativo do conjunto de parâmetros avaliados. Assim, um corpo-de-prova confeccionado com concreto de

resistência à compressão superior a 20MPa, reforçado com PRF de vidro, comprimento de ancoragem de 200mm, colado em toda a sua extensão, recebeu a nomenclatura C20_V200T.

Com o objetivo de racionalizar e otimizar a realização dos ensaios, a matriz experimental foi dividida em dois blocos, em função da resistência do concreto. Em cada bloco foram realizados ensaios de combinações de variáveis sinalizadas através de cores, como mostrado na Tabela 7.1 e Tabela 7.2.

Tabela 7.1: matriz experimental para concretos de resistência superior a 20MPa

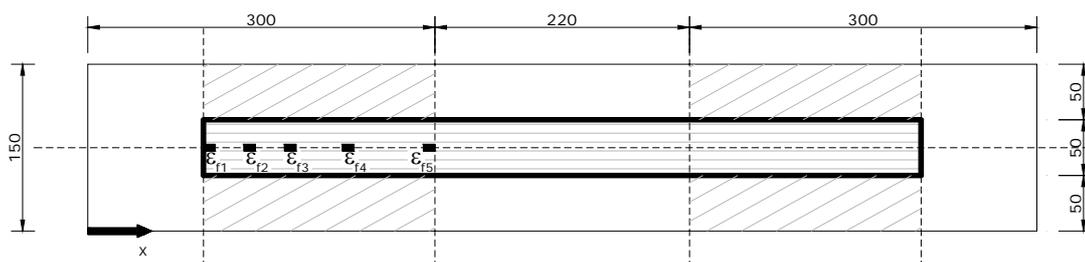
Comprimento de ancoragem				200 mm		300 mm	
Ancoragem adicional				Não	Sim	Não	Sim
Tipo de fibra	Vidro	Extensão colagem	Colagem total	C20_V200T			C20_V300TA
			Colagens laterais		C20_V200LA	C20_V300L	
	Carbono	Extensão colagem	Colagem total		C20_C200TA	C20_C300T	
			Colagens laterais	C20_C200L			C20_V300LA

Tabela 7.2: matriz experimental para concretos de resistência superior a 50MPa

Comprimento de ancoragem				200 mm		300 mm	
Ancoragem adicional				Não	Sim	Não	Sim
Tipo de fibra	Vidro	Extensão colagem	Colagem total		C50_V200TA	C50_V300T	
			Colagens laterais	C50_V200L			C50_V300LA
	Carbono	Extensão colagem	Colagem total	C50_C200T			C50_C300TA
			Colagens laterais		C50_C200LA	C50_C300L	

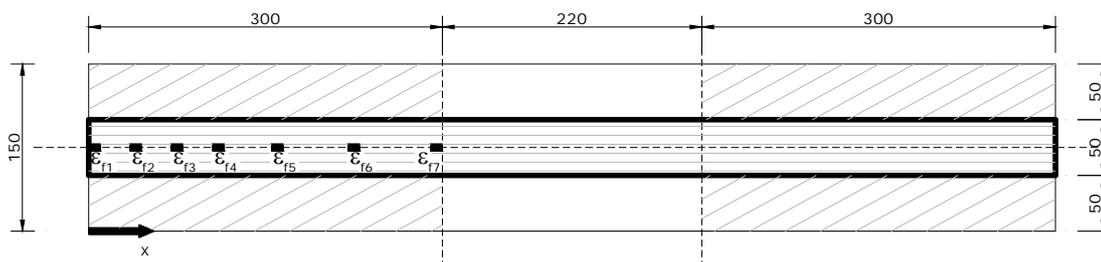
As deformações no reforço foram obtidas através do emprego de *strain gauges* colados em sua superfície externa. Foram utilizados sete *strain gauges* nos corpos-de-prova em que o comprimento de ancoragem analisado foi de 300mm e cinco *strain gauges* onde o comprimento de ancoragem foi de 200mm. Foi medido também o deslocamento vertical, através de LVDT localizados na parte central do corpo-de-prova. O detalhamento do reforço e a posição dos *strain gauges* estão mostrados na Figura 7.3.

C20_C200L – C20_V200T – C50_V200L – C50_C200T



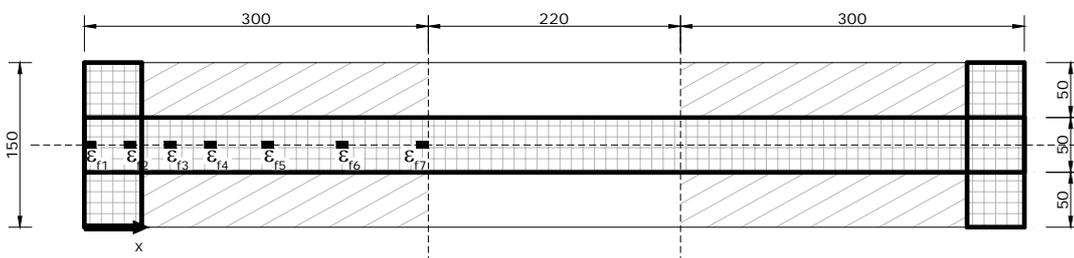
$\varepsilon_{f1}=100\text{mm}$; $\varepsilon_{f2}=135\text{mm}$; $\varepsilon_{f3}=170\text{mm}$; $\varepsilon_{f4}=220\text{mm}$; $\varepsilon_{f5}=300\text{mm}$

C20_C300T – C20_V300LA – C50_V300T – C50_C300L



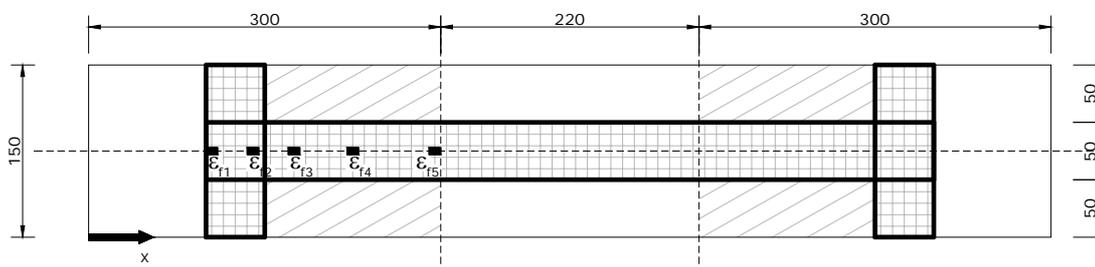
$\varepsilon_{f1}=0\text{mm}$; $\varepsilon_{f2}=35\text{mm}$; $\varepsilon_{f3}=70\text{mm}$; $\varepsilon_{f4}=105\text{mm}$; $\varepsilon_{f5}=155\text{mm}$; $\varepsilon_{f6}=220\text{mm}$; $\varepsilon_{f7}=300\text{mm}$

C20_V300TA – C20_C300LA – C50_C300TA – C50_V300LA



$\varepsilon_{f1}=0\text{mm}$; $\varepsilon_{f2}=35\text{mm}$; $\varepsilon_{f3}=70\text{mm}$; $\varepsilon_{f4}=105\text{mm}$; $\varepsilon_{f5}=155\text{mm}$; $\varepsilon_{f6}=220\text{mm}$; $\varepsilon_{f7}=300\text{mm}$

C20_V200LA – C20_C200TA – C50_C200LA – C50_V200TA



$\varepsilon_{f1}=100\text{mm}$; $\varepsilon_{f2}=135\text{mm}$; $\varepsilon_{f3}=170\text{mm}$; $\varepsilon_{f4}=220\text{mm}$; $\varepsilon_{f5}=300\text{mm}$

Figura 7.3: detalhamento das características reforço e posicionamento dos *strain gauges* durante ensaio de cisalhamento

7.1.2.1 Confeção dos protótipos

Para atingir as resistências à compressão do concreto especificadas para o ensaio de cisalhamento (20MPa e 50MPa), procedeu-se a um ajuste no proporcionamento da mistura, seguindo a metodologia do Instituto de Pesquisas Tecnológicas da Universidade de São Paulo (IPT/USP).

Para confecção do concreto foram utilizados agregado miúdo natural proveniente do Rio Jacuí, RS, agregado graúdo basáltico da região metropolitana de Porto Alegre, RS, cimento Portland CP V-ARI e água da rede de abastecimento da companhia local. As características da areia e da brita são apresentadas nas Tabela 7.3 e 5.11, respectivamente.

Tabela 7.3: características do agregado miúdo

Abertura	% retida	% retida acumulada
4,75	0,46	0
2,4	7,70	8
1,2	16,42	25
0,6	26,11	51
0,3	31,44	82
0,15	16,89	99
Fundo	0,99	100
Total	100	
Diâmetro máximo = 2,4mm		
Módulo de finura = 2,65		
Massa específica = 2,61g/cm ³		

Após o ajuste do traço, e em função das classes de resistência desejadas ($f_{cj} > 20\text{MPa}$ e $f_{cj} > 50\text{MPa}$), determinaram-se as relações água-cimento 0,66 e 0,39, obedecendo ao requisito de uma trabalhabilidade de $100\text{mm} \pm 10\text{mm}$. Para alcançar esta trabalhabilidade no concreto de relação a/c igual a 0,39, utilizou-se uma quantidade de 2,5% (em relação ao peso de cimento) de aditivo superplastificante Sikament 300.

O consumo dos materiais para a confecção de 1m^3 de concreto, para os dois traços utilizados, encontra-se na Tabela 7.5.

Todo o concreto utilizado na moldagem dos corpos-de-prova de cisalhamento foi produzido em laboratório. A mistura foi executada mecanicamente, com auxílio de uma betoneira de eixo inclinado, com capacidade de 192 litros. Todos os materiais foram dosados em massa.

Tabela 7.4: características do agregado graúdo

Abertura	% retida	% retida acumulada
19,1	1,64	2
12,5	46,80	48
9,52	33,83	82
6,3	15,23	97
4,75	1,91	99
2,4	0,42	100
1,2	0,00	100
0,6	0,00	100
0,3	0,00	100
0,15	0,00	100
Fundo	0,17	100
Total	100	
Diâmetro máximo = 19mm		
Módulo de finura = 6,82		
Massa específica = 2,74g/cm ³		

Tabela 7.5: consumo de materiais (kg/m³)

Material	Traço 20MPa	Traço 50MPa
	1:2,9:3,6	1:1,6:2,4
Cimento	289,95	455,29
Areia	840,85	728,46
Brita	1043,82	1092,70
Água	191,37	177,56
Aditivo	0	11,38

As fôrmas utilizadas foram confeccionadas em madeira compensada plastificada, com espessura de 18mm. Todas as fôrmas foram adequadamente vedadas para evitar a fuga da nata de cimento, e receberam a aplicação de desmoldante do tipo óleo mineral antes da concretagem.

Foram realizadas duas concretagens, uma para cada classe de resistência. Em cada uma das concretagens foram moldados 8 corpos-de-prova de cisalhamento e 9 corpos-de-prova adicionais cilíndricos de 100mm x 200mm, para controle tecnológico do concreto. O concreto foi lançado nas fôrmas com auxílio de pás e conchas metálicas e adensado com vibrador de imersão do tipo agulha.

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram cobertos com uma lona plástica, para atenuar os efeitos de retração do concreto pela evaporação da água de amassamento nas primeiras horas. As fôrmas foram mantidas durante três dias. Depois da desforma todos os corpos-de-prova foram mantidos, por um período de 7 dias, sob sacos de anagem molhados.

Os corpos-de-prova cilíndricos usados para o controle tecnológico do concreto foram ensaiados à compressão simples nas idades de 7 e 28 dias e na data de realização do ensaio dos protótipos. O ensaio foi realizado numa prensa universal, marca Shimadzu, com capacidade de 2.000kN.

Após a realização da cura, os corpos-de-prova de cisalhamento foram reforçados com compósitos de vidro e carbono iguais aos utilizados nas vigas do Grupo II.A (ver Tabela 5.1 e Tabela 5.2).

7.1.2.2 Descrição do ensaio

O ensaio consistiu na aplicação de uma carga distribuída na região central do corpo-de-prova. Esta carga foi equilibrada pelas forças reativas geradas pelos apoios localizados nos dois terços extremos. O ensaio foi realizado na máquina universal de ensaios do LEME com o auxílio de um aparato de apoio especialmente desenvolvido para este fim. Uma representação esquemática do aparato de ensaio e um detalhe da superfície de apoio podem ser visualizados na Figura 7.4. Na Figura 7.5 visualiza-se um dos protótipos sendo ensaiado e, em detalhe, o posicionamento do LVDT.

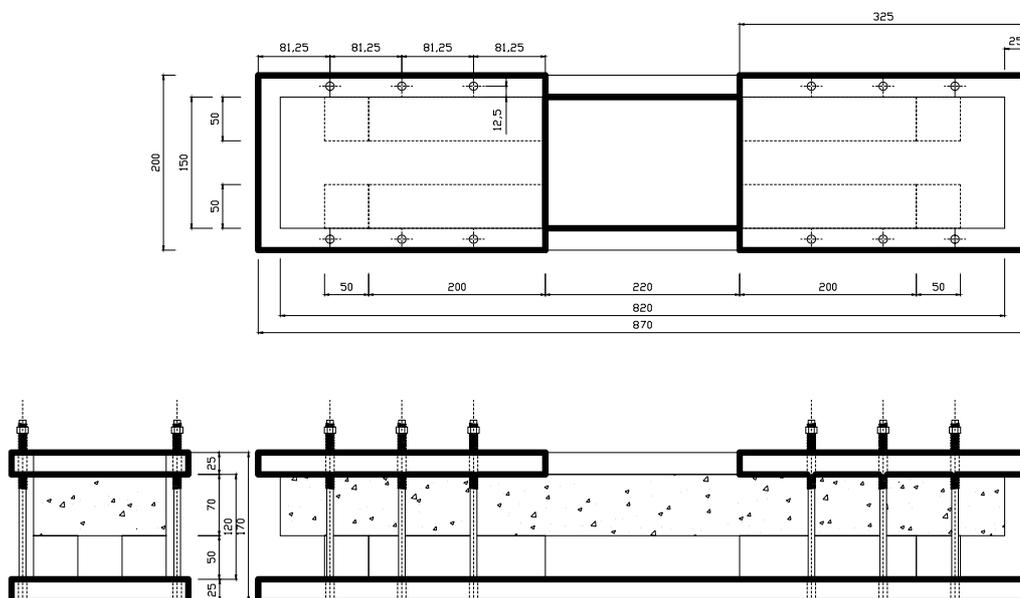


Figura 7.4: aparato de ensaio de cisalhamento duplo (dimensões em mm)

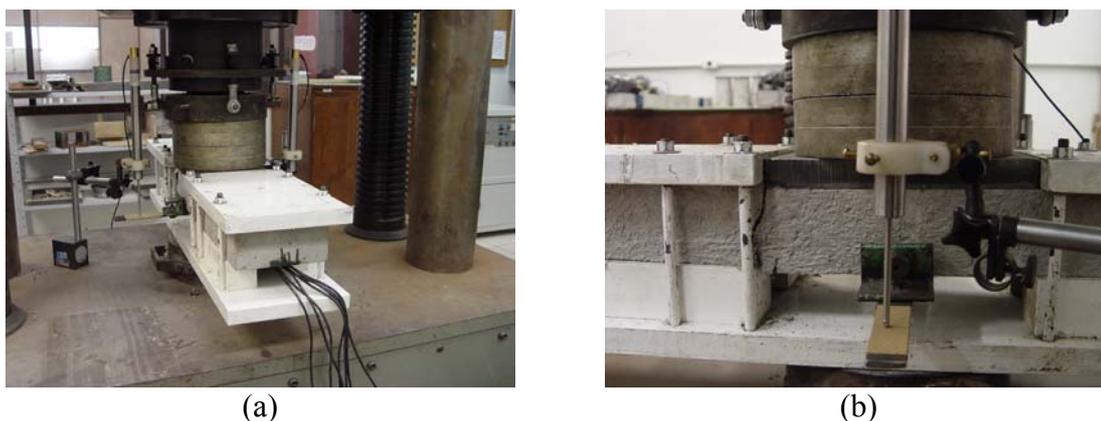


Figura 7.5: (a) aparato de ensaio de cisalhamento; (b) detalhe do LVDT

Nos ensaios de cisalhamento, os deslocamentos verticais foram medidos através de LVDT, da marca Sensotec, com curso de $\pm 50,8\text{mm}$ e precisão de $0,01\text{mm}$. O monitoramento do deslocamento nestes testes foi realizado com o objetivo de verificar a simetria durante a aplicação do carregamento e possíveis distorções nos apoios. Foram utilizados dois LVDT, posicionados na parte central do corpo-de-prova, instalados nas faces anterior e posterior deste. Na Figura 7.5(b) visualizam-se os detalhes do posicionamento do LVDT.

O monitoramento das deformações específicas foi realizado através de extensômetros elétricos – *strain gauges* – da marca Kyowa, colados diretamente sobre o material de interesse. Um detalhe de um *strain gauge* colado sobre um PRF de aramida pode ser observado na Figura 7.6.



Figura 7.6: detalhe do *strain gauge* no reforço com PRFA

No ensaio de cisalhamento, as deformações específicas medidas no reforço foram de fundamental importância para a análise do seu comportamento na ruptura. Os dados obtidos com estes *strain gauges* permitiram o traçado da evolução das deformações e,

conseqüentemente, das tensões de cisalhamento no reforço. O posicionamento dos *strain gauges* foi apresentado na Figura 7.6. Na Figura 7.7 pode-se acompanhar a instrumentação da camada de reforço de um dos corpos-de-prova.



Figura 7.7: (a) detalhe do procedimento de colagem do *strain gauge*; (b) *strain gauges* no PRF de carbono

7.2 APLICAÇÃO DO REFORÇO

Com vistas a escalerecer dúvidas e orientar possíveis repetições de ensaios, neste item será feita uma explanação mais detalhada sobre o processo de aplicação dos reforços com PRF. Os procedimentos descritos a seguir foram utilizados para aplicação do reforço tanto no reforço das vigas como nos corpos-de-prova de cisalhamento.

O processo de aplicação dos reforços tipo PRF é bastante simples. No entanto, existe a necessidade de uma supervisão criteriosa durante todas as etapas para que o serviço seja executado com qualidade, garantindo sua funcionalidade.

Como discutido no capítulo 2, a condição básica é que o substrato de concreto sobre a qual se aplicará o reforço esteja íntegro e são, para que o mesmo possa receber e transferir adequadamente os esforços de interface. Assim, antes da aplicação do reforço propriamente dito, são necessárias algumas atividades de preparação da superfície.

7.2.1 Preparação da superfície

A superfície de concreto que receberá o reforço com PRF deve ser regular. De acordo com as recomendações da *fib* (2001), os valores aceitáveis de irregularidade da superfície são de 4mm e 2mm em comprimentos de 2m e 0,3m, respectivamente. A camada de nata de cimento, deteriorada ou frágil, deve ser removida e os agregados expostos, utilizando-se

um equipamento que permita que a superfície seja mantida o mais regular possível. No caso do presente trabalho, o desgaste da superfície do concreto foi realizado com o auxílio de uma esmerilhadeira (Figura 7.8) equipada com um disco diamantado. Todavia, esta tarefa também pode ser realizada através de lixamento ou jato de areia ou água.



Figura 7.8: preparação do substrato de concreto com esmerilhadeira

Caso o reforço deva ser aplicado em torno de arestas vivas (como no caso de ancoragens que sobem pelas superfícies laterais do elemento), faz-se necessário o arredondamento das mesmas. Este arredondamento evita a concentração de tensões nas fibras e ajuda a eliminar os vazios entre o concreto e o sistema de reforço que poderiam surgir durante o processo de colagem. Um processo de arredondamento que resulte em um raio de 13mm é suficiente para eliminar esse problema, segundo o ACI 440.2R (ACI, 2002).

Além disto, a superfície em que será aplicado o reforço deve estar seca, sem presença de umidade intersticial, uma vez que a existência de água pode inibir a penetração das resinas, dificultar sua polimerização e reduzir a sua eficiência como ponte de aderência.

Finalmente, deve-se proceder a uma limpeza com aspirador de pó e estopa para retirar os finos aderidos a peça. Pode-se aplicar também uma resina, do tipo *primer*, para reforçar o substrato de concreto e melhorar a ponte de aderência com a resina de saturação que impregnará o reforço.

7.2.2 Colagem do reforço

A aplicação do reforço composto por mantas ou tecidos flexíveis deve ser realizada com bastante cuidado, pois a função da resina não se restringe somente à aderência, mas também à impregnação das fibras para a formação do compósito propriamente dito.

Após a realização dos procedimentos de preparação da superfície, procede-se à aplicação do *primer*. A Figura 7.9 mostra o procedimento de imprimação da superfície do concreto. Os imprimadores têm a função de reforçar o substrato de concreto que receberá o reforço através da impregnação dos poros. Esta resina, bi-componente, é dosada na proporção de 1:3 e aplicada com auxílio de um pincel sobre toda a superfície do concreto que será reforçada. Depois da aplicação do *primer*, deve-se aguardar por um período de aproximadamente duas horas para seguir com as próximas etapas.

Alternativamente, podem ser utilizadas massas reguladoras de superfície, denominadas *putty*, visando o estabelecimento de uma superfície desempenada contínua. A aplicação desta pasta regularizadora é feita apenas nas irregularidades contidas dentro da área que foi imprimada, não havendo a necessidade de se estender a mesma para fora dos limites de aplicação do sistema de reforço.



Figura 7.9: imprimação da superfície de concreto que receberá o reforço

As mantas de fibra de carbono, levemente pré-impregnadas com resina, são fornecidas em rolos de 100m e largura variável. A manta, geralmente, apresenta-se alinhada sobre um papel ou plástico que é facilmente retirado durante a aplicação e pode ser cortada com o auxílio de uma tesoura ou qualquer outra ferramenta de corte. Esta flexibilidade da manta e sua facilidade de corte permitem que o reforço possa assumir formas e tamanhos diversos.

Por outro lado, as fibras de vidro e aramida utilizadas neste trabalho apresentam-se na forma de reforços puros, livres de qualquer impregnação com resinas, o que dificultou os procedimentos de corte, alinhamento e laminação.

As fibras de vidro podem ser facilmente cortadas com auxílio de tesoura, porém deve-se utilizar, sempre, luvas e máscaras, para que sejam evitados problemas com reações alérgicas devido aos microcortes gerados pelo contato com fragmentos de vidro.

Dada sua alta resistência ao cisalhamento, na direção transversal, a aramida é que apresenta maior resistência ao corte. No caso de uma aramida de boa qualidade, como a empregada nesta pesquisa, é necessário empregar uma tesoura especial. Para preservar o fio da mesma, deve-se evitar seu uso para o corte de outras fibras.

Após o corte, as fibras devem ser aderidas ao elemento que receberá o reforço. A quantidade de resina aplicada deve ser cuidadosamente controlada para que não fique com uma espessura exagerada, pois, em geral, quanto mais espessa a camada de resina, menor será a resistência da interface e menos eficiente será o reforço. Por outro lado, se a quantidade de resina aplicada não for suficiente para promover a impregnação das fibras, não haverá a formação do compósito, o que comprometerá o desempenho estrutural.

A aplicação de resina saturante poderá ser feita sobre a manta ou tecido, ou diretamente no substrato de concreto. Imediatamente após a etapa de imprimação, as fibras devem ser transportadas e coladas no local pré-definido, uma vez que o tempo de aplicação da resina saturante é muito curto, no máximo 25 a 30 minutos. Dentro deste intervalo devem ser feitos os ajustes de alinhamento e prumo das fibras. Um exemplo do procedimento de colagem de fibras de vidro pode ser visualizado na Figura 7.10.



Figura 7.10: (a) aplicação de resina saturante e (b) colagem de um reforço com tecido de fibra de vidro

Para que as fibras fiquem perfeitamente aderidas ao substrato de concreto, o aplicador deve retirar o ar aprisionado com a simples pressão das mãos ou com auxílio de um rolo de

borracha. Este processo serve também para eliminar o excesso de resina. Se o projeto de reforço prever mais de uma camada, basta aplicar, sobre a superfície já acabada, a segunda manta ou tecido, repetindo as operações descritas acima.

Estruturalmente, está encerrada a aplicação do sistema de reforço. O tempo de cura da resina, e conseqüentemente do sistema de reforço, depende das condições ambientais de umidade e temperatura. Este período não ultrapassa os 7 dias. Após este período, por razões estéticas, pode-se revestir o compósito – para isso existem acabamentos especiais com diversas cores e texturas –, ou, ainda, a superfície reforçada pode receber reboco, proteção contra fogo ou pintura de qualquer natureza.

7.3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os testes realizados nos corpos-de-prova do Grupo III tiveram como objetivo o estudo do mecanismo de ruptura prematura do reforço, devido à eventual ocorrência de deslocamentos verticais diferenciados nas bordas da fissura, que introduzissem tensões de cisalhamento no compósito de reforço. Buscando simular e entender este comportamento, foram realizados testes para avaliação do comportamento do reforço quando submetido à esforços de flexão e cisalhamento separadamente.

7.3.1 Análise dos resultados: fissuração por FLEXÃO

Os resultados dos testes em vigas com armadura longitudinal inferior interrompida e reforçadas com PRFC, expressos em termos de gráficos carga x deslocamento e carga x deformação, são mostrados nas Figuras 7.11 e 7.12, respectivamente.

Esperava-se, com esses testes, provocar a ruptura do PRFC por meio dos esforços de cisalhamento gerados pelo deslocamento relativo nas bordas da fissura localizada no ponto onde a armadura estava interrompida. Porém, os resultados mostraram que a falha do reforço ocorreu por descolamento na interface concreto-PRFC e posterior ruptura da fibra, num ponto afastado do ponto onde a armadura estava interrompida.

Os testes foram conduzidos com compósitos gerados com os dois tipos de fibras carbono disponíveis. O gráfico da Figura 7.11 mostra que, após a fissuração do concreto, o PRF formado com o reforço unidirecional CF 130, do sistema comercial MBrace, se mostrou mais rígido do que o constituído pela formado com a fibra Replark 20.

Já na Figura 7.12 observa-se que o compósito formado com a fibra do sistema MBrace praticamente atingiu a deformação última especificada pelo fabricante, não indicando que tenha ocorrido ruptura prematura, enquanto que a deformação medida no PRF formado pela fibra Replark 20 foi um pouco menor. Esta figura também sugere que o módulo de elasticidade do compósito com a fibra de carbono MBrace era mais rígido que o compósito com a fibra Replark. As perturbações observadas no gráfico reforçam a idéia de que a geração de fissuras no concreto pode causar deformações localizadas no compósito, que aliviam as deformações médias do conjunto.

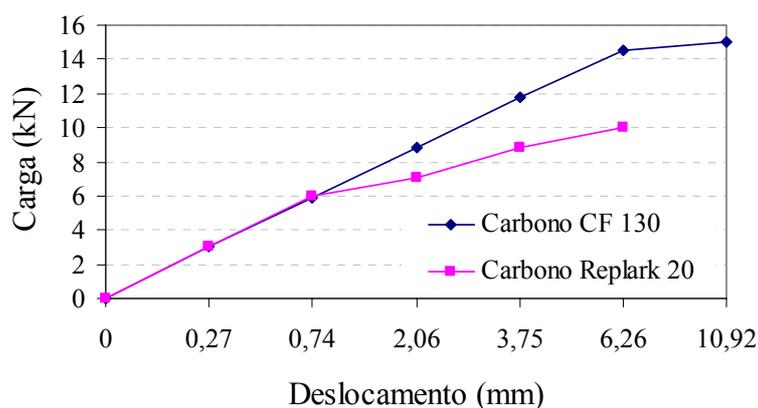


Figura 7.11: relação carga x deslocamento para as vigas com armadura interrompida

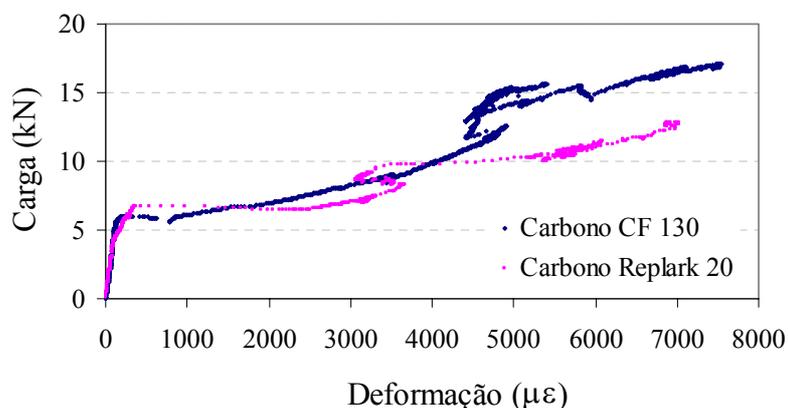


Figura 7.12: relação carga x deformação para as vigas com armadura interrompida

Os testes com armadura interrompida confirmam a hipótese de que o ponto mais importante para assegurar um bom desempenho de uma peça de concreto armado reforçada com PRF consiste na manutenção de uma boa aderência entre os materiais. O fenômeno de

ruptura prematura do reforço parece ser um modo de falha esporádico e dependente das características físicas e mecânicas do compósito, e de sua interação com as fissuras presentes no substrato de concreto. Este comportamento não pôde ser examinado nestes testes. Ensaios adicionais, com foco na medição de tensões em regiões próximas às fissuras, necessitam ser realizados.

7.3.2 Análise dos resultados: fissuração por CISCALHAMENTO

A caracterização e a análise do comportamento estrutural da ligação entre o substrato de concreto e o material de reforço, aspectos de fundamental importância para o desenvolvimento da técnica de reforço com PRF, foram também verificadas através de um teste de cisalhamento. A seguir, apresenta-se e analisa-se uma série de dados de capacidade de carga e deformações obtidos através do ensaio de cisalhamento em elementos de concreto reforçados com PRF de vidro e carbono. E observações visuais sobre o modo de ruptura e o comportamento da interface também são discutidas.

7.3.2.1 Modo de ruptura

O comportamento dos protótipos reforçados com PRF submetidos ao teste de cisalhamento proposto foi analisado sob dois prismas:

- a) evolução do carregamento que provoca o aparecimento das fissuras verticais nos pontos de aplicação das cargas e,
- b) evolução das deformações medidas no reforço.

Em geral, verifica-se que enquanto não se atinge a carga máxima, o reforço está sendo solicitado apenas nos pontos de aplicação da carga. Após o pico de carregamento, as deformações medidas no comprimento de ancoragem começam a registrar tração no reforço até que ocorra o seu escorregamento. O comportamento exibido durante o ensaio permite inferir que o descolamento do reforço inicia-se no ponto final de aplicação da carga, prosseguindo até a extremidade do elemento.

A Figura 7.13 mostra os resultados obtidos para um dos corpos-de-prova reforçados com PRFC, com comprimento de ancoragem igual a 200mm. Verifica-se claramente que o descolamento do reforço evoluiu no sentido do ponto de aplicação da carga para a extremidade. Os extensômetros 3 e 4 só foram solicitados após a fissuração do concreto. O extensômetro 1, posicionado na extremidade do corpo-de-prova, apresenta pouca ou nenhuma deformação de tração durante todo o ensaio, o que indica que, nesta região, o

reforço praticamente não foi solicitado, mesmo após a ruptura do concreto. Ou seja, o comprimento de ancoragem é bastante reduzido.

Os resultados de deformação para os outros 15 protótipos encontram-se no Anexo 2.

Em todos os protótipos confeccionados com concreto de resistência superior a 20MPa, a ruptura final se deu por arrancamento do reforço e de uma fina camada de concreto. Nos protótipos em que o reforço não era colado em toda a sua extensão, ou seja, quando não havia ligação entre o compósito e o concreto na região central do protótipo, observou-se nitidamente uma área localizada de concentração de tensões junto ao ponto de aplicação do carregamento, fazendo com que houvesse um arrancamento de uma porção triangular de concreto no momento da ruptura (vide Figura 7.14c). A Figura 7.14 mostra imagens de alguns corpos-de-prova após o ensaio.

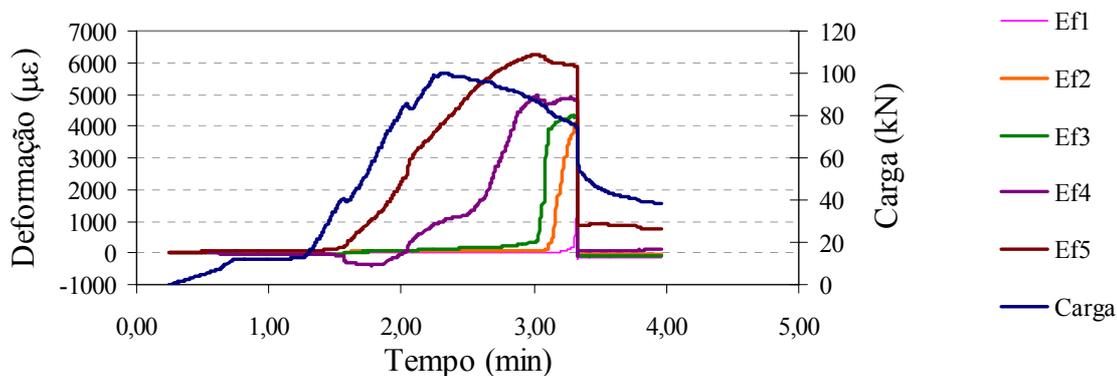


Figura 7.13: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C200CL

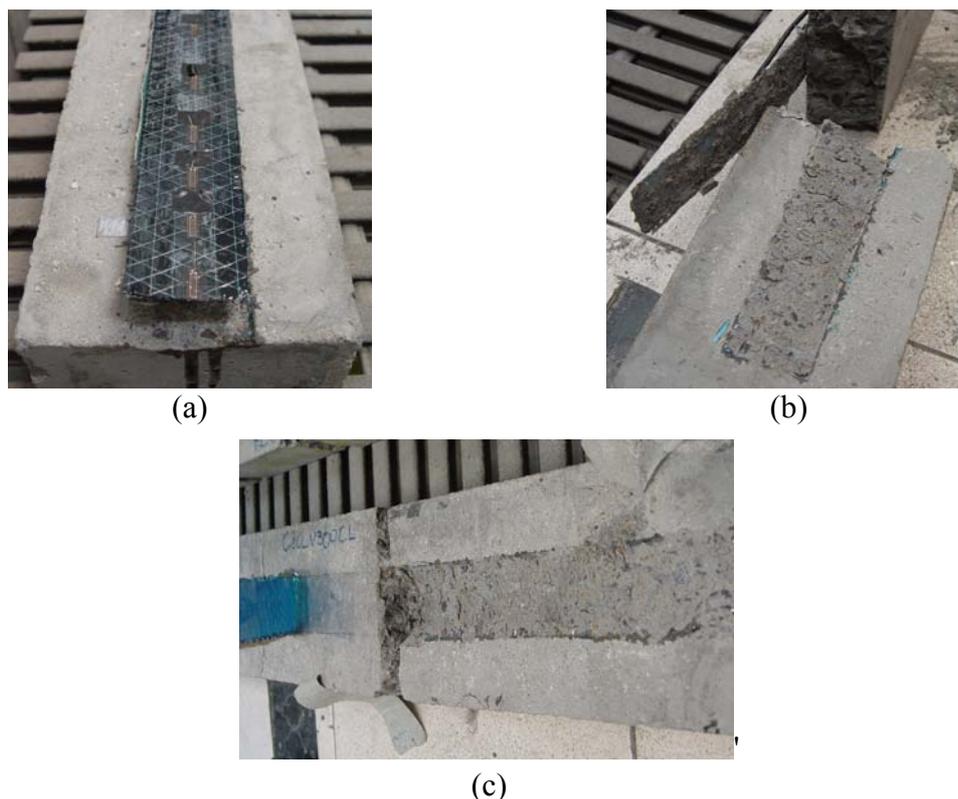


Figura 7.14: (a) ruptura por escorregamento do reforço; (b) camada de concreto aderida ao compósito; (c) arrancamento da porção triangular de concreto na região final de aplicação da carga

7.3.2.2 Comportamento do reforço: carga e deformação máxima

Um dos parâmetros importantes para o dimensionamento de sistema de reforço é a deformação específica máxima que o material suporta. A partir daí é que se define a área de material de reforço necessária para atender a uma determinada solicitação.

Os resultados de carga e deformação máximas no reforço alcançados durante o ensaio de cisalhamento estão apresentados na Tabela 7.6.

Os dados de deformação máxima apresentados na Tabela 6.20 revelam que, em alguns casos, por exemplo, no protótipo denominado C50_V300CLA, o reforço foi altamente solicitado, embora tenha ocorrido a ruptura por descolamento do compósito. Diferentemente, nos protótipos reforçados com fibra de carbono, a deformação máxima alcançada foi de 6,27‰, indicando uma maior predisposição ao descolamento, quando comparada com a da fibra de vidro.

Tabela 7.6: deformação e carga máximas obtidas nos testes de cisalhamento

Protótipo	Posição	Distância a partir da extremidade (mm)	Deformação máxima (‰)	Carga máxima (kN)
C20_C200CL	ϵ_{f5}	200,00	6,27	100,36
C20_C200CTA	ϵ_{f5}	200,00	3,76	123,87
C20_V200CLA	ϵ_{f4}	120,00	8,43	96,65
C20_V200CT	ϵ_{f5}	200,00	8,32	111,18
C20_C300CT	ϵ_{f5}	155,00	5,55	109,05
C20_C300CLA	ϵ_{f4}	105,00	5,90	96,64
C20_V300CTA	ϵ_{f4}	105,00	12,18	93,27
C20_V300CL	ϵ_{f7}	300,00	3,87	90,12
C50_C200CLA	ϵ_{f3}	70,00	5,74	173,33
C50_C200CT	ϵ_{f5}	200,00	5,71	152,71
C50_V200CL	ϵ_{f4}	120,00	9,65	149,48
C50_V200CTA	ϵ_{f5}	200,00	8,37	136,49
C50_C300CL	ϵ_{f7}	300,00	7,10	146,88
C50_C300CTA	ϵ_{f3}	70,00	11,31	179,06
C50_V300CT	ϵ_{f5}	155,00	10,28	112,02
C50_V300CLA	ϵ_{f7}	300,00	15,51	127,63

No entanto, se analisarmos o valor da carga máxima registrada, observa-se que a maior rigidez da fibra de carbono permitiu atingir cargas mais altas, fato confirmado pela análise do par carga-deformação do protótipo C50_C200CLA.

Cabe salientar que os resultados dos testes de cisalhamento executados não foram os esperados. Almejava-se provocar o corte do reforço devido ao deslocamento diferencial que ocorre nas bordas de uma fissura, mas os reforços resistiram muito bem aos esforços de corte gerados e o que acabou acontecendo foi um escorregamento do compósito em relação ao substrato de concreto. Desta forma se obteve dados interessantes sobre aderência mas não se pôde reproduzir as rupturas prematuras observadas em estruturas reais reforçadas com PRF. Analisando este resultado em conjunto com as observações efetuadas nos ensaios de fadiga, detalhadas nos itens anteriores, chegou-se à conclusão que se devia revisar a hipótese inicial de que as rupturas prematuras eram devidas a esforços de corte. Acredita-se que as mesmas são devido a altas deformações localizadas, em torno de

fissuras do concreto. Estudos adicionais serão necessários para investigar melhor esta hipótese.

Em relação à aderência do PRF à superfície do concreto, os resultados obtidos permitiram algumas observações importantes:

- a) A presença de ancoragem adicional retarda o descolamento do compósito, melhorando consideravelmente o desempenho conjunto do elemento reforçado;
- b) O ponto de fraqueza na ligação concreto-reforço é dependente da resistência do concreto. Protótipos confeccionados com concreto de resistência superior a 50MPa exibiram ruptura por descolamento da interface, enquanto que aqueles com resistência igual a 20MPa romperam por esgotamento da capacidade resistente à tração do concreto, manifestada pela presença de uma fina camada deste material aderida ao compósito.
- c) Um comprimento de ancoragem igual a 200mm se mostrou suficiente para a transferência dos esforços, principalmente quando na presença de laço de ancoragem adicional.

Capítulo 8 – CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A pesquisa proposta para esta tese foi concebida com o intuito de contribuir técnica e cientificamente para o entendimento dos fenômenos envolvidos na ruptura prematura de estruturas de concreto armado reforçadas com compósitos, ruptura esta devido à fissuração do substrato de concreto ou à fadiga. A necessidade de um melhor entendimento de tais fenômenos se justifica pela convicção de que o controle dos mecanismos de falha é um aspecto fundamental para o aprimoramento e disseminação da técnica de reforço com PRF na engenharia civil.

Embora exista uma certa preferência pelo uso da fibra de carbono para formação dos PRF de reforço, este trabalho avaliou também o desempenho dos compósitos reforçados com fibras de vidro e aramida. A fibra de vidro apresenta-se como uma alternativa técnica e economicamente viável nas aplicações em que se necessita um desempenho mais moderado. E a aramida foi estudada por ser uma fibra de desempenho e custo intermediários.

O fator decisivo para o sucesso de um reforço com material colado externamente é a garantia de aderência entre os materiais. As vigas de concreto armado reforçadas com PRF colado na superfície tracionada, por exemplo, estão sujeitas à ocorrência de ruptura prematura devido à perda de aderência causada pela concentração de tensão no entorno de uma fissura de flexão. Este fenômeno tem sido estudado extensivamente nos diversos centros de pesquisa espalhados por todo mundo, mas ainda restam dúvidas, uma vez que pequenas mudanças no esquema de reforço ou nas propriedades do material são suficientes para modificar o tipo de ruptura observada.

Buscando colaborar neste sentido, o presente trabalho tentou explicar o mecanismo de ruptura prematura por corte do PRF devido ao deslocamento relativo nas bordas de uma fissura de flexão, o que foi feito por meio de ensaios de cisalhamento em protótipos reforçados e por ensaios de flexão em vigas reforçadas com armadura interrompida no meio do vão.

As duas tentativas de modelagem experimental do fenômeno de ruptura prematura não provocaram a ruptura por corte do PRF. Todavia, a análise dos resultados obtidos possibilitou fazer algumas constatações importantes sobre o processo de descolamento do compósito. Estas considerações estão descritas a seguir no item 8.3. Os resultados sugerem que a ocorrência de deformações localizadas nos trechos do compósito próximo à base da fissura pode ser responsável pela ruptura prematura. Todavia, estudos específicos para examinar este aspecto, com controle das deformações em vários pontos do compósito, ainda necessitam ser executados, pois o ensaio de flexão realizado não conseguiu capturar este efeito.

O interesse pelo estudo do comportamento à fadiga de estruturas reforçadas com PRF advém do fato de que uma das principais aplicações desta técnica consiste na reabilitação ou aumento da capacidade de resistência de pontes. O carregamento repetido imposto pelo tráfego de veículos nestas estruturas desencadeia um processo de fadiga que pode culminar na formação e desenvolvimento de fissuras, ou até mesmo na fratura completa do elemento. Após a confirmação, através de ensaios estáticos, da eficiência da técnica de reforço com PRF em termos de aumento da capacidade de resistência, o interesse dos pesquisadores volta-se para o entendimento do processo de fadiga nestas estruturas.

O processo de fadiga em vigas de concreto armado reforçadas externamente com PRF foi investigado na presente tese em protótipos de escala reduzida (Grupo II.A), e as conclusões preliminares validadas em protótipos que se aproximam da escala real (Grupo II.B). As principais contribuições e considerações obtidas na análise dos dados experimentais de fadiga encontram-se no item 8.2.

Um outro aspecto investigado foi o da determinação das propriedades elásticas dos compósitos quando submetidos à tração uniaxial e também sob fadiga por tração-tração. As principais observações verificadas na análise dos dados desse grupo de ensaio estão descritas no próximo item.

8.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS COMPÓSITOS COM DIFERENTES FIBRAS

As propriedades elásticas dos polímeros reforçados com fibras dependem de um grande número de fatores relativos à composição e ao processo de manufatura dos compósitos.

Dentre esses fatores, alguns dos mais importantes são: formulação da resina, condições de cura, tipo e quantidade de fibra e processo de fabricação. No caso deste trabalho, havia interesse em determinar o comportamento à fadiga de compósitos com diferentes fibras.

A determinação das propriedades básicas (resistência à tração e módulo de elasticidade) dos compósitos em estudo foi feita através de ensaios de tração simples em corpos-de-prova confeccionados em laboratório pelo procedimento de impregnação manual, utilizando os mesmos materiais empregados no reforço das vigas e protótipos. Os compósitos investigados apresentaram comportamento elástico linear até a ruptura. Mesmo utilizando placas de fibra de vidro como reforço nas extremidades dos corpos-de-prova, a ruptura da maioria das amostras testadas ocorreu próximo às garras da máquina de ensaio, pois neste ponto existe maior resistência à deformação. Cuidados com o alinhamento das fibras no processo de impregnação e cura da resina se mostraram essenciais para a obtenção de resultados confiáveis. Os primeiros sinais de ruptura surgiam através da fissuração da matriz ao longo dos feixes de fibras. Essa fissuração mostrou-se praticamente imperceptível nos compósitos de fibra de carbono, dificultando a detecção do momento exato da ruptura, que ocorreu de maneira extremamente brusca. Observou-se que os corpos-de-prova de PRF com fibra de carbono se despedaçavam no momento do rompimento, enquanto que os com fibras de aramida e vidro mostravam suas falhas a partir dos feixes de fibras.

A deformação máxima alcançada, considerando todos os compósitos investigados, foi de aproximadamente 8‰. A tensão última foi consideravelmente maior nos PRF de fibra de carbono, atingindo, no caso do sistema MBrace, 2,62 vezes a resistência do PRF com fibra de vidro EG 900 e o dobro da resistência do compósito com fibra de aramida AK 60.

De forma similar, o módulo de elasticidade do compósito de fibra de carbono foi o maior (~70GPa), seguido pelo PRF de fibra de aramida (~51GPa) e, bem depois, pelo PRF de fibra de vidro (~20GPa). Outra importante propriedade avaliada foi a resistência à fadiga dos compósitos. O desempenho dos PRF se mostrou distinto, com vantagem para os PRF de fibra carbono. Foi possível estabelecer, considerando os modelos gerados, que para atingir vidas úteis à fadiga superiores a 5 milhões de ciclos de carregamento é necessário limitar as variações de tensões nos compósitos a cerca de 290MPa, para o caso dos PRF de fibra carbono; 230MPa, para os PRF de fibra de aramida; e 70 MPa, para os PRF de fibra de vidro, mas estes são dados que necessitam de pesquisas mais aprofundadas.

Em geral, o desempenho à fadiga reproduz a escala de resistência última e do módulo de elasticidade estático para os compósitos testados, ou seja: o melhor desempenho foi obtido para o PRF de carbono, seguido pelo PRFA e PRFV. Atenção especial deve ser dada ao fenômeno denominado *fiber pop-out*, de degradação por radiação UV nos compósitos de fibra de vidro, o qual provoca a ocorrência de fadiga sob tensão.

8.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ENSAIOS DE FADIGA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM PRF

O comportamento à fadiga das vigas com 3.000mm de vão, que simulavam o efeito de escala real, foi similar ao das vigas do Grupo II.A, em tamanho reduzido, o que mostra que houve boa consistência nos ensaios. Em todas as vigas reforçadas com os diferentes tipos de PRF pôde-se comprovar a eficiência do reforço no aumento da vida útil à fadiga. Parte desse acréscimo deve-se à redução na tensão da armadura, devido à contribuição do reforço nas forças resistentes e, além disso, ao fato de que a presença do reforço parece retardar a falha, colaborando para estender a vida útil à fadiga.

O aumento médio na vida útil à fadiga para as vigas reforçadas com PRFC e PRFA do Grupo II.B ensaiadas no nível de carga mais alto foi superior a 70%, em comparação com a viga testemunho VT.F_1. Já o aumento constatado no ensaio correspondente da viga reforçada com fibra de vidro (VRV.F_1) foi de cerca de 541%, devido à elevada taxa de reforço utilizada nesse caso, que permitiu que a fadiga prosseguisse até atingir 90% da área da armadura original. É interessante notar que, além do maior efeito em termos de alívio das tensões da armadura, o fato de terem sido utilizadas várias camadas de fibra de vidro parece ter contribuído para um melhor comportamento do reforço, prevenindo rupturas localizadas e permitindo que a ruptura dessa viga ocorresse por esmagamento do concreto no ensaio estático.

No segundo nível de carga testado, o aumento na vida à fadiga das vigas reforçadas com PRF de fibra carbono (VRC.F_2), aramida (VRA.F_2) e vidro (VRV.F_2), em relação à viga testemunho (VT.F_2), foi de 40%, 142% e 1.253%, respectivamente.

Estes dados atestam a importância do reforço na extensão da vida útil à fadiga de elementos deteriorados.

Observou-se durante os ensaios que o processo de ruptura por fadiga em todas as vigas reforçadas ocorreu primeiramente por fratura de uma ou mais barras da armadura num ponto próximo a uma fissura de flexão que se destacou em extensão e largura. Foi neste ponto também que se iniciou o processo de descolamento interfacial do compósito. À medida que os ciclos iam sendo aplicados, o descolamento avançava rapidamente para as extremidades, fazendo com que o compósito passasse a levar consigo uma fina camada de concreto, até o momento em que ocorria o colapso da estrutura. Observou-se esse tipo de ruptura nos casos em que a variação de tensão na armadura durante os ciclos de carregamento foi superior a 200MPa.

Por outro lado, verificou-se que algumas vigas do Grupo II.A, submetidas a variações de tensão na armadura entre 150MPa e 230MPa, alcançaram 5 milhões de ciclos sem qualquer sinal de ruptura iminente – nesses casos, logo nos primeiros ciclos, foram registradas algumas fissuras muito pequenas no concreto, que se mantiveram estabilizadas até o final do ensaio. Isto pode indicar que o limite de resistência à fadiga, abaixo do qual o fenômeno se mostra desprezível, esteja de fato perto de um valor de variação de tensão de 200MPa.

Ainda em relação à evolução das fissuras, verificou-se que as vigas dos dois grupos que sofreram ruptura por fadiga apresentaram um aumento gradativo no desenvolvimento das fissuras até cerca de 500.000 ciclos de carregamento. Depois disso, as fissuras tenderam a se estabilizar, em termos de extensão e largura, voltando a crescer rapidamente somente próximo à ruptura, quando se sobressaía uma fissura principal que marcava o ponto onde a fratura da armadura iria ocorrer. Esta constatação mostra que se deve ter cuidado com o uso de técnicas de monitoramento da fissuração. Existe relação entre deformação, deslocamento, abertura de fissuras e avanço da fadiga, mas esta relação não é linear e pode evoluir rapidamente para a falha, em alguns casos.

Os valores da abertura das fissuras nas vigas testemunho instantes antes da ocorrência da fratura por fadiga mostraram-se equivalente ao da viga testemunho VT.E, testada estaticamente. Para essa análise considerou-se a abertura de fissura na viga VT.E correspondente ao mesmo nível de carga aplicado nos testes cíclicos. Já no caso das vigas reforçadas, especialmente no caso da viga reforçada com PFRV, o desenvolvimento das fissuras foi bem mais lento. A viga VRV.F_2, por exemplo, apresentava após 500.000 ciclos uma abertura máxima de fissura de 0,3mm, valor que permaneceu estável até os 3 milhões de ciclos. Isso ajuda a explicar porque, neste caso, a fadiga da armadura original pôde progredir até atingir cerca de 90% da área das barras afetadas.

Uma tendência similar foi notada na evolução das deflexões das vigas que romperam à fadiga, cujas deflexões tenderam a ocorrer logo nos primeiros ciclos de carga. Depois de evoluírem por um certo número de ciclos (em torno de 50.000), elas permaneceram constantes até momentos antes da ruptura, quando voltaram a subir rapidamente, indicando a proximidade da falha. As vigas que resistiram a 5 milhões de ciclos apresentaram apenas os dois primeiros estágios de comportamento, o que leva à conclusão de que a ruptura estava longe de ser alcançada.

O dano acumulado pelo processo de fadiga foi avaliado também pela perda de rigidez, caracterizada pela divisão entre a carga máxima aplicada e o deslocamento ao longo dos ciclos de carga. A perda de rigidez mostrou-se gradativa até próximo da ruptura, sofrendo uma queda brusca nos instantes que antecediam o colapso. O acúmulo gradativo de deformações plásticas na armadura, as rupturas da seção de concreto em lascas e fragmentos no entorno das fissuras de flexão, o deslizamento relativo das barras de armadura e o descolamento progressivo do PRF foram os mecanismos de deterioração envolvidos no processo de perda de rigidez das vigas sob fadiga. Nos casos em que a vida útil à fadiga ultrapassou 1 milhão de ciclos, esses mecanismos se processaram mais lentamente, caracterizando uma zona de estabilidade de rigidez até o ponto em que o acúmulo de danos assumiu um valor crítico e a estrutura fraturou bruscamente.

Outra medida de dano utilizada na avaliação da fadiga das vigas do Grupo II.B foi o controle das deformações específicas no concreto, na armadura e no PRF. Infelizmente, a estratégia de acompanhamento das deformações através de *strain gauges* colados diretamente na superfície do material apresentou o inconveniente de que alguns sensores descolaram após um determinado número de ciclos de carga, principalmente aqueles utilizados na armadura e nos PRF. Por isso, para não prejudicar a avaliação da fadiga, os dados coletados somente podem ser considerados como um indicativo auxiliar.

De um modo geral, as deformações na armadura não apresentaram um aumento significativo à medida que os ciclos de carga iam sendo aplicados, mantendo-se praticamente constantes até a falha. As deformações máximas registradas na armadura variaram entre 1,60‰ e 2,89‰, sendo que os menores valores foram registrados para as vigas reforçadas com PRF de fibra de vidro, como esperado, devido à maior taxa de reforço. Já as deformações no concreto aumentaram gradualmente ao longo dos ciclos, mas não chegaram a ultrapassar a deformação máxima de esmagamento, limitada em 3,5‰. A

máxima deformação de compressão observada foi de 1,24‰ na viga VRA.F_1, após um número de ciclos igual a 200.000.

Já nos PRF, a relação entre a deformação medida durante o ensaio de fadiga e a deformação última utilizada no dimensionamento do reforço mostrou que os maiores esforços foram absorvidos pelo compósito de fibra de carbono. Porém, este índice indicou também que na carga máxima foram utilizados somente entre 13% e 22% da capacidade de deformação dos PRF. Na carga mínima, o PRF foi solicitado em menos de 10% da sua capacidade de deformação. Um aspecto importante é que na carga máxima, quando o concreto já estava fissurado, foram registradas as maiores diferenças de deformação entre os PRF, contrariamente ao que se observou na carga mínima, o que pode indicar a ocorrência de deformações localizadas.

Os dados obtidos com os ensaios cíclicos das vigas dos grupos II.A e II.B, em conjunto com as observações colhidas na literatura, provenientes de seis investigações experimentais, foram analisados estatisticamente, com o objetivo de gerar um modelo de previsão da resistência à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF.

A resistência à fadiga de estruturas de concreto armado é tipicamente relacionada com a variação das tensões na armadura ou no concreto, sendo limitada pela fratura das barras de aço. As vigas reforçadas com PRF testadas no presente trabalho, com cargas típicas de serviço, apresentaram como primeiro modo de falha a fratura de uma ou mais barras de aço. Como modo de falha secundário, observou-se o descolamento do PRF a partir do ponto onde houve a ruptura da armadura.

Em concordância com as observações feitas sobre o modo de ruptura das vigas reforçadas, os dados de vida à fadiga foram analisados considerando como variável independente a variação de tensão na armadura. Assim sendo, a regressão do conjunto de dados experimentais efetuada neste trabalho correlaciona a variação de tensão na armadura com o logaritmo do número de ciclos, adotando o modelo clássico de comportamento desenvolvido por Wöhler.

Uma análise de variância realizada apenas com os dados do Grupo II.B mostrou a influência do tipo de fibra na vida à fadiga, além do efeito da variação de tensão. Contudo, a análise dos modelos de previsão realizada no capítulo 6 mostrou que a vida útil à fadiga das vigas reforçadas com PRF pode ser estimada com confiança através de um modelo geral criado com os dados oriundos de diferentes tipos de PRF.

O modelo representado pela formulação matemática da Equação 6.5 estima com 95% de confiança a previsão da vida à fadiga para as vigas reforçadas com PRF. Em comparação com o modelo de fadiga de Helagson e Hanson (1974), percebe-se que o modelo proposto apresenta um melhor ajuste com os dados das vigas reforçadas provenientes da literatura. Para a fadiga das vigas reforçadas, com variação de tensão na armadura abaixo de 300MPa, o modelo de Helagson e Hanson (1974) se mostra conservador. Esta constatação comprova que mesmo que a falha por fadiga dessas estruturas continue sendo por fratura da armadura, existe uma contribuição do reforço no aumento do número de ciclos até a falha.

Outra observação importante derivada da análise do modelo proposto é que, para variações na tensão da armadura acima de 300MPa, há uma tendência de mudança no modo de ruptura das vigas reforçadas com PRF. A análise da fadiga considerando a tensão do PRF distribuída na armadura evidenciou a possibilidade de ruptura prematura, quando altos níveis de carga cíclica são aplicados nas vigas reforçadas com compósitos colados externamente. Na situação de carregamento cíclico com valor entre 90% e 100% da carga última de ruptura estática, o descolamento do compósito começa a ocorrer logo nos primeiros ciclos, distribuindo a tensão para a armadura, o que provoca a fadiga prematura.

O número limitado de vigas ensaiadas até 5 milhões de ciclos não possibilitou o estabelecimento de um limite bem definido de resistência à fadiga. As vigas reforçadas que alcançaram 5 milhões de ciclos sem apresentar risco de falha iminente foram testadas com variações de tensão no aço entre 200MPa e 230MPa, valores significativamente superiores aos limites de resistência à fadiga de cerca de 150MPa estabelecidos pelo ACI 215 (1997) e por Helagson e Hanson (1974). Isso significa que seja possível usar valores de variação de tensão superiores a 150MPa. Para subsidiar esta definição, todavia, são necessários mais testes de fadiga que submetam os protótipos a um número de ciclos de carregamento superior a 10 milhões.

Considerando que o guia de dimensionamento do Comitê 440 do ACI (ACI 440.2R, 2002) recomenda a verificação do comportamento à fadiga de elementos de concreto armado reforçados externamente com compósitos através da limitação da tensão cíclica em 0,55 de f_{fu} , realizou-se uma comparação deste valor com as tensões experimentais impostas no PRF pelo carregamento cíclico aplicado. A relação entre a tensão máxima e a tensão última mostrou-se em todos os casos inferior ao valor limite recomendado. É importante notar que todas essas vigas analisadas apresentaram ruptura por fadiga da armadura, seguida por

descolamento do PRF, com tensão máxima no compósito na faixa de 17% a 47%. Isso indica que o uso do critério do ACI, sem consideração do valor das tensões na armadura, pode levar a uma falsa sensação de segurança à fadiga.

Acredita-se que os modelos gerados podem ser usados com sucesso para estimar a vida útil à fadiga de elementos reforçados com PRF. Recomendações mais conclusivas para orientar o dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRF necessitam, todavia, de testes adicionais que examinem o efeito da fadiga em diferentes sistemas compósitos e esquemas de reforço considerando um número de ciclos de carregamento superior a 2 milhões. Isso é fundamental tanto para averiguar se as rupturas por descolamento ou falha do PRF se tornam o modo principal de falha em algumas situações, como para confirmar as tendências constatadas no presente programa experimental.

Além disso, se as tensões no aço forem muito baixas, também é necessário considerar a possibilidade de que ocorram outros modos de ruptura. Como discutido nos itens anteriores, nas vigas reforçadas com PRF pelo sistema curado *in situ* avaliadas neste trabalho predominou o mecanismo de fratura da armadura, seguido por descolamento do compósito. Todavia, PRF pultrudados usados como reforço colado na superfície de estruturas de concreto, por exemplo, podem exibir falha na interface compósito-concreto, uma vez que se trata de um material mais suscetível ao descolamento do que as mantas e reforços unidirecionais.

8.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE PERDA DE ADERÊNCIA E FALHAS INDUZIDAS POR FISSURAÇÃO DO SUBSTRATO

A falha do reforço no ensaio de flexão simples com armadura interrompida se deu por descolamento do PRF. O deslocamento relativo nas bordas da fissura não foi suficiente para provocar a ruptura prematura por cisalhamento do PRF.

A partir da fissura, localizada onde a armadura estava interrompida, iniciou-se o processo de descolamento do compósito, que avançou para as extremidades no sentido dos apoios até o ponto em que ocorreu a ruptura.

A ruptura do reforço se deu por esgotamento da capacidade de resistência à tração, uma vez que a deformação máxima registrada no PRF foi a mesma ou superior àquelas obtidas nos ensaios do Grupo I de tração dos compósitos (ver Tabela 5.3).

Mesmo não conseguindo provar a hipótese de falha por corte prematuro do reforço, os dois testes comprovaram mais uma vez que o ponto de fraqueza em uma estrutura de concreto armado reforçada com compósitos colados externamente está na aderência entre os materiais. O fenômeno de ruptura prematura do reforço por corte parece ser um modo de falha esporádico e dependente das características físicas e mecânicas do reforço, bem como de sua interação com as fissuras formadas no concreto.

Embora os ensaios de simulação da fissuração por flexão e por cisalhamento realizados (Grupo III) não tenham conseguido provocar a ocorrência de ruptura prematura do PRF, verificou-se a eficiência da utilização da ancoragem suplementar no retardamento do descolamento por *peeling-off*. O efeito da ancoragem adicional foi comprovado também no ensaio de flexão estática das vigas do Grupo II.B. A carga última experimental da viga VRV.E, por exemplo, mostrou-se 60% superior à estimativa teórica realizada segundo o guia de dimensionamento do ACI 440 (ACI 440.2R, 2002). A ancoragem suplementar não só retarda o descolamento – e com isso aumenta a capacidade de resistência da estrutura –, mas torna-se um componente de segurança estrutural. Logo, recomenda-se a utilização da ancoragem adicional no final do material de reforço (região de cisalhamento máximo) em todos os casos de elementos de concreto armado reforçados com PRF, mesmo naqueles em que os esforços de cisalhamento não superam a resistência oferecida pelo concreto e o aço.

Um dos esquemas de ancoragem adicional que pode ser utilizado no controle do *peeling-off* é a utilização de laços em forma de “U”, executados com reforços unidirecionais pelo sistema curado *in situ* transversalmente ao reforço longitudinal. A verificação da quantidade de laços necessários – adaptada do guia de dimensionamento do ACI 440 (ACI 440.2R, 2002) e das recomendações da S&P (S&P Reinforcement, 2006) – para uma viga reforçada com PRF pode ser feita através do seguinte procedimento:

1. Cálculo das forças resistentes ao cisalhamento devido ao concreto e ao aço;

$$V_R = V_C + V_{sw} \quad (8.1)$$

Onde V_R é a força resistente total e V_C e V_{sw} são as parcelas resistidas pelo concreto e pelo aço, respectivamente.

2. Cálculo da força cortante atuante após a determinação do reforço longitudinal.
Deve-se calcular força cortante atuante (V) considerando a presença do reforço;
3. Verificação da força cortante atuante e resistente;

Se $V > V_R$ e $V > 0,67V_C$, calcula-se a ancoragem adicional.

Se $V > V_R$ e $V > V_C$, calcula-se a ancoragem adicional mínima.

4. Determinação da área de ancoragem adicional necessária.

$$A_{w,req} = \frac{\Delta V}{z_f \sigma_s} \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad (8.2)$$

$$\Delta V = V - V_C \quad (8.3)$$

Onde:

ΔV = diferença entre o esforço cortante na viga reforçada;

Z_f = é o braço de alavanca da seção resistente reforçada;

σ_s = é a tensão de escoamento do aço.

8.4 CONCLUSÕES

- A caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos compósitos reforçados com fibras de vidro, aramida e carbono mostra que os mesmos apresentam, em alguns casos, resistência à tração e módulos de elasticidade compatíveis com os previstos pela regra das misturas, considerando um teor de fibras de cerca de 30%;
- O desempenho à fadiga dos diferentes compósitos ensaiados foi distinto, sendo que os compósitos de fibra de carbono se mostraram como os mais resistentes à fadiga, embora seu desempenho caia mais rapidamente com o aumento da variação de tensão aplicada, enquanto que os compósitos de fibra de vidro se mostraram como os mais suscetíveis à fadiga;
- Sob ação de cargas estáticas, se forem utilizados laços adicionais de ancoragem para prevenir o *peeling-off*, pode-se mobilizar adequadamente o reforço, atingindo os modos de ruptura desejados – esmagamento do concreto ou ruptura por tração do compósito;
- Em alguns casos podem ocorrer rupturas prematuras do compósito em regiões de fissuração do concreto. Os ensaios realizados parecem indicar que estas rupturas não ocorrem primariamente por desenvolvimento de tensões de cisalhamento no compósito, mas sim pela ocorrência localizada de altas deformações de tração;

- A modelagem experimental de fissuração por cisalhamento não conseguiu provocar o corte do reforço, no entanto, algumas considerações importantes sobre o descolamento do reforço foram obtidas:
 - A presença de ancoragem adicional retardou o início do processo de descolamento, melhorando o desempenho do reforço e, inclusive, demonstrando que o comprimento de 200mm é suficiente para uma adequada transferência de esforços entre concreto e compósito.
 - A resistência do substrato de concreto determinou a interface de ocorrência do descolamento. Quando a resistência à compressão do concreto foi superior a 50MPa, a falha ocorreu na resina. Em substratos menos resistentes, em torno de 20MPa, o compósito descolou com uma fina camada de concreto, adjacente ao material de reforço.
- Sob ação de cargas cíclicas, predomina o modo de ruptura de fadiga da armadura, com fratura do aço, que provoca a transferência de tensões para o compósito e o conseqüente descolamento ou ruptura do mesmo;
- A presença do reforço reduz as tensões na armadura, retarda a falha e incrementa a vida útil à fadiga;
- Para altos níveis de variação de tensão na armadura (acima de 300MPa – 400MPa) há uma tendência ruptura prematura por fadiga, devido ao descolamento do compósito logo nos primeiros ciclos de carga;
- Para taxas de reforço usuais, as tensões e deformações nos compósitos são geralmente bastante reduzidas, bem abaixo de suas capacidades últimas de deformação, o que reduz a possibilidade que eles sejam afetados pela fadiga. Projetando para os dados de comportamento à fadiga e módulo de elasticidade obtidos neste trabalho, poder-se-ia chegar à estimativa que, para obter uma vida útil à fadiga de pelo menos 5 milhões de ciclos, deve-se limitar as deformações de trabalho dos PRF a cerca de:
 - 4‰, para o compósito de fibra carbono CF130, correspondente a uma tensão de trabalho de cerca de 290MPa;
 - 4,5‰, para o compósito de fibra de aramida AK60, correspondente a uma tensão de trabalho de cerca de 230MPa;

- 3,4%, para o compósito de fibra de vidro EG 900, correspondente a uma tensão de trabalho de cerca de 70MPa.
- Foi possível gerar modelos de estimativa de vida útil à fadiga adequados para estruturas reforçadas e não reforçadas, que podem ser usados em processos de dimensionamento, com uma segurança adequada;
- Os modelos gerados apresentam maior correlação com os dados da literatura do que os modelos anteriores;
- Em geral, constata-se que o comportamento à fadiga de estruturas de concreto armado ainda necessita ser mais bem estudado. A caracterização do comportamento destas estruturas sob carregamento cíclico demanda mais pesquisas de cunho experimental e teórico;
- Testes adicionais de fadiga acima de 2 milhões de ciclos de carregamento são necessários para se estabelecer se de fato existe um limite de vida útil infinita à fadiga para os PRF;
- Testes adicionais também são necessários para analisar como se comportam elementos reforçados sob altos níveis de carga, que possam fazer com que o estado limite último à fadiga seja atingido por descolamento do PRF, antes da fratura das barras.

8.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho conclui-se com a apresentação de algumas sugestões de desenvolvimento futuro para a investigação dos modos de ruptura em estruturas de concreto armado reforçadas com PRF. Acredita-se que o prosseguimento dos estudos da técnica de reforço que utiliza compósitos colados na superfície do concreto contribuirá para o aprimoramento e consolidação do uso do PRF na engenharia civil. Dentre os vários estudos adicionais possíveis, sugere-se:

- Definição de uma lei constitutiva que retrate o comportamento da interface concreto-adesivo-PRF, de modo a verificar a hipótese de ruptura prematura do PRF devido à deformação localizada decorrente da fissuração do substrato;

- Desenvolvimento de ensaios de aderência que permitam avaliar o comportamento da interface a longo prazo, de forma a caracterizar a deterioração da ligação provocada pela ação do fogo e agressividade do ambiente;
- Verificação do efeito dos mecanismos de ancoragem adicional no reforço à flexão, quer seja por laços executados com o próprio material compósito ou por outros componentes de fixação externos;
- Quantificação e geração de modelos para dimensionamento que levem em conta o acréscimo na capacidade de resistência à flexão dos elementos de concreto armado reforçados com PRF quando da utilização da ancoragem suplementar;
- Verificação da influência da ação dos raios ultravioleta, umidade e temperatura na resistência à fadiga dos compósitos PRF;
- Verificação da resistência à fadiga e modo de falha em elementos de concreto armado sujeitos a altos níveis de variação de carga cíclica;
- Determinação de um modelo de segurança à fadiga que leve em consideração a verificação das tensões provocadas pelo carregamento cíclico no concreto, no aço e no PRF;
- Determinação do limite de resistência à fadiga em vigas de concreto armado reforçadas com PRF;
- Desenvolvimento de um modelo numérico que represente de forma adequada, em termos de acúmulo de dano e previsão da vida à fadiga, o comportamento de elementos de concreto armado reforçados com PRF submetidos a carregamento cíclico.

REFERÊNCIAS

- AGARWAL, B.D., BROUTMAN, L.J. **Analysis and performance of fiber composites**. Inc. second edition. EUA. John Wiley & Sons, 1990. 449 pp.
- AIELLO, A.M., SCIOLTI, M.S. Influence of moistness and high temperature on bond between FRP reinforcements and calcarenite ashlar. In: *Composites in Construction 2005 – Third International Conference, 2005, Lyon, France. Proceedings ...* CD Rom, 2005.
- ALARCÓN, A., RAMOS, G., CASAS, J.R. The segmental effect on shear and flexural strengthening using CFRP's. In: *Third International Conference on Concrete Under Severe Conditions, 2001, Vancouver. Proceedings...* Vancouver, Canada : The University of British Columbia, Edited by N. Banthia, K. Sakai and O. E. Gjorv, 2001, pp. 1707 – 1714.
- AL-ASSAF, Y., EL KADI, H. Fatigue life prediction of composite materials using polynomial classifiers and recurrent neural networks. **Composites Structures**. 77, 2007, pp. 561-569.
- AL-SULAIMANI, G.J., SHARIF, A., BASUNBUL, I.A., BALUCH, M., GHALEB, B.N. Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding. **ACI Structural Journal**, Michigan, Vol. 91, N° 3, 1994, pp. 458-464.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 215R-2**: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loads, Michigan, 1997.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Michigan, 2002.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.3R**: Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRP) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures, Michigan, 2004.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440R**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Michigan, 2002.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 3039/D 3039 M**: Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composites Materials. West Conshohocken, PA, EUA , 2006.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 3479/D 3479 M**: Tension-Tension Fatigue of Polymer Matrix Composites Materials. West Conshohocken, PA, EUA, 1996.
- ANANIA, L., BADALÀ, A., FAILLA, G. Increasing the flexural performance of RC beams strengthened with CFRP materials. **Construction and Building Materials**, 19, 2005, pp. 55-61.
- ANDRIOLO, F.R. **Construções de concreto: manual de práticas para controle e execução**. São Paulo: Pini, 1984, 738 pp.

ARAÚJO, C. C. R., BITTENCOURT, T. N. (2003). Procedimentos recomendados pelo ACI, FIB e JSCE para o reforço de vigas de concreto armado com compósitos de PRF. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003. **Anais...**CD-Rom. São Paulo, 2003

ARDUINI, M., NANNI, A. Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets. **Journal of Composites for Construction**, Vol 1, N° 2, 1997, pp 63-70.

ARYA, C., CLARKE, J.L., KAY, E. A., O'REGAN, P. D. TR 55: Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials: a review. **Engineering Structures**, 24, 2002, pp. 889-900.

ASHLAND CHEMICAL. **Ashland speciality chemical**: composite polymers, casting solutions, drew industrial, drew marine, speciality polymers and adhesives and global technology. Disponível em: <http://www.ashland.com>. Acesso em: 30/03/2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 5739**: Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. 2003, 170 pp.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6152**: Materiais metálicos – determinação das propriedades mecânicas à tração – método de ensaio. 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 8522**: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR NM 67**: Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. 1998.

AURICH, M., CAMPOS FILHO, A. Modelo de aderência para análise através do método dos elementos finitos de vigas de concreto armado reforçadas. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, N° 3, 2003, pp. 3-14.

AWARD, M.E., HILSDORF, H.K. Strength and deformation characteristics of plain concrete subjected to high repeated and sustained loads. In: Abeles Symposium on Fatigue of Concrete. 1972, Hollywood. Fatigue of Concrete: SP-41, American Concrete Institute, Michigan, 1974, pp. 1-9.

BALAGURU, P. Prediction of the effect of fatigue loading on the serviceability of reinforced and prestressed concrete members. In: International Symposium on Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures. 1991, Madras. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema Editor, V. 1, 1992, pp. 521-535.

BALUCH, M.H., AL-GADHIB, A.H., KHAN, A.R., SHAALAN, A. CDM model for residual strength of concrete under cyclic compression. **Cement & Concrete Composites**. 25, 2003, pp. 503-512.

- BANK, L. C., GENTRY, T.R., THOMPSON, B.P., RUSSEL, J.S. A model specification for FRP composites for civil engineering structures. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 405 – 437.
- BARNES, R.A., MAYS, G.C. Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 3, N° 2, 1999, pp. 63-72.
- BASTOS, P.S.S., PINHEIRO, L.M., da GUARDA, M.C.C. Resistência à fadiga na flexão de compósitos com fibras de aço. In: V Congresso de Engenharia Civil, Juiz de Fora, 2002. Juiz de Fora: V Congresso de Engenharia Civil. 2002. v. CD-ROM.
- BEBER, A.J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003, 203 pp.
- BEBER, A.J. **Reforço de estruturas de concreto com compósitos de fibra de carbono**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999, 108 pp.
- BERNARDI, S.T. **Avaliação do comportamento de materiais compósitos de matrizes cimentícias reforçadas com fibras de aramida kevlar**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003, 164 pp.
- BHALERAO, K., SHEN, W., SOBOYEJO, A.B.O., SOBOYEJO, W.O. A probabilist multiparameter framework for the modeling of fatigue crack growth in concrete. **Cement & Concrete Composites**. 25, 2003, pp. 607-615.
- BISBY, L.A., FITZWILLIAM, J. **An Introduction to FRP Composites for Construction**. ISISCanada. A Canadian Network of Centres of Excellence. ISIS Educational Module 2, Canada, 2003, 26 pp.
- BIZINDAVYI, L., NEALE, K.W. Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 3, N° 4, 1999, pp. 153-160.
- BLAGA, A. Effect of the environment on the durability of plastic-based materials. **Matériaux et Constructions**, Vol 17, N° 98, 1984, pp. 97-105.
- BONACCI, J.F., MAALEJ, M. Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams. **ACI Structural Journal**, Michigan, Vol. 97, N° 5, 2000, pp. 703-711.
- BREÑA, S.F, BENOUAICH, M.A, KREGER, M.A, WOOD, S.L. Fatigue tests of reinforced concrete beams strengthened using carbon fiber-reinforced polymer composites. **ACI Structural Journal**. Michigan, Vol. 102, N° 2, 2005, pp. 305-313.
- BUYUKOZTURK, O., GUNES, O., KARACA, E. Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites. **Construction and Building Materials**, 24, 2004, pp. 9 - 19.

CALLISTER, W.D. **Materials Science and Engineering – An Introduction**. Estados Unidos: Wiley, 2004, 820 pp.

CAMPAGNOLO, J.L., CAMPOS FILHO, A., SILVA FILHO, L.C.P. Estudo teórico-experimental sobre vigas de concreto armado reforçadas. In: CONGRESSO IBERO-AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4, 1997, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS/PPGEC, 1997, Vol. 2, pp. 127-134.

CAMPAGNOLO, J.L., SILVA FILHO, L.C.P. Caracterização de resinas epóxi para fins de reforço. In: IX SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA NA CONSTRUÇÃO, 1989, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 1989.

CAMPOS FILHO, A., CAMPAGNOLO, J.L., SILVA FILHO, L.C.P. Análise de vigas de concreto armado através do método dos elementos finitos. In: CONGRESSO IBERO LATINO-AMERICANO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, 18, 1997, Brasília, DF. **Anais...** Brasília: Universidade de Brasília, 1997, Vol. 2, pp. 627-634.

CARVALHO, C.V.A., ARAÚJO, T.D., MARTHA, L.F., BITTENCOURT, T.N. Simulação bidimensional Adaptativa de Processo de Fraturamento por Fadiga. In: XX CILAMCE, 1999. São Paulo : XX CILAMCE, 1999. v. CD-ROM. pp. 1-20.

CERVO, T.C. **Estudo da resistência à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentação**. 2004. Tese (Doutorado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005, 220 pp.

CHAJES, J.M., FINCH JUNIOR, W.W., JANUSZKA, F.T., THOMSON JUNIOR, A.T. Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. **ACI Structural Journal**, 93 (2), 1996, pp. 208-217.

CHAJES, J.M., JANUSZKA, F.T., MERTZ, D.R., THOMSON JUNIOR, A. T., FINCH JUNIOR, W.W. Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics. **ACI Structural Journal**, 92 (3), 1995, pp. 295-303.

CHEN, J.F., TENG, J.G. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 127, nº 7, 2001, pp. 784-791.

COLOTTI, V., BENCARDINO, F., SPADEA, G., SWAMY, R.N. Holistic design of strengthening RC beams and slabs. In: Composites in Construction 2005 – Third International Conference, Lyon, France, 2005. **Proceedings ...** CD Rom, 2005.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Bulletin 162**: Assessment of concrete structures and design procedure for upgrading. Paris, 1983, 288 pp.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Bulletin 188**: Fatigue of concrete structures: state of the art report. Lausanne, 1983, 288 pp.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON – *fib*. **Bulletin 14**: Externally Bonded FRP Reinforcement for RC structures, Technical Report, 2001, 130 pp.

CORREIA, J.R., BRANCO, F.A., FERREIRA, J.G. Structural behaviour of GFRP-concrete hybrid beams. In: Composites in Construction 2005 – Third International Conference, Lyon, France, 2005. **Proceedings ...** CD Rom, 2005.

CREPALDI, A.A.P., DJANIKIAN, J.G. **Contribuição ao estudo da fadiga do concreto**. São Paulo: EPUSP, 2001, 19 pp. (Série Boletim Técnico, BT/PCC/276).

CRUZ, J.M.S., BARROS, J.A.O. Bond between near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer laminate strips and concrete. **Journal of Composites for Construction**, Vol. 8, nº 6, 2004, pp. 519-527.

CZADERSKI, C., MOTAVALLI, M. Fatigue behaviour of CFRP L-shaped plates for shear strengthening of RC T-beams. **Composites: Part B**. 35 2004, pp 279-290.

DAI, J., UEDA, T., SATO, Y. Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheets-concrete interfaces with a simple method. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 9, Nº 1, 2005, pp. 52-62.

de LORENZIS, L., MILLER, B., NANNI, A. Bond of finer-reinforced polymer laminates to concrete. **ACI Materials Journal**, 98 (3), 2001, pp. 256-264.

DEGUSSA CONSTRUCTION CHEMICALS. **MBrace Systems**. Disponível em: <http://www.degussa.com>. Acesso em: 25/07/2005.

DEMERS, C.E. Fatigue strength degradation of E-glass FRP composites and carbon FRP composites. **Construction and Building Materials**, 12, 1998a, pp. 311-318.

DEMERS, C.E. Tension-tension axial fatigue of E-glass fiber-reinforced polymeric composites: fatigue life diagram. **Construction and Building Materials**, 12, 1998b, pp. 303-310.

DENG, Z. The fracture and fatigue performance in flexure of carbon fiber reinforced concrete. **Cement & Concrete Composites**. 27, 2005, pp. 131-140.

DOWLING, N.E. **Mechanical behavior of materials: engineering methods for deformation, fracture and fatigue**. Estados Unidos: Pearson Education, Inc., Terceira Edição, 2007, 912 pp.

DUPONT KEVLAR. **What is KEVLAR®?** Disponível em: <http://www.dupont.com/kevlar/whatiskevlar.html>. Acesso em: 28/03/2006.

EINDE, L.V.D., ZHAO, F.S. Use of FRP composites in civil structural applications. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 489-403.

EKENEL, M., RIZZO, A., MYERS, J.J., NANNI, A. Flexural fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP fabric and procured laminate systems. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 10, Nº 5, 2006, pp. 433-442.

EL-ASSAL, A.M., KHASHABA, U.A. Fatigue analysis of unidirectional GFRP composites under combined bending e torsional loads. **Composites Structures**. 79, 2007, pp. 599-605.

- ELLYIN, F., KUJAWSKI, D. Tensile e fatigue behaviour of glass fibre/epoxy laminates. **Construction and Building Materials**, Vol. 9, Nº 6, 1995, pp. 425-430.
- EL-MIHILMY, M., TEDESCO, J.W. Analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates. **Journal of Structural Engineering**, Vol. 126, Nº 6, 2000, pp. 684-691.
- EL-TAWIL, S., OGUNC, C., OKEIL, A., SHAHAWAY, M. Static and fatigue analyses of RC beams strengthened with CFRP laminates. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 5, Nº 4, 2001, pp. 258-267.
- FAM, A., RIZKALLA, S. Large scale testing and analysis of hybrid concrete/composites tubes for circular beam-column applications. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 507-516.
- FORTES, A. S., PADARATZ, I. S., LORIGGIO, D. D. (2000). “Vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono.” In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, JSIE, Montevideo, 2000. **Anais...**CD-Rom, Montevideo, 2000.
- FYFE. **Composites Systems**. Disponível em: <http://www.fyfeco.com>. Acesso em: 25/07/2005.
- GARCEZ, M.R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007, 241 pp.
- GARCEZ, M.R. **Comportamento de vigas de concreto armado sob carregamento com mantas de fibra de carbono**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2002, 162 pp.
- GARCEZ, M.R., MENEGHETTI, L.C., CAETANO, L.F., CAMPAGNOLO, J.L., SILVA FILHO, L.C.P. Utilização de fibras de alto desempenho como reforço a flexão em vigas de concreto armado. In: CONGRESSO IBERO-AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 3, 2005, Assunção, Paraguai. **Anais...** Assunção: Universidad Católica “Nuestra Señora de la Asunción” e ALCONPAT, 2005, Vol. II, p VI.65-VI.72.
- GARDEN, H.N, HOLLAWAY, L.C. An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. **Composites Structures**. 42, 1998b, pp. 175-188.
- GARDEN, H.N, QUANTRIL, R.J., HOLLAWAY, L.C., THORNE, A.M., PARKE, G.A.R. An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**. 12, 1998, pp. 203-219.
- GARDEN, H.N., HOLLAWAY, L.C. An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. **Composites. Part B**, Vol 29, 1998a, pp. 411-424.

GHEORGHIU, C., LABOSSIERE, P., PROULX, J. Response of CFRP-strengthened beams under fatigue with different load amplitudes. **Construction and Building Materials**, 21, 2007, pp. 756-763.

GONÇALVES, R. **Análise de propagação de fissuras por fadiga em concreto pelo mef mediante a mecânica do dano contínuo**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2003, 116 pp.

GRACE, N.F. Concrete repair with CFRP. **Concrete International**. Vol. 26, N° 5, Maio 2004. pp. 45-52.

GRACE, N.F., RAGHEB, W.F., ABDEL-SAYED, G. Ductile FRP strengthening systems. **Concrete International**, jan 2005, pp. 31-36.

GRACE, N.F., SOLIMAN, A.K., ABDEL-SAYED, G., SALEK, K.R. Behavior and ductility of simple continuous FRP reinforced beams. **Journal of Composites for Construction**, Vol. 2, N° 4, 1998, pp. 186-194.

HAWKINS, N.M. Fatigue strength of concrete slabs reinforced with wire fabric. In: Abeles Symposium on Fatigue of Concrete. 1972, Hollywood. Fatigue of Concrete: SP-41, American Concrete Institute, Michigan, 1974b, pp. 315-329.

HEFFERNAN, P.J., ERKI, M.A. Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced plastic laminates. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 8, N° 2, 2004, pp. 132-140.

HELAGSON, T., HANSON, J.M. Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars – statistical analysis. In: Abeles Symposium on Fatigue of Concrete. 1972, Hollywood. Fatigue of Concrete: SP-41, American Concrete Institute, Michigan, 1974, pp. 107-138.

HOLANDA FERREIRA, Aurélio Buarque. **Dicionário Aurélio Eletrônico – Século XXI**. Versão 3.0. Lexikon Informática Ltda. Novembro, 1999.

HOLLAWAY, L.C. The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 365-378.

HOLLAWAY, L.C., LEEMING, M.B. **Strengthening of Reinforced Concrete Structures - Using Externally-Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering**. Woodhead Publishing. 1999, 352 pp.

HSU, T.T.C. Fatigue of plain concrete. **ACI Journal**. Michigan, 1981, pp. 292-304.

ISO/TC71/SC6, **Non-Traditional Reinforcing Materials for Concrete Structures**. 2007. *Texto para discussão, não publicado*.

ISO/TC71/SC7, **Maintenance and Repair of Concrete Structures**. 2007. *Texto para discussão, não publicado*.

KELLER, T., TIRELLI, T., ZHOU, A. Tensile fatigue performance of pultruded glass fiber reinforced polymer profiles. **Composites Structures**. 68, 2005, pp. 235-245.

KHALIFA, A., WILLIAM, J.G., NANNI, A., ABDEL AZIZ, M.I. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. **Journal of Composites for Construction**, Vol 2, N° 4, 1998, pp. 195-202.

KUMAR, P., CHANDRASHEKHARA, K., NANNI, A. Structural performance of a FRP bridge deck. **Construction and Building Materials**, 18, 2004, pp. 35-47.

LAM, L., TENG, J.G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 471 – 489.

LEE, M.K., BARR, B.I.G. An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete. **Cement & Concrete Composites**. 26, 2004, pp. 299-305.

LEVY NETO, F., PARDINI, L.C. **Compósitos estruturais: ciência e tecnologia**. 1ª edição. São Paulo: Edgard Blücher, 2006, 313 pp.

LIMA, R.C.A. **Investigação dos efeitos de temperaturas em reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001, 140 pp.

LU, X.Z., TENG, J.G., YE, L.P., JIANG, J.J. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering and Structures**. 27, 2005a, pp. 920-937.

LU, X.Z., YE, L.P., TENG, J.G., JIANG, J.J. Meso-scale finite element model for FRP plates/sheets bonded to concrete. **Engineering and Structures**. 27, 2005b, pp. 564-575.

MACHADO, A.P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. São Paulo: Pini., 2002, 282 pp.

MAGGI, P.L.O. **Comportamento pavimentos de concreto estruturalmente armados sob carregamentos estáticos e repetidos**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004, 205 pp.

MAGGI, P.L.O., PINHEIRO, L.M. Fatigue behavior of reinforced concrete under high intensity repeated load. In: IV INTERNATIONAL ACI/CANMET CONFERENCE ON QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES AND RECENT ADVANCES IN CONCRETE MATERIALS AND TESTING. 2005, Recife. **Anais...**(Cd Rom) Reife, PE, 2005, pp. 561-574.

MALLET, G. **Fatigue of reinforced concrete: state of the art review 2**. Londres: HMSO, 1991, 163 pp.

MEIER, U. Bridge repair with high performance composite materials. **Material und Technik**, 15, 1987, pp. 125-128.

MEIER, U. Carbon fiber-reinforced polymers. **Structural Engineering International**, 1, 1992, pp. 7-12.

MEIER, U. Composite materials in bridge repair. **Applied Composite Materials** 7, 2000, pp. 75-94.

MEIER, U. Design and rehabilitation of concrete structures using advanced composite materials. In: PRÉ-CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE PATOLOGIA DA CONSTRUÇÃO, Porto Alegre, 2005. **Anais... Cd Rom**. Porto Alegre: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005a.

MEIER, U. **Design and rehabilitation of concrete structures using advanced composite materials**. Porto Alegre, 2005b. 156 slides, colorido, Microsoft Power Point.

MEIER, U. Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. **Construction and Building Materials**, vol. 9, N° 6, 1995, pp. 341-351.

MEIER, U. The use of composites in public works. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITES IN ARCHITECTURE AND CIVIL ENGINEERING, 2002, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: ARQUIMACON, 2002. CD-Rom

MENEGHETTI, L.C., GARCEZ, M.R., CAUDURO, L.B., SILVA FILHO, L.C.P. Caracterização da resistência à tração de polímeros estruturados com fibras de carbono, vidro e aramida. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Olinda, 2005. **Anais... CD Rom**. Olinda: Ana E. P. G. A. Jacintho, Eliana C. B. Monteiro e Túlio Nogueira Bittencourt editores, 2005, pp. VII.126 – VII.137.

MERGULHÃO, A.J.R., PFEIL, M.S., BATTISTA, R.C. Avaliação de vida útil à fadiga em pontes metálicas rodoviárias In: V Congresso de Engenharia Civil, Juiz de Fora, 2002. Juiz de Fora: V Congresso de Engenharia Civil. 2002. v. CD-ROM.

MIRANDA, A.C.O., MEGGIOLARO, M.A., CASTRO, J.T.P., MARTHA, L.F., BITTENCOURT, T.N. Fatigue Life and Crack Path Prediction in Generic 2D Structural Components considering Load Interaction Effects. **Engineering Fracture Mechanics**, Estados Unidos, v. 70, n. 10, 2003, pp. 1259-1279.

MITSUBISHI CHEMICAL. **Speciality Polymers**. Disponível em: <http://www.mitsubishichemical.com>. Acesso em: 25/07/2005.

MUFTI, A.A. FRPs and FOSs lead to innovation in Canadian civil engineering structures. **Construction and Building Materials** 17, 2003, p 379-387.

MUKHTAR, H., SHEIKH, S.A., MUKHERJEE, P.K. Durability of fibre reinforced polymer (FRP) wraps and external FRP-concrete bond. In: Third International Conference on Concrete under Severe Conditions, 2001, Vancouver. **Proceedings...** Vancouver, Canada: The University of British Columbia, Edited by N. Banthia, K. Sakai and O. E. Gjorv, 2001, pp. 1867 – 1873.

NANNI, A. Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement. **Concrete International**. Junho, 1995, pp. 22 – 26.

NANNI, A. North American design guidelines for concrete reinforced and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues. **Construction and Building Materials** 17. 2003, pp. 439 – 446.

NEUBAUER, U., ROSTÁSY, F.S. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP – plates. In: Seventh International Conference on Structural Faults and Repair, 3, 1997, Edinburg. **Proceedings...** Edinburg: Edited by Professor M. C. FORDE, Vol. 2, 1997, pp. 109-118.

NORDBY, G.M. Fatigue of concrete – a review of research. **Journal of the American Concrete Institute**. In: Symposium sponsored by ACI Committee 215, 1958, pp. 191-219.

NYSTROM, H.E., WATKINS, S.E., NANNI, A., MURRAY, S. Financial viability of fiber-reinforced polymer (FRP) bridges. **Journal of Management in Engineering**, Vol 19, N° 1, 2003, pp. 2-8.

OWENS CORNING FIBERGLASS CORPORATION. **Soluções para compósitos**. Disponível em: <http://www.owenscorning.com.br/home.asp>. Acesso em: 28/03/2006.

PAPAKONSTANTINO, C.G., PETROU, M.F., HARRIES, K.A. Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 5, N° 4, 2001, pp. 246-253.

PLIZZARI, R.A., CANGIANO, S., LERUZZO, S. The fatigue behaviour of cracked concrete. **Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures**. Vol 20, N° 8, 1997, pp. 1195-1206.

QUANTRILL, R.J., HOLLOWAY, L.C., THORNE, A.M. Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part I. **Magazine of Concrete Research**. Vol. 48, N° 177, 1996a, pp. 331-342.

QUANTRILL, R.J., HOLLOWAY, L.C., THORNE, A.M. Predictions of the maximum plate end stress of FRP strengthened beams: part II. **Magazine of Concrete Research**. Vol. 48, N° 177, 1996b, pp. 343-352.

RASHEED, H.A., LARSON, K.H., PETERMAN, R.J. Analysis and design procedure for FRP-strengthened prestressed concrete T-girders considering strength and fatigue. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 10, N° 5, 2006, pp. 419-432.

REGULY, A., LIMBERGER, I., GRIZA, S., MACEDO, M.L.K., STROHAECKER, T. **Fadiga e Análise de Falhas**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001, 54 pp.

ROSENBOOM, O., RIZKALLA, S. Behavior of prestressed concrete strengthened with various CFRP systems subjected to fatigue loading. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 10, N° 6, 2006, pp. 492-502.

RTEIL, A.A., SOUDKI, K.A., TOPPER, T.H. Preliminary experimental investigation of the fatigue bond behavior of CFRP confined RC beams. **Construction and Building Materials**, 21, 2007, pp. 746-755.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R. Fiber composite plates can strengthen beams. **Concrete International**. Vol. 12, N° 3, 1990, pp. 65-71.

SALEKEEN, S., JONES, D.L. Fatigue response of thick section fiberglass/epoxy composites. **Composites Structures**. 79, 2007, pp. 119-124.

SALLES NETO, M., MELO, G. A. S. A. Vigas T de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com compósitos de fibra de carbono. In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, JSIE, Montevideo, 2000. **Anais...**CD-Rom, Montevideo, 2000.

SÁNCHEZ, E., VELASCO, M. S. L., ARAÚJO, A. C. N., LOPES, M. T. A. (2003). Reforço de vigas de concreto armado com materiais compósitos: análise da ductilidade à flexão e dimensionamento à força cortante. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003. **Anais...**CD-Rom. São Paulo, 2003.

SCHÄFFER, A. **Verificação de seções de concreto armado solicitadas por flexão composta à fadiga**. 2002.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002, 115 pp.

SHAHAWY, M., BEITELMAN, T. Static and fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP laminates. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 125, N° 6, 1999, pp. 613-621.

SHEN, H.S., TENG, J.G., YANG, J. Interfacial stresses in beams and slabs bonded with a thin plate. **Journal of Engineering Mechanics**, vol 127, N° 4, 2001, pp. 399-406.

SIKA. **Structural Strengthening**. Disponível em: <http://www.sika-construction.com>. Acesso em: 25/07/2005.

SILVA FILHO, J.N. **Análise experimental de vigas “T” em concreto armado reforçadas à flexão com FRP submetidas a carregamentos pseudo-estáticos e cíclicos**. 2005. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005, 308 pp.

SILVA FILHO, L.C.P. **Towards advanced bridge management systems: investigation of the possibility of developing an improved appraisal model based on a novel system architecture**. 1999. Tese (Tese de Doutorado) University of Leeds. Department of Civil Engineering. Leeds, 1999, 306 pp.

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

SMITH, S.T., TENG, J.G. Interfacial stress in plated beams. **Engineering Structures**, 23, 2001, pp. 857-871.

SORETZ, S. Contribution to the fatigue strength of reinforced concrete. In: Abeles Symposium on Fatigue of Concrete. 1972, Hollywood. Fatigue of Concrete: SP-41, American Concrete Institute, Michigan, 1974, pp. 35-58.

SOROSHUIAN, P., ELZAFRANEY, M. Damage effects on concrete performance and microstructure. **Cement & Concrete Composites**. 26, 2004, pp. 617-623.

SUBRAMANIAM, K.V., SHAH, S.P. Biaxial tension fatigue response of concrete. **Cement & Concrete Composites**. 25, 2003, pp. 617-623.

SWAMY, R.N., JONES, R., BLOXHAM, J.W. Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. **The Structural Engineer**, Vol. 65A, n° 2, 1987, pp. 59-68.

TAERWE, L.R. **FRP developments and applications in Europe. Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications**, 1993. pp. 99-115.

TÄLJSTEN, B. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete. **International Journal of Adhesion and Adhesives**, Volume 17, N° 4, 1997, pp. 319-327.

TÄLJSTEN, B. Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets. **Construction and Building Materials**. 17, 2003, pp 15-26.

TANIMOTO, T. Correlation of statistical fatigue properties in a wide stress range for FRP laminates with failure mechanisms. **International Journal of Fatigue**. 28, 2006, pp. 1439-1500.

TENG, J.G, CHEN, J.F, SMITH, S. T, LAM, L. **FRP Strengthened RC structures**. West Sussex, England: John e Wiley & Sons, 2002, 245 pp.

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

TEPFERS, R, KUTTI, T. Fatigue strength of plain, ordinary, and lightweight concrete. **ACI Journal**. Michigan, 1979, pp. 635-652.

THOMSEN, H., SPACONE, E., LIMKATANYU, S., CAMATA, G. Failure mode analyses of reinforced concrete beams strengthened in flexure with externally bonded fiber-reinforced polymers. **Journal of Composites for Construction ASCE**. 2004, pp. 123–131.

TOUMI, A., BASCOUL, A., TURATSINZE, A. Crack propagation in concrete subjected to flexural cyclic loading. **Materials and Structures**. Vol 31, 1998, pp. 451-458.

TOUTANJI, H., ZHAO, L., DENG, Y., ZHANG, Y., BALAGURU, P. Cyclic behavior of RC beams strengthened with carbon fiber sheets bonded by inorganic matrix. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 18, N° 1, 2006, pp. 28-35.

TOUTANJĪ, H.A., GÓMEZ, W. Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets. **Cement and Concrete Composites**, 19, 1997, pp. 351-358.

TOUTANJĪ, H.A., ORTIZ, G. The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members. **Composite Structures**, 53, 2001, pp. 457-462.

TRIANAFILLOU, T.C., PLEVRIS, N Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. **Materials and Structures**. Vol. 25, 1992, pp. 201-211.

TSERPES, K.I., PAPANIKOS, P., LABEAS, G., PANTELAKIS, S.P. Fatigue damage accumulation and residual strength assessment of CFRP laminates. **Composite Structures**, 63, 2004, pp. 219-230.

ULLOA, F.V., MEDLOCK, R.D., ZIEHL, P.H., FOWLER, T.J. Hybrid bridges in Texas. **Concrete International**, vol. 26, n° 5, 2004, pp. 38-43.

VARASTEHPOUR, H., HAMELIN, P. Strengthening of concrete beams using fiber-reinforced plastics. **Materials and Structures**. Vol. 30, 1997, pp. 160-166.

VOLNYY, V.A., PANTELIDES, C.P. Bond length of CFRP composites attached to precast concrete walls. **Journal of Composites for Construction**. Vol. 3, N° 4, 1999, pp. 168-176.

WANG, Y.C., LEE, M.G., CHEN, B.C. Experimental study of FRP-strengthened RC bridge girders subjected to fatigue loading. **Composites Structures**. 2007, Vol. 81, N° 4, pp 491-498.

WU, Z., YUAN, H., NIU, H. Stress transfer and fracture propagation in different kinds of adhesive joints. **Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 128, N° 5, 2002, pp. 562-573.

XIAO, J., LI, J., ZHA, Q. Experimental study on bond behavior between FRP and concrete. **Construction and Building Materials** 18, 2004, pp. 745-752.

YE, J.Q. Interfacial shear transfer of RC beams strengthened by bonded composite plates. **Cement & Concrete Composites** 23. 2001, pp. 411-417.

YIN, J., WU, Z.S. Structural performances of short steel-fiber reinforced concrete beams with externally bonded FRP sheets. **Construction and Building Materials**, 17, 2003, pp. 463-470.

YUAN, H., TENG, J.G., SERACINO, R., WU, Z.S., YAO, J. Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints. **Engineering and Structures**. 26, 2004, pp. 553-564.

ZIRABA, Y.N., BALUCH, M.H., BASANBUL, I.A., AZAD, A.K., AL-SULAIMANI, G.J., SHARIF, A.M. Combined experimental-numerical approach to characterization of steel-glue-concrete interface. **Materials and Structures**. Vol. 28, 1995, pp. 518-525.

ANEXO 1 – Dados de ensaios de fadiga colhidos na literatura

Tabela A1.1: dados de fadiga colhidos na literatura

Fonte	Viga	Seção transversal (mm x mm)	Compósito	A_f (mm ²)	E_f (GPa)	P_{\min} (kN)	P_{\max} (kN)	$\sigma_{s,\min}$ (MPa)	$\sigma_{s,\max}$ (MPa)	Frequência (Hz)	Número de ciclos
Barnes e Mays (1999)	1	130 x 230	–	–	–	4	40	34,00	304,00	1	20.000
	2	130 x 230	–	–	–	3	32	23,00	243,00	1	732.600
	3	130 x 230	PRFC pultrudado	108,00	135	5	49	29,00	303,00	1	508.500
	4	130 x 230	PRFC pultrudado	108,00	135	4	40	25,00	247,00	1	1.889.087
Papakonstantinou et al. (2001)	N-3	152 x 152	–	–	–	3,3	43,6	27,96	369,38	2	275.000
	N-6	152 x 152	–	–	–	4,4	53,4	37,27	452,40	2	155.000
	N-7	152 x 152	–	–	–	3,3	62,3	27,96	527,80	2	80.000
	N-8	152 x 152	–	–	–	3,3	40	27,96	338,88	3	650.000
	S-2	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	2,2	46,7	13,12	278,69	3	880.020
	S-5	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	4	48,9	23,87	291,82	3	800.000
	S-6	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	4,4	64,5	26,25	384,91	2	126.000
	S-7	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	3,3	53,4	19,69	318,68	3	570.000
	S-8	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	4	80,1	23,87	478,01	2	30.500
	S-9	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	3,3	57,8	19,69	344,94	2	235.000
S-10	152 x 152	PRFV	129,00	72,4	3,3	44,5	19,69	265,56	3	685.000	
Heffernan e Erki (2004)	LCFa	150 x 300	CFUD prepeg	89,40	230	28,2	84,1	80,94	241,38	3	4.890.000
	LCFb	150 x 300	CFUD prepeg	89,40	230	28,2	84,1	80,94	241,38	3	6.440.000
	MCFa	150 x 300	CFUD prepeg	89,40	230	28,2	98	80,94	281,94	3	900.000
	MCFb	150 x 300	CFUD prepeg	89,40	230	28,2	98	80,94	281,94	3	890.000
	HCFa	150 x 300	CFUD prepeg	89,40	230	28,2	112	80,94	321,47	3	340.000

Continua...

Fonte	Viga	Seção transversal (mm x mm)	Compósito	A_f (mm ²)	E_f (GPa)	P_{min} (kN)	P_{max} (kN)	$\sigma_{s,min}$ (MPa)	$\sigma_{s,máx}$ (MPa)	Frequência (Hz)	Número de ciclos
Heffernan e Erki (2004)	HCFb	150 x 300	CFUD prepeg	89,40	230	28,2	112	80,94	321,47	3	390.000
	CF-2	300 x 574	Carbono Replark 20	65,50	230	78	271,6	86,67	301,78	1,5	312.000
	CF-4	300 x 574	Carbono Replark 20	131,00	230	78	271,6	81,46	283,67	1,5	627.000
	CF-6	300 x 574	Carbono Replark 20	196,50	230	78	271,6	76,85	267,59	1,5	1.049.000
	LNFa	150 x 300	–	–	–	28,2	84,1	97,83	291,76	3	730.000
	LNFb	150 x 300	–	–	–	28,2	84,1	97,83	291,76	3	1.063.000
	MNFa	150 x 300	–	–	–	28,2	98	97,83	339,99	3	290.000
	MNFb	150 x 300	–	–	–	28,2	98	97,83	339,99	3	350.000
	HNFa	150 x 300	–	–	–	28,2	112	97,83	388,56	3	160.000
	HNFb	150 x 300	–	–	–	28,2	112	97,83	388,56	3	130.000
NF	300 x 574	–	–	–	78	271,6	92,58	322,35	3	335.000	
Silva Filho (2005)	FB-6	300 x 300 x 150	PRFC HRB	64,00	131	9,6	46	37,57	180,01	3	347.145
	FB-7	300 x 300 x 150	CFK S&P	66,00	150	10,2	47	39,65	182,70	3	150.415
	FB-8	300 x 300 x 150	Carbono MBrace	39,60	228	11	51	37,56	205,55	3	142.904
	FB-0	300 x 300 x 150	–	–	–	8,8	37,88	37,88	171,35	3	242.980
Breña et al. (2005)	AF-1	203 x 356	Carbono MBrace	17,00	228	13,6	93,4	57,43	394,10	2	155.950
	BF-3	203 x 406	PRFC Pultrudado	120,00	155,25	11,2	126,8	38,68	437,89	2	55.490
	BF-4	203 x 406	PRFC Pultrudado	120,00	155,25	8,8	146,8	30,39	506,96	2	8.890

Continua...

Fonte	Viga	Seção transversal (mm x mm)	Compósito	A_f (mm ²)	E_f (GPa)	P_{min} (kN)	P_{max} (kN)	$\sigma_{s,min}$ (MPa)	$\sigma_{s,máx}$ (MPa)	Frequência (Hz)	Número de ciclos
Toutanji et al. (2006)	RCF-1	108 x 158	–	–	–	6,23	33,6	107,88	581,84	2	3.167
	RCF-2	108 x 158	–	–	–	6,23	29,7	107,88	514,31	2	57.266
	RCF-3	108 x 158	–	–	–	6,23	22,3	107,88	386,16	2	533.587
	3FI-9	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	34,7	61,87	344,62	2	259.432
	3FI-10	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	34,7	61,87	344,62	2	314.728
	3FI-11	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	34,7	61,87	344,62	2	197.954
	3FI-12	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	43,2	61,87	429,04	2	74.383
	3FI-13	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	43,2	61,87	429,04	2	74.579
	3FI-14	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	46,3	61,87	459,83	2	2.122
	3FI-15	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	46,3	61,87	459,83	2	2.375
	3FI-16	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	46,3	61,87	459,83	2	4.480
	3FI-17	108 x 158	PRFC	55,74	228	6,23	46,3	61,87	459,83	2	5.047

Onde:

A_f – área de reforço;

E_f – módulo de elasticidade da fibra;

P_{\min} – carga mínima aplicada no ensaio cíclico;

P_{\max} – carga máxima aplicada no ensaio cíclico;

$\sigma_{s,\min}$ – tensão mínima na armadura;

$\sigma_{s,\max}$ – tensão máxima na armadura.

ANEXO 2 – Comparação entre os dados observados e os estimados pelos modelos de regressão

Tabela A2.1: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 1

Modelo 1 - $\log N = 7,044152 - 0,00564\Delta\sigma$		
Log N observados	Log N estimados	Resíduos*
5,113783	5,057688	0,05610
5,432374	5,470949	-0,03857
5,646617	5,628718	0,01790
6,285059	5,628718	0,65634
5,288951	5,063619	0,22533
5,583827	5,063619	0,52021
5,863323	5,946064	-0,08274
6,026533	5,946064	0,08047
5,462398	5,673625	-0,21123
5,544068	5,673625	-0,12956
5,204120	5,399266	-0,19515
5,113943	5,399266	-0,28532
5,525045	5,743613	-0,21857
5,439333	5,112932	0,32640
5,190332	4,696564	0,49377
5,812913	5,285219	0,52769
3,500648	4,364249	-0,86360
4,757897	4,745708	0,01219
5,727205	5,469593	0,25761
4,301030	5,516365	-1,21533
5,864867	5,798801	0,06607

* Diferença entre os valores de Log N observados e estimados através do modelo

Tabela A2.2: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 2

Modelo 2 - $\log N = 8,03863 - 0,00955\Delta\sigma$		
Log N observados	Log N estimados	Resíduos*
5,322668	5,074196	0,248472
5,578065	5,691803	-0,113738
5,319997	4,810655	0,509342
5,336512	4,810655	0,525857
6,689309	6,504986	0,184323
6,808886	6,504986	0,303900
5,954243	6,117273	-0,163031

Continua...

Log N observados	Log N estimados	Resíduos*
5,949390	6,117273	-0,167883
5,531479	5,739406	-0,207927
5,591065	5,739406	-0,148342
5,494155	5,982396	-0,488241
5,797268	6,105707	-0,308439
6,020775	6,215348	-0,194573
5,414024	5,335826	0,078198
5,497935	5,335826	0,162110
5,296564	5,335826	-0,039262
4,871474	4,528856	0,342618
4,872617	4,528856	0,343761
3,326745	4,234535	-0,907789
3,375664	4,234535	-0,858871
3,651278	4,234535	-0,583257
3,703033	4,234535	-0,531501
5,192985	4,817537	0,375448
4,744215	4,222586	0,521629
3,953760	3,483103	0,470657
5,706291	5,419467	0,286824
6,276252	5,916534	0,359718

* Diferença entre os valores de Log N observados e estimados através do modelo

Tabela A2.3: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 3

Modelo 3 - $\log N = 7,849 - 0,0075\Delta\sigma$		
Observados	Estimados	Resíduos*
5,920393	5,911550	0,008843
6,563804	6,315224	0,248580
5,137512	5,242815	-0,105302
6,377310	6,285339	0,091970
5,946943	6,285339	-0,338396
5,944493	5,854934	0,089559
5,903090	5,837063	0,066027
5,100371	5,155937	-0,055567
5,755875	5,603989	0,151886
4,484300	4,438995	0,045304
5,371068	5,406807	-0,035739
5,835691	6,002857	-0,167167

* Diferença entre os valores de Log N observados e estimados através do modelo

Tabela A2.4: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 4

Modelo 4 - $\log N = 7,9741 - 0,0088\Delta\sigma$		
Log N observados	Log N estimados	Resíduos*
5,322668	5,245105	0,07756
5,578065	5,813676	-0,23561
5,369898	5,228121	0,14178
5,823219	5,800212	0,02301
5,920393	5,703499	0,21689
6,563804	6,176590	0,38721
5,326747	4,569613	0,75713
5,412486	5,002487	0,41000
5,319997	5,002487	0,31751
5,336512	5,002487	0,33402
5,137512	4,919767	0,21775
6,377310	6,141566	0,23574
5,946943	6,141566	-0,19462
6,689309	6,562296	0,12701
6,808886	6,562296	0,24659
5,954243	6,205366	-0,25112
5,949390	6,205366	-0,25598
5,531479	5,857500	-0,32602
5,591065	5,857500	-0,26644
5,494155	6,081197	-0,58704
5,797268	6,194718	-0,39745
6,020775	6,295655	-0,27488
5,944493	5,637147	0,30735
5,903090	5,616203	0,28689
5,100371	4,817950	0,28242
5,755875	5,343049	0,41283
4,484300	3,977722	0,50658
5,371068	5,111960	0,25911
5,835691	5,810508	0,02518
5,414024	5,485962	-0,07194
5,497935	5,485962	0,01197
5,296564	5,485962	-0,18940
4,871474	4,743062	0,12841
4,872617	4,743062	0,12955
3,326745	4,472108	-1,14536
3,375664	4,472108	-1,09644
3,651278	4,472108	-0,82083
3,703033	4,472108	-0,76907
5,192985	5,008823	0,18416
4,744215	4,461108	0,28311
3,953760	3,780336	0,17342
5,706291	5,562962	0,14333
6,276252	6,020565	0,25569

* Diferença entre os valores de Log N observados e estimados através do modelo

Tabela A2.5: dados observados x estimados para a amostra analisada no modelo 5

Modelo 5 - $\log N = 7,703759 - 0,00788\Delta\sigma$		
Log N observados	Log N estimados	Resíduos*
5,113783	4,935924	0,17786
5,432374	5,512503	-0,08013
5,646617	5,732622	-0,08600
6,285059	5,732622	0,55244
5,288951	4,944199	0,34475
5,583827	4,944199	0,63963
5,863323	6,175381	-0,31206
6,026533	6,175381	-0,14885
5,462398	5,795277	-0,33288
5,544068	5,795277	-0,25121
5,204120	5,412492	-0,20837
5,113943	5,412492	-0,29855
5,525045	5,892923	-0,36788
5,439333	5,013000	0,42633
5,190332	4,432086	0,75825
5,812913	5,253373	0,55954
3,500648	3,968442	-0,46779
4,757897	4,500651	0,25725
5,727205	5,510612	0,21659
4,301030	5,575867	-1,27484
5,864867	5,969921	-0,10505
5,322668	5,259678	0,06299
5,578065	5,768875	-0,19081
5,369898	5,244468	0,12543
5,823219	5,756817	0,06640
5,920393	5,670204	0,25019
6,563804	6,093891	0,46991
5,326747	4,654727	0,67202
5,412486	5,042397	0,37009
5,319997	5,042397	0,27760
5,336512	5,042397	0,29411
5,137512	4,968315	0,16920
6,377310	6,062524	0,31479
5,946943	6,062524	-0,11558
6,689309	6,439318	0,24999
6,808886	6,439318	0,36957
5,954243	6,119662	-0,16542
5,949390	6,119662	-0,17027
5,531479	5,808123	-0,27664
5,591065	5,808123	-0,21706
5,494155	6,008460	-0,51431
5,797268	6,110126	-0,31286
6,020775	6,200522	-0,17975
5,944493	5,610780	0,33371

Continua...

Log N observados	Log N estimados	Resíduos*
5,903090	5,592023	0,31107
5,100371	4,877131	0,22324
5,755875	5,347395	0,40848
4,484300	4,124645	0,35965
5,371068	5,140438	0,23063
5,835691	5,766038	0,06965
5,414024	5,475383	-0,06136
5,497935	5,475383	0,02255
5,296564	5,475383	-0,17882
4,871474	4,810063	0,06141
4,872617	4,810063	0,06255
3,326745	4,567404	-1,24066
3,375664	4,567404	-1,19174
3,651278	4,567404	-0,91613
3,703033	4,567404	-0,86437
5,192985	5,048071	0,14491
4,744215	4,557553	0,18666
3,953760	3,947872	0,00589
5,706291	5,544343	0,16195
6,276252	5,954159	0,32209

* Diferença entre os valores de Log N observados e estimados através do modelo

ANEXO 3 – Resultados de deformação no PRF obtidos nos ensaios de cisalhamento do Grupo III

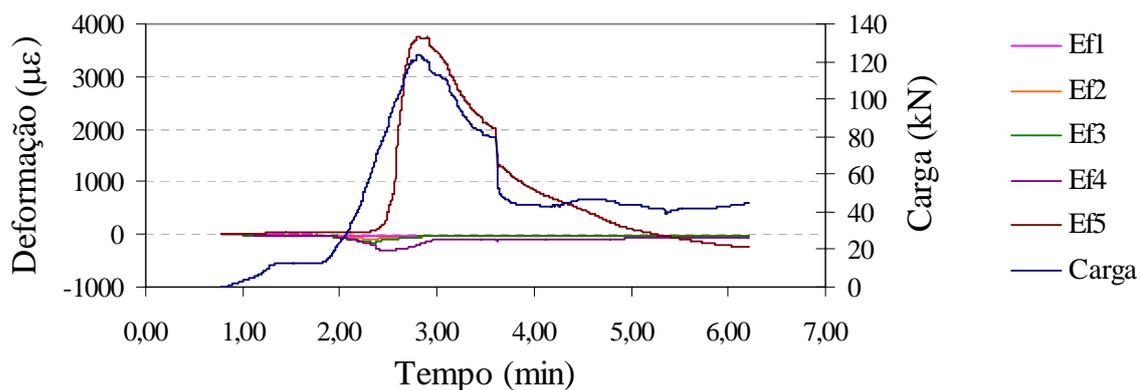


Figura A3.1: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C200CTA

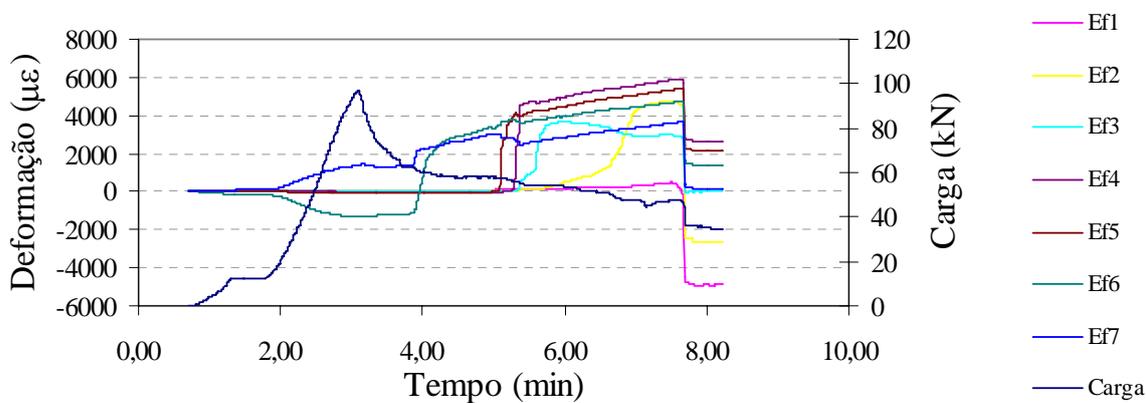


Figura A3.2: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C300CLA

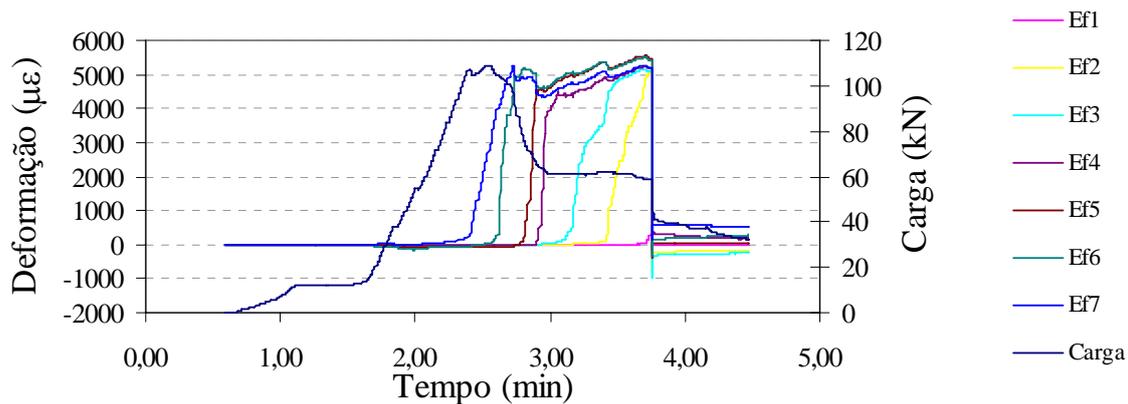


Figura A3.3: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_C300CT

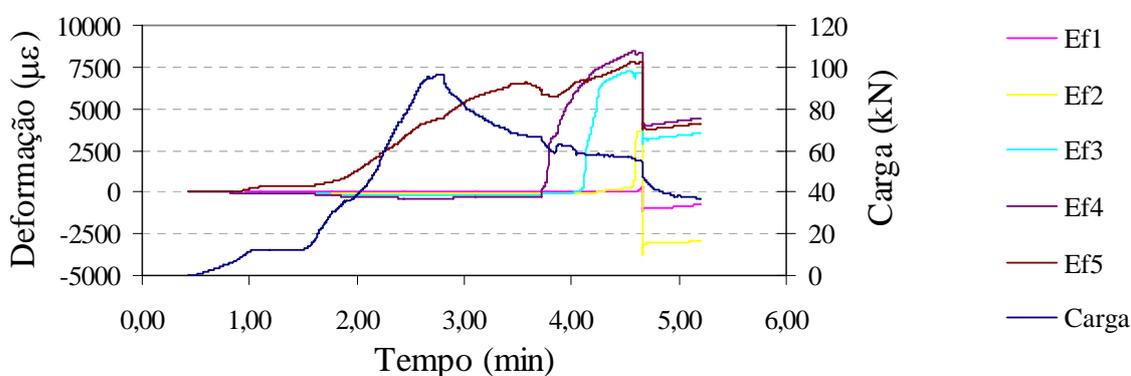


Figura A3.4: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V200CLA

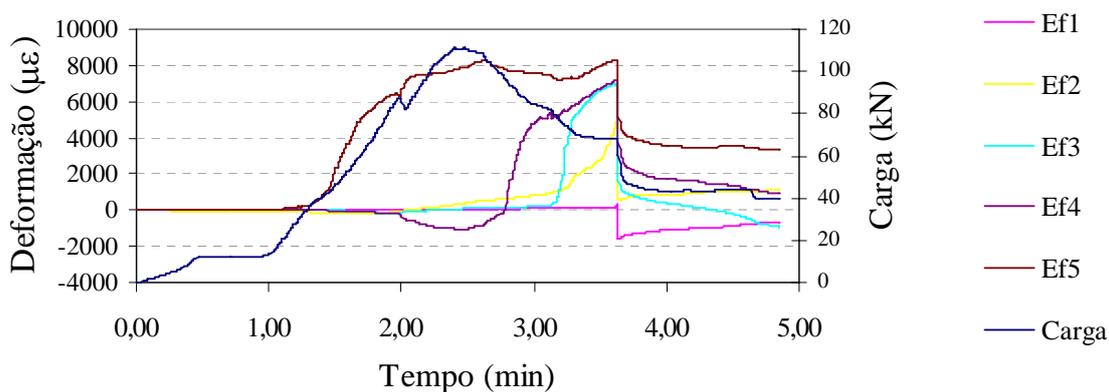


Figura A3.5: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V200CT

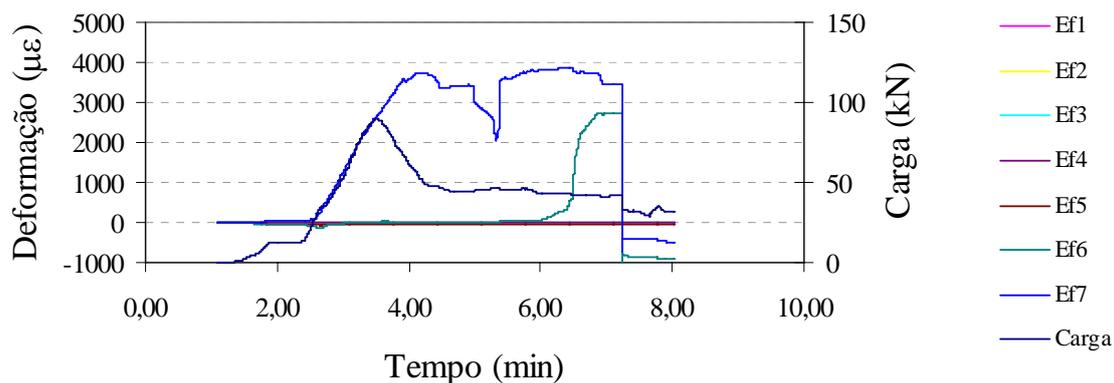


Figura A3.6: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V300CL

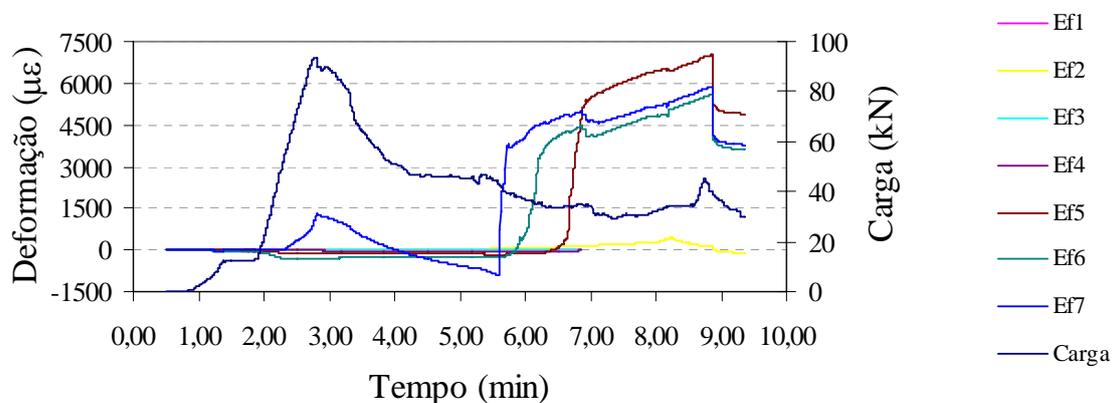


Figura A3.7: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C20_V300CTA

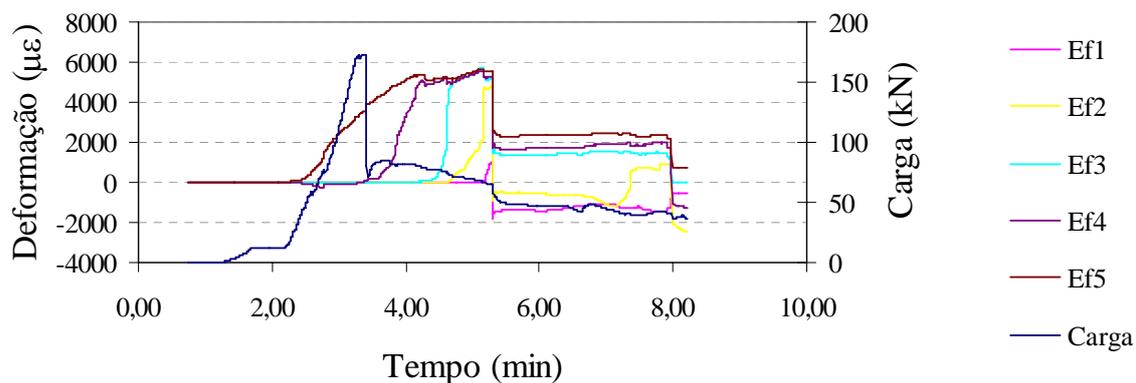


Figura A3.8: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C200CLA

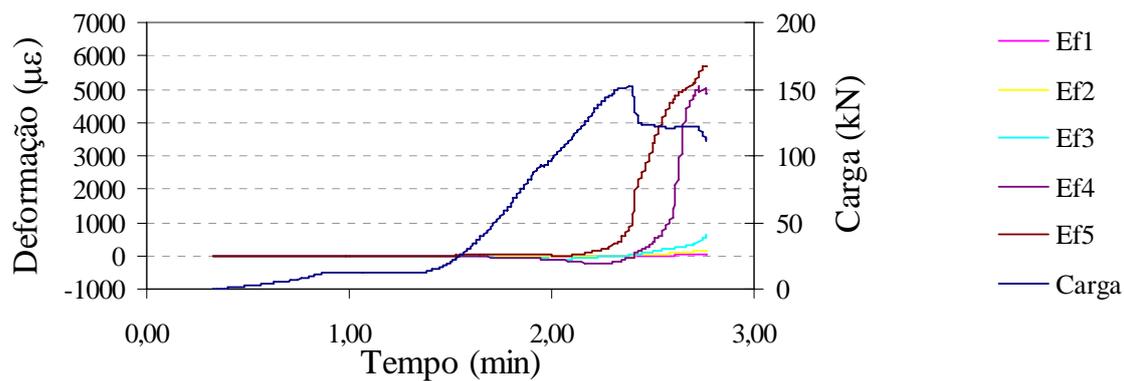


Figura A3.9: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C200CT

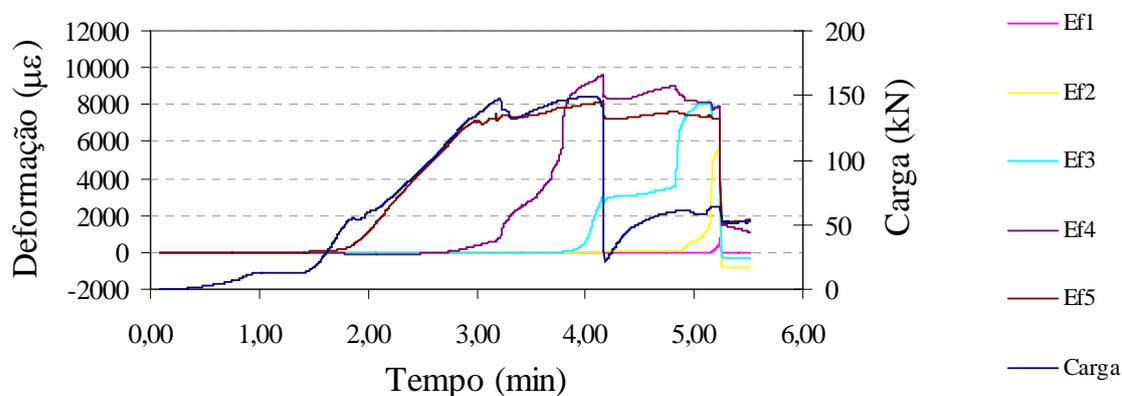


Figura A3.10: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V200CL

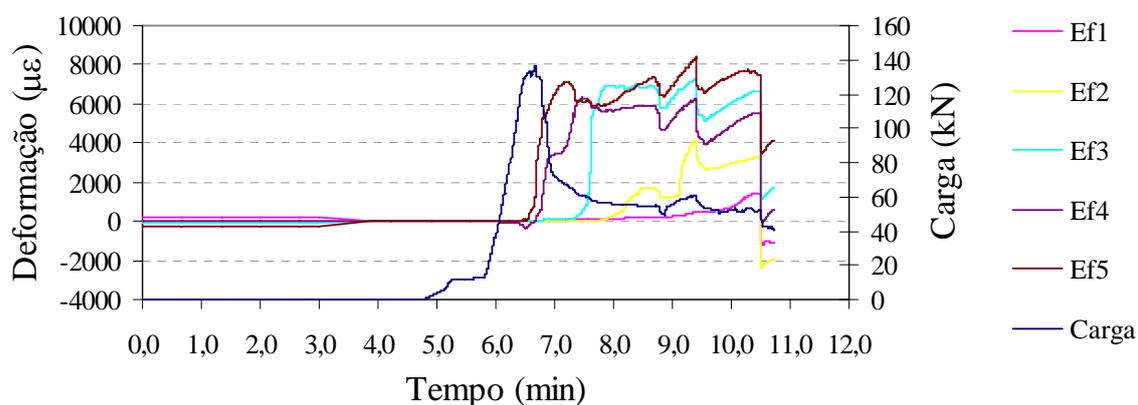


Figura A3.11: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V200CTA

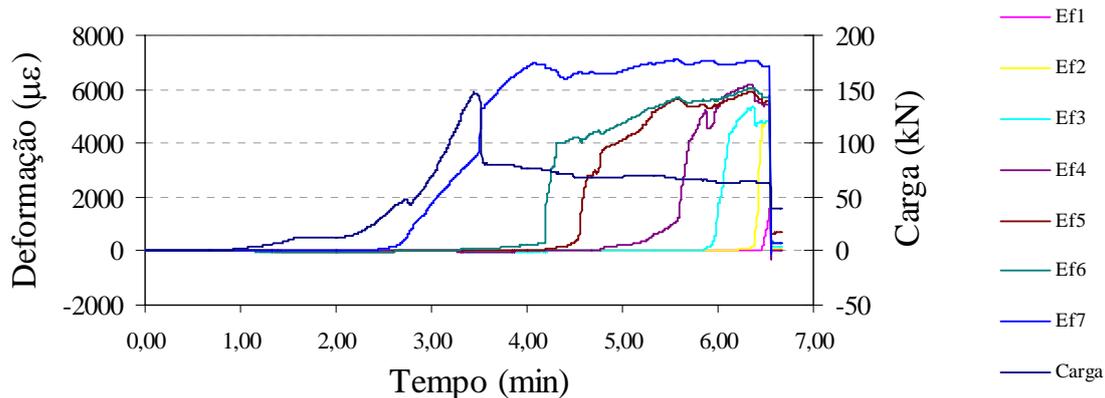


Figura A3.12: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C300CL

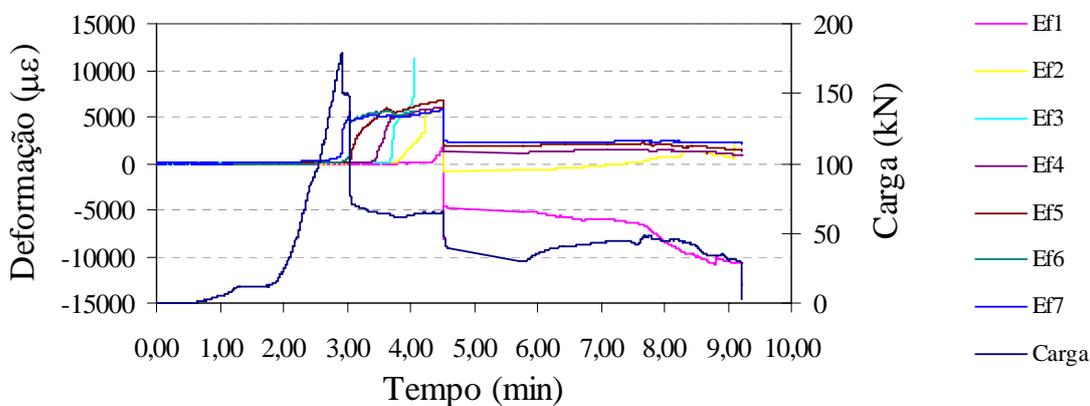


Figura A3.13: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_C300CTA

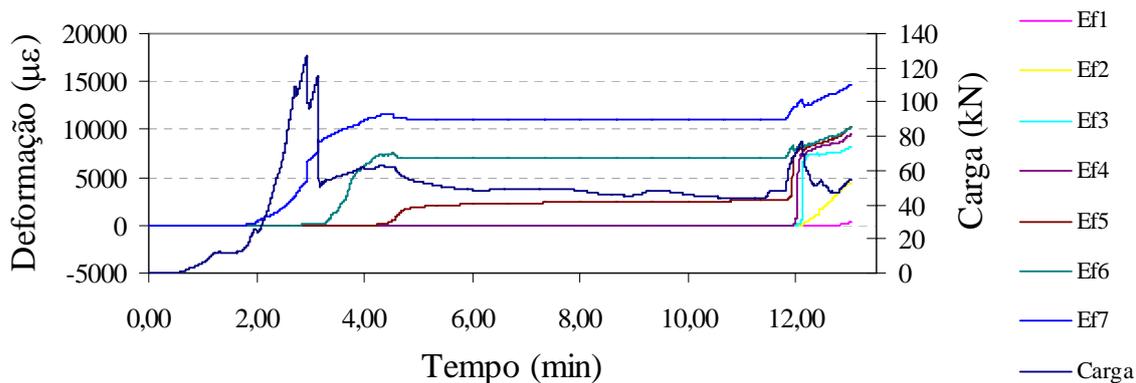


Figura A3.14: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V300CLA

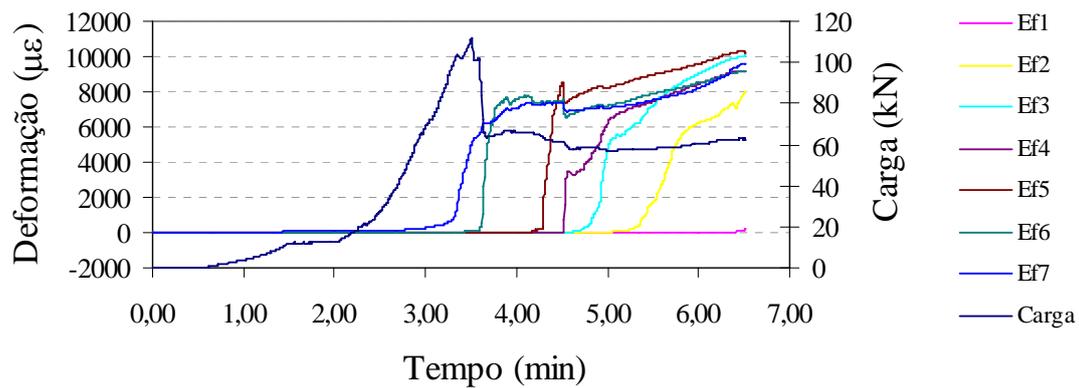


Figura A3.15: evolução do carregamento e deformações ao longo do tempo para o protótipo C50_V300CT