

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**

**CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS  
COM COMPOSTOS DE FIBRAS DE CARBONO:  
AVALIAÇÃO DE CRITÉRIOS DE PROJETO**

**LUIS CÉSAR SIQUEIRA DE LUCA**

**Florianópolis-SC, 2006**

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

**CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS  
COM COMPOSTOS DE FIBRAS DE CARBONO:  
AVALIAÇÃO DE CRITÉRIOS DE PROJETO**

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.

**LUIS CÉSAR SIQUEIRA DE LUCA**

**Florianópolis, Novembro de 2006**

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

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

Dissertação defendida e aprovada em 27/11/2006 pela comissão examinadora

---

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. – Orientador – Moderador - UFSC

---

Prof<sup>a</sup> Henriette Lebre La Rovere, Ph.D. - UFSC

---

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph. D. - UFSC

---

Prof. Américo Campos Filho, Dr. - UFRGS

---

Prof. Glicério Triches, Dr. – Coordenador do PPGEC - UFSC

*À minha querida esposa Lilian,  
que me incentivou e apoiou em todos os  
momentos, compreendeu minha ausência,  
tornando possível a realização desta  
conquista.*

## AGRADECIMENTOS

À Deus, que sempre me protege.

Aos meus pais, pela vida e por me oportunizarem formação pessoal e profissional.

À minha querida esposa, Lílian, pela paciência, compreensão, amor e incentivo.

À toda a minha família, que de maneira indireta me apoiou neste curso.

Ao meu orientador, Professor Ivo José Padaratz, pelo apoio e colaboração para a realização deste trabalho, bem como pela amizade iniciada neste período de estudo.

À todos os professores do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, que compartilharam seus conhecimentos em suas inesquecíveis aulas.

Ao engenheiro civil Nelson Thales L. de Luca, meu pai, por me disponibilizar todo seu acervo bibliográfico.

À doutoranda Nara Villanova Menon, por colocar-me à disposição toda sua bibliografia sobre o assunto.

Ao engenheiro Antonio Carmona Filho, por me disponibilizar obras de seu acervo bibliográfico.

Ao professor Armando Edson Garcia e à advogada Lígia Franco de Brito, pelo auxílio na revisão do texto.

Ao acadêmico de engenharia Leandro Franco de Brito, pelo auxílio na parte gráfica.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>XIII</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>XVII</b>
<b>LISTA DE QUADROS.....</b>	<b>XXII</b>
<b>LISTA DE GRÁFICOS .....</b>	<b>XXIII</b>
<b>NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA .....</b>	<b>XXVII</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>XXXII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XXXIII</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 OBJETIVO GERAL .....	2
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO .....	3
<b>2 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC).....</b>	<b>5</b>
2.1 HISTÓRICO.....	5
2.2 COMPOSIÇÃO .....	8
2.2.1 Resinas .....	10
2.2.2 Fibras.....	11
2.2.2.1 Propriedades físicas das fibras de carbono.....	11
2.2.2.2 Principais características mecânicas.....	12
2.3 SISTEMA DE APLICAÇÃO .....	14
2.3.1 Recuperação e preparação da superfície receptora .....	14
2.3.2 Aplicação do sistema composto .....	16
2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS PRFC .....	18
<b>3 CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....</b>	<b>22</b>
3.1 PRELIMINARES .....	22
3.2 FORMULAÇÕES DO ESFORÇO DE CISALHAMENTO .....	23
3.2.1 Estádio I .....	23

3.2.2	Estádio II .....	26
3.3	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE SEM ARMADURA TRANSVERSAL .....	28
3.4	MODOS DE RUPTURA POR FORÇA CORTANTE .....	30
3.4.1	Cortante-Tração Diagonal.....	31
3.4.2	Força Cortante-Compressão.....	31
3.4.3	Diagonais Comprimidas.....	31
3.4.4	Falha de Ancoragem .....	32
3.4.5	Ruptura por Puncionamento.....	33
3.5	CLASSIFICAÇÃO DAS VIGAS COM RELAÇÃO AO FATOR VÃO DE CISALHAMENTO X ALTURA ÚTIL (A/D).....	34
3.6	FATORES QUE INFLUENCIAM A CAPACIDADE RESISTENTE AO CISALHAMENTO DE UMA VIGA .....	38
3.6.1	Tipo de Carregamento e Posição da Carga.....	39
3.6.2	Tipo de Introdução da Carga.....	40
3.6.2.1	Cargas penduradas na parte inferior .....	41
3.6.3	Influência da Armadura Longitudinal.....	41
3.6.4	Influência da Forma da Seção Transversal e da Taxa de Armadura Transversal.....	42
3.6.5	Influência da Altura Total da Viga .....	44
3.7	ANALOGIA CLÁSSICA DE TRELIÇA.....	44
3.8	ANALOGIA DE TRELIÇA GENERALIZADA .....	47
<b>4</b>	<b>PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS .....</b>	<b>50</b>
4.1	MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS.....	53
4.1.1	Método de avaliação dos critérios de projeto da resistência ao cisalhamento da viga de concreto armado.....	53
4.1.2	Método de avaliação dos critérios de projeto da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRFC, (MÉTODO I).	

4.1.3	Método de avaliação dos critérios de projeto da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRFC, (MÉTODO II).	55
4.2	SIMPLIFICAÇÕES ADOTADAS.....	57
<b>5</b>	<b>CRITÉRIOS DE PROJETOS PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS COM PRFC. ....</b>	<b>58</b>
5.1	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....	58
5.1.1	Critério da ABNT NBR 6118 (2003).....	60
5.1.1.1	Considerações gerais para os dois modelos .....	60
5.1.1.2	Modelo de cálculo I.....	64
5.1.1.3	Modelo de Cálculo II.....	66
5.1.2	Critério do ACI 318 (1995).....	68
5.1.3	Critério do CEB-FIP MC(1990) .....	69
5.1.4	Critério do EUROCODE 2 (1991).....	71
5.1.4.1	Considerações gerais para os dois modelos .....	71
5.1.4.2	Método Padrão (MP).....	73
5.1.4.3	Método das Bielas com Inclinação Variável (MBIV).....	73
5.1.5	Critério Proposto por ZSUTTY (1968).....	73
5.2	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA REFORÇO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC).....	74
5.2.1	Critério do ACI (2002).....	77
5.2.2	Critério da FIB (2001).....	80
5.2.3	Critério proposto por CHENG & TENG (2001).....	81
5.2.4	Critério proposto por TRIANTAFILLOU (1998) .....	83
5.2.5	Critério proposto por KHALIFA et al. (1998).....	84
<b>6</b>	<b>EXPERIMENTOS E AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO .....</b>	<b>87</b>
6.1	PRELIMINARES.....	87
6.2	EXPERIMENTOS NACIONAIS.....	89
6.2.1	Experimento de BEBER (2003).....	90



6.2.1.1	Apresentação do experimento .....	90
6.2.1.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	93
6.2.1.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	94
6.2.2	Experimento de ARAÚJO, A. S. (2002).....	99
6.2.2.1	Apresentação do experimento .....	99
6.2.2.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	101
6.2.2.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	103
6.2.3	Experimento de SILVA FILHO (2001).....	106
6.2.3.1	Apresentação do experimento .....	106
6.2.3.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	109
6.2.3.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ).....	110
6.2.4	Experimento de SALLES NETO (2000).....	113
6.2.4.1	Apresentação do experimento .....	113
6.2.4.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	116
6.2.4.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	117
6.2.5	Experimento de GALVEZ (2003).....	119
6.2.5.1	Apresentação do experimento .....	119
6.2.5.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	122
6.2.5.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	123
6.2.6	Experimento de GALLARDO (2002).....	126

6.2.6.1	Apresentação do experimento .....	126
6.2.6.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	128
6.2.6.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	129
6.2.7	Experimento de DALCANAL (2002).....	131
6.2.7.1	Apresentação do experimento .....	131
6.2.7.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	133
6.2.7.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	134
6.3	EXPERIMENTOS ESTRANGEIROS.....	137
6.3.1	Experimento de KHALIFA & NANNI (2000).....	137
6.3.1.1	Apresentação do experimento .....	137
6.3.1.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	139
6.3.1.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	140
6.3.2	Experimento de NANNI et al.(1999).....	143
6.3.2.1	Apresentação do experimento .....	143
6.3.2.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	144
6.3.2.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	145
6.3.3	Experimento de DIAS & BARROS (2002).....	147
6.3.3.1	Apresentação do experimento .....	147
6.3.3.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	150
6.3.3.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	151

6.3.4	Experimento de NORRIS (1997).....	154
6.3.4.1	Apresentação do experimento .....	154
6.3.4.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	156
6.3.4.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ) .....	156
6.3.5	Experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001) .....	159
6.3.5.1	Apresentação do experimento .....	159
6.3.5.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	161
6.3.5.3	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ).....	162
6.4	COMPILAÇÃO DA AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO.....	165
6.4.1	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ ).....	165
6.4.2	Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ ).....	166
6.4.2.1	Quanto à seção transversal .....	167
6.4.2.2	Quanto à razão $a/d$ .....	169
6.4.2.3	Quanto ao vão teórico.....	171
6.4.2.4	Quanto à armadura transversal .....	173
6.4.2.5	Quanto à configuração do reforço .....	175
6.4.2.5.1	Para reforço apenas nas laterais.....	175
6.4.2.5.2	Para reforço executado em forma de “U”.....	177
6.4.2.5.3	Para reforço em forma de “L” .....	178
6.4.2.5.4	Para reforço executado com envolvimento completo .....	179
6.4.2.6	Quanto à angulação das fibras.....	181
6.4.2.7	Quanto à continuidade ou não do reforço.....	185
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS.....</b>	<b>189</b>

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	189
7.2 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS .....	192
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>193</b>
<b>APÊNDICE .....</b>	<b>200</b>
A. TABELAS GERADORAS DOS GRÁFICOS DE VARIAÇÃO DAS RAZÕES DAS VIGAS REFORÇADAS PELOS PESQUISADORES.....	200
B. TABELAS COM RAZÕES MÉDIAS DE COMPARAÇÃO DIVIDIDAS POR PARÂMETROS .....	210
C. DETALHAMENTO DE OUTROS EXPERIMENTOS PESQUISADOS .....	218

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Pilar rompido após abalo sísmico (MACHADO, 2002).....	5
Figura 2.2 – Tower Bridge ( <a href="http://qualitywallpapers.x-istence.com/Nature,">http://qualitywallpapers.x-istence.com/Nature,</a> 12/12/2005) .....	6
Figura 2.3 – Viaduto Santa Tereza (MACHADO, 2002).....	7
Figura 2.4 – Grande Hotel Araxá ( <a href="http://www.classhotels.com.br">http://www.classhotels.com.br</a> , 12/12/2005) .....	7
Figura 2.5 – Recuperação da Ponte de acesso ao Peneiramento P22 da Mina de Conceição (MACHADO, 2002) .....	8
Figura 2.6 – Reforço do Viaduto Sobre a BR-040 na via de acesso ao BH Shopping (MACHADO, 2002) .....	8
Figura 2.7 – Indicação das diversas camadas de resina após a sua aplicação (MACHADO, 2006) .....	11
Figura 2.8 – Seção transversal das fibras de carbono ( <a href="http://www.carbonfiber.gr.jp/english/tanso/01.html">http://www.carbonfiber.gr.jp/english/tanso/01.html</a> , 20/12/2005).....	11
Figura 2.9 – Gráfico comparativo da relação tensão-deformação de vários tipos de fibras e o aço (MATTHYS, 2000) .....	13
Figura 2.10 – Tratamento de armaduras com corrosão pertencente a superfície que recebera o composto (MACHADO, 2002) .....	14
Figura 2.11 – Injeção de epóxi em trincas e fissuras com abertura superior a 0,3 mm (MACHADO, 2002) .....	15
Figura 2.12 – Limpeza da superfície e abertura de poros com elementos abrasivos (MACHADO, 2002) .....	15
Figura 2.13 – Boleamento das arestas do elemento estrutural (MACHADO, 2002)...	15
Figura 2.14 – Aplicação do imprimador primário (Primer) (MACHADO, 2002).....	16
Figura 2.15 – Aplicação do regularizador de superfície (MACHADO, 2002).....	16
Figura 2.16 – Corte das fibras de carbono (MACHADO, 2002).....	17
Figura 2.17 – Aplicação da resina de saturação na fibra de carbono (MACHADO, 2002) .....	17
Figura 2.18 – Aplicação do composto no elemento estrutural (MACHADO, 2002)...	17

Figura 2.19 – Aplicação da segunda camada de imprimação (MACHADO, 2002)....	18
Figura 3.1 – Direção e sentido das tensões formando um arco (PFEIL, 1975). .....	22
Figura 3.2 – Seção da viga com indicação dos esforços solicitantes resistentes (SÜSSEKIND, 1985).....	23
Figura 3.3 – Seção transversal com diagrama das tensões normais (SÜSSEKIND, 1985) .....	25
Figura 3.4 – Seção transversal, Diagrama das Tensões Tangenciais e Produto $\tau.b$ ( SÜSSEKIND, 1985).....	27
Figura 3.5 – Efeito de Pino ( O’BRIEN & DIXON, 1994).....	28
Figura 3.6 – Engrenamento dos agregados ( O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	29
Figura 3.7 – Resistência do Concreto não fissurado ( O’BRIEN & DIXON, 1994) ...	29
Figura 3.8 – Efeito de Arco ( O’BRIEN & DIXON, 1994).....	30
Figura 3.9 – Efeitos que compõem a parcela $V_c$ (O’BRIEN & DIXON, 1994).....	30
Figura 3.10 – Ruptura por força cortante-tração diagonal (MÖRSCH, 1959).....	31
Figura 3.11 – Ruptura por força cortante-ancoragem (MÖRSCH, 1959).....	32
Figura 3.12 – Modos de ruptura por esforço cortante ( LEONHARDT & MÖNNING, 1977) .....	33
Figura 3.13 – Ruptura por punção (O’BRIEN & DIXON, 1994).....	33
Figura 3.14 – Indicação do vão de cisalhamento (O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	34
Figura 3.15 – Ruptura <i>tipo viga-parede</i> (O’BRIEN & DIXON, 1994).....	35
Figura 3.16 – Modelo de bielas e tirantes em vigas-parede (O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	35
Figura 3.17 – Região de ancoragem de barras com extremidades dobradas (O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	35
Figura 3.18 – Ruptura <i>tipo esforço cortante-aderência</i> ( O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	36
Figura 3.19 – Ruptura <i>tipo pino</i> (O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	36
Figura 3.20 – Ruptura <i>tipo cortante-compressão</i> (O’BRIEN & DIXON, 1994).....	37
Figura 3.21 – Fissuras de cortante-flexão ( O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	37
Figura 3.22 – Ruptura por flexão (O’BRIEN & DIXON, 1994) .....	38

Figura 3.23 – Categorias e seus principais modos de ruptura (O’BRIEN & DIXON, 1994). .....	38
Figura 3.24 – Comparação da resistência ao esforço cortante entre cargas concentradas e distribuídas .....	39
Figura 3.25 – Momento de ruptura <i>versus</i> relação momento-força cortante .....	40
Figura 3.26 – Comportamento estrutural de vigas de seção retangular (LEONHARDT & MÖNNING, 1977).....	42
Figura 3.27- Comportamento estrutural de vigas de seção T ( LEONHARDT & MÖNNING, 1977).....	42
Figura 3.28 – Tensão nos estribos com a variação da relação $b_f / b_w$ (LEONHARDT & MÖNNING, 1977).....	43
Figura 3.29 - Treliça clássica.....	45
Figura 3.30 - Treliça generalizada.....	48
Figura 4.1 – Critérios de projeto: das normas e dos pesquisadores. ....	51
Figura 4.2 – Experimentos realizados por pesquisadores nacionais e estrangeiros. ....	52
Figura 4.3 – Representação esquemática do método de avaliação das resistências do “concreto” e da armadura.....	54
Figura 4.4 – Representação esquemática do método I de avaliação da resistência do reforço. ....	55
Figura 4.5 - Representação esquemática do método II de avaliação da resistência do reforço. ....	56
Figura 5.1– Elementos geométricos da seção e armadura transversal. ....	59
Figura 5.2 – Ilustração da biela comprimida. ....	61
Figura 5.3 – Configurações clássicas de reforço.....	75
Figura 5.4 – Configuração de reforço em forma de “L” .....	75
Figura 5.5 – Detalhe do comprimento de ancoragem .....	76
Figura 5.6– Elementos geométricos do reforço com PRFC.....	76
Figura 6.1 – Esquema geral do carregamento e dos diagramas. ....	87
Figura 6.2 – Detalhe do cobrimento e espaçamento vertical. ....	88
Figura 6.3 – Divisão dos experimentos nacionais entre as diversas universidades. ....	89

Figura 6.4 – Armadura das vigas do Grupo C dos Experimento de BEBER (2003)....	90
Figura 6.5 – Armadura das vigas do experimento de ARAÚJO,A.S.(2002) .....	99
Figura 6.6 – Armadura das vigas do experimento de SILVA FILHO (2001) .....	106
Figura 6.7– Armadura das vigas do experimento de SALLES NETO (2000).....	113
Figura 6.8– Armadura das vigas do experimento de GALVEZ (2003).....	120
Figura 6.9 – Armadura das vigas do experimento de GALLARDO (2002).....	126
Figura 6.10 – Armadura das vigas do experimento de DALCANAL (2002).....	132
Figura 6.11 – Divisão dos experimentos estrangeiros entre as diversas universidades. .....	137
Figura 6.12 – Armadura das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2000)	138
Figura 6.13 – Armadura das vigas do experimento de NANNI <i>et al.</i> (1999) .....	143
Figura 6.14– Armadura das vigas do experimento de DIAS & BARROS (2002).....	148
Figura 6.15 – Armadura das vigas do experimento de NORRIS (1997) .....	154
Figura 6.16– Armadura das vigas do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001) .....	159



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais características de alguns tipos de fibras de carbono - I.....	13
Tabela 2.2 – Principais características de alguns tipos de fibras de carbono - II.....	13
Tabela 6.1 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por BEBER. ....	92
Tabela 6.2 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de BEBER (2003). ....	93
Tabela 6.3 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de BEBER. ....	94
Tabela 6.4 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de BEBER (2003), Método I. ....	97
Tabela 6.5 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de BEBER (2003), Método II. ....	98
Tabela 6.6 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por ARAÚJO, A.S.(2002). ....	101
Tabela 6.7 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de ARAÚJO, A.S.(2002). ....	101
Tabela 6.8 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de ARAÚJO, A.S.(2002) ....	102
Tabela 6.9 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de ARAÚJO, A. S. (2002), Método I. ....	104
Tabela 6.10 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de ARAÚJO, A. S. (2002), Método II. ....	106
Tabela 6.11 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por SILVA FILHO (2001). ....	108
Tabela 6.12 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de SILVA FILHO(2001). ....	109
Tabela 6.13 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de SILVA FILHO (2001). ....	109

Tabela 6.14 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SILVA FILHO (2001), Método I. ....	111
Tabela 6.15 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SILVA FILHO (2001), Método II. ....	113
Tabela 6.16 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por SALLES NETO (2000). ....	115
Tabela 6.17 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de SALLES NETO (2000). ....	115
Tabela 6.18 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de SALLES NETO, (2000). ....	116
Tabela 6.19 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SALLES NETO (2000), Método I. ....	118
Tabela 6.20 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SALLES NETO (2000), Método II. ....	119
Tabela 6.21 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por GALVEZ (2003). ....	121
Tabela 6.22 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de GALVEZ (2003) ....	122
Tabela 6.23 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de GALVEZ (2003). ....	122
Tabela 6.24 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALVEZ (2003), Método I. ....	124
Tabela 6.25 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALVEZ (2003), Método II. ....	125
Tabela 6.26 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por GALLARDO (2002). ....	127
Tabela 6.27 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de GALLARDO (2002). ....	128
Tabela 6.28 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de GALLARDO (2002). ....	128

Tabela 6.29 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALLARDO (2002), Método I.....	130
Tabela 6.30 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALLARDO (2002), Método II.....	131
Tabela 6.31 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por DALCANAL (2002).....	133
Tabela 6.32 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de DALCANAL (2002).....	133
Tabela 6.33 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de DALCANAL (2002).....	134
Tabela 6.34 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DALCANAL (2002), Método I.....	135
Tabela 6.35 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DALCANAL (2002), Método II.....	137
Tabela 6.36 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por KHALIFA & NANNI (2000).....	139
Tabela 6.37 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2000).....	139
Tabela 6.38 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de KHALIFA & NANNI (2000).....	140
Tabela 6.39 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de KHALIFA & NANNI (2000), Método I.....	141
Tabela 6.40 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de KHALIFA & NANNI (2000), Método II.....	142
Tabela 6.41 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por NANNI <i>et al.</i> (1999).....	144
Tabela 6.42 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de NANNI <i>et al.</i> (1999).....	144
Tabela 6.43 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de NANNI <i>et al.</i> (1999).....	145

Tabela 6.44 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NANNI (1999), Método I.....	146
Tabela 6.45 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NANNI (1999), Método II.....	147
Tabela 6.46 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por DIAS & BARROS (2002).....	150
Tabela 6.47 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de DIAS & BARROS (2002).....	150
Tabela 6.48 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de DIAS & BARROS (2002).....	151
Tabela 6.49 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DIAS & BARROS (2002), Método I.....	153
Tabela 6.50 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DIAS & BARROS (2002), Método II.....	154
Tabela 6.51 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por NORRIS (1997).....	155
Tabela 6.52 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de NORRIS (1997).....	155
Tabela 6.53 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de NORRIS (1997).....	156
Tabela 6.54 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NORRIS (1997), Método I.....	157
Tabela 6.55 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NORRIS (1997), Método II.....	159
Tabela 6.56 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001).....	161
Tabela 6.57 – Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001).....	161
Tabela 6.58 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001).....	162

Tabela 6.59 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001), Método I.....	163
Tabela 6.60 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001), Método II.....	164
Tabela 6.61 – Razões de comparação das vigas de referência para cada critério de projeto . .....	166

## LISTA DE QUADROS

Quadro 6.1 – Representação esquemática das vigas reforçadas por BEBER (2003) ...	90
Quadro 6.2 – Representação esquemática das vigas reforçadas por ARAÚJO, A.S. (2002) .....	99
Quadro 6.3 – Representação esquemática das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001) .....	107
Quadro 6.4 – Representação esquemática das vigas reforçadas por SALLES NETO (2000) .....	114
Quadro 6.5 – Representação esquemática das vigas reforçadas por GALVEZ (2003) .....	120
Quadro 6.6 – Representação esquemática das vigas reforçadas por GALLARDO (2002) .....	126
Quadro 6.7 – Representação esquemática das vigas reforçadas por DALCANAL (2002) .....	132
Quadro 6.8 – Representação esquemática das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000) .....	138
Quadro 6.9 – Representação esquemática das vigas reforçadas por NANNI <i>et al.</i> (1999) .....	143
Quadro 6.10 – Representação esquemática das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002) .....	149
Quadro 6.11 – Representação esquemática das vigas reforçadas por NORRIS (1997) .....	155
Quadro 6.12– Representação esquemática das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001) (vista lateral e seção transversal) .....	159
Quadro 6.12– Representação esquemática das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001) (vista lateral e seção transversal) .....	160
Quadro 7.1 – Resumo dos critérios de projeto juntamente com os parâmetros avaliados .....	191

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 – Variação da parcela $V_{c1}$ com relação a solicitação $V_{sd}$ .....	67
Gráfico 6.1 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por BEBER (2003), MÉTODO I.....	96
Gráfico 6.2 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Beber (2003), MÉTODO II. ....	98
Gráfico 6.3– Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por ARAÚJO, A.S. (2002), MÉTODO I. ....	104
Gráfico 6.4 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por ARAÚJO, A. S. (2003), Método II.....	105
Gráfico 6.5 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001), MÉTODO I.....	111
Gráfico 6.6 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001), MÉTODO II. ....	112
Gráfico 6.7 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SALLES NETO (2000), Método I.....	117
Gráfico 6.8 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SALLES NETO (2000), MÉTODO II.....	119
Gráfico 6.9 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2003), MÉTODO I.....	124
Gráfico 6.10 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2003), MÉTODO II. ....	125
Gráfico 6.11 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALLARDO (2002), MÉTODO I.....	129
Gráfico 6.12 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALLARDO (2002), MÉTODO II. ....	131
Gráfico 6.13 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DALCANAL (2002), MÉTODO I.....	135

Gráfico 6.14– Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DALCANAL (2002), MÉTODO II. ....	136
Gráfico 6.15 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000), Método I.....	141
Gráfico 6.16 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000), Método II. ....	142
Gráfico 6.17 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NANNI <i>et al.</i> (1999), Método I. ....	146
Gráfico 6.18 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NANNI (1999), MÉTODO II. ....	147
Gráfico 6.19 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002), Método I. ....	152
Gráfico 6.20 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002), Método II.....	153
Gráfico 6.21 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NORRIS (1997), MÉTODO I.....	157
Gráfico 6.22 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NORRIS (1997), Método II.....	158
Gráfico 6.23 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001), MÉTODO I. ....	163
Gráfico 6.24 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001), MÉTODO II.....	164
Gráfico 6.25- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o tipo da seção transversal, MÉTODO I. ....	167
Gráfico 6.26- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o tipo da seção transversal, MÉTODO I. ....	168
Gráfico 6.27- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o tipo da seção transversal, MÉTODO I.....	169
Gráfico 6.28- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando a relação a/d, MÉTODO I. ....	170



Gráfico 6.29- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando a relação a/d, MÉTODO I.....	170
Gráfico 6.30- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando a relação a/d, MÉTODO I.....	171
Gráfico 6.31- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o vão teórico ( <i>l</i> ), MÉTODO I.....	172
Gráfico 6.32- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o vão teórico ( <i>l</i> ), MÉTODO I.....	172
Gráfico 6.33- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o vão teórico ( <i>l</i> ), MÉTODO I.....	173
Gráfico 6.34- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando a existência de armadura transversal, MÉTODO I.....	174
Gráfico 6.35- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando a existência de armadura transversal, MÉTODO I.....	174
Gráfico 6.36- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando a existência de armadura transversal, MÉTODO I.....	175
Gráfico 6.37- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o reforço apenas nas laterais, MÉTODO I.....	176
Gráfico 6.38- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o reforço apenas nas laterais, MÉTODO I.....	176
Gráfico 6.39- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço apenas nas laterais, MÉTODO I.....	177
Gráfico 6.40- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço em U, MÉTODO I.....	178
Gráfico 6.41- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço em L, MÉTODO I.....	178
Gráfico 6.42- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o envolvimento Completo da Seção, MÉTODO I.....	179
Gráfico 6.43- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o envolvimento Completo da Seção, MÉTODO I.....	180

Gráfico 6.44- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o envolvimento Completo da Seção, MÉTODO I.....	180
Gráfico 6.45- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o ângulo do reforço igual a 90°, MÉTODO I.....	181
Gráfico 6.46- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o ângulo do reforço diferente de 90°, MÉTODO I. ....	182
Gráfico 6.47- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o ângulo do reforço igual a 90°, MÉTODO I.....	183
Gráfico 6.48- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o ângulo do reforço diferente de 90°, MÉTODO I. ....	183
Gráfico 6.49- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o ângulo do reforço igual a 90°, MÉTODO I. ....	184
Gráfico 6.50- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o ângulo do reforço diferente de 90°, MÉTODO I.....	184
Gráfico 6.51- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o reforço em tiras, MÉTODO I.....	185
Gráfico 6.52- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o reforço contínuo, MÉTODO I.....	186
Gráfico 6.53- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o reforço em tiras, MÉTODO I.....	186
Gráfico 6.54- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o reforço contínuo, MÉTODO I.....	187
Gráfico 6.55- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço em tiras, MÉTODO I.....	187
Gráfico 6.56- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço contínuo, MÉTODO I. ....	188

## NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA

### LETRAS MINUSCULAS

- a – vão de cisalhamento
- b – largura da alma da viga
- $b_f$  – largura da mesa de vigas com seção Tê
- $b_w$  – largura mínima da seção ao longo da altura útil
- $b_0$  – largura da alma da viga na altura da linha neutra
- c – cobrimento das armaduras
- d – altura útil da viga
- $d_f$  – altura útil do composto
- $d_{fi}$  – distância da face comprimida até a base do composto
- $d_{fs}$  – distância da face comprimida até o topo do composto
- $e_v$  – espaçamento vertical entre as armaduras longitudinais
- $f_c$  – valor médio de resistência à compressão do concreto obtido nos ensaios experimentais
- $f'_c$  – tensão específica à compressão do concreto
- $f_{cd}$  – resistência à compressão do concreto, valor de cálculo
- $f_{cd2}$  – resistência média de cálculo à compressão do concreto para a zona subarmada
- $f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto
- $f_{ctd}$  – resistência à tração do concreto, valor de cálculo
- $f_{ctk}$  – tensão de ruptura característica do concreto à tração simples
- $f_{ctk,inf}$  – resistência à tração do concreto, valor inferior
- $f_{ctm}$  – resistência à tração do concreto, valor médio
- $f_f$  – tensão última de ruptura do composto
- $f_{fe}$  – tensão efetiva atuante no composto

- $f_y$  – tensão de tração experimental do aço  
 $f_{ym}$  – tensão de tração experimental média do aço  
 $f_{yd}$  – tensão de escoamento de aço, valor de cálculo  
 $f_{yk}$  – tensão característica de escoamento do aço  
 $f_{ywd}$  – tensão na armadura transversal passiva, valor de cálculo  
 $h$  – altura da viga  
 $h_f$  – altura do reforço  
 $h_{fe}$  – altura efetiva do reforço  
 $l$  – vão livre teórico  
 $l_e$  – comprimento de ancoragem efetivo  
 $k_1$  – coeficiente de modificação, função da resistência do concreto  
 $k_2$  – coeficiente de modificação, função da configuração do reforço  
 $m_0$  – momento estático da área acima da linha neutra e em relação à mesma  
 $m_1$  – momento estático da área entre  $y_c$  e  $y_s$  em relação ao eixo C - C  
 $n$  – número de camadas do reforço  
 $s$  – espaçamento entre os estribos  
 $s_f$  – espaçamento entre as tiras de reforço  
 $t_f$  – espessura do composto de carbono  
 $y_s$  – altura do composto superior a partir da Linha Neutra  
 $y_c$  – altura do composto C-C a partir da Linha Neutra  
 $z$  – braço de alavanca entre a resultante do concreto comprimido e a armadura tracionada  
 $w_f$  – largura das tiras do reforço

#### LETRAS MAIÚSCULAS

- $A$  – área da seção transversal da viga  
 $A_f$  – área da seção transversal do composto

- $A_1$  – área da seção acima do composto C-C
- $A_s$  – área da seção da armadura tracionada
- $A_{sw}$  – área da seção da armadura transversal
- $D$  – resultante das tensões normais de tração
- $E_s$  – módulo de elasticidade do aço dos estribos
- $E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto
- $J$  – momento de inércia da área da seção transversal em relação à linha neutra
- $K$  – coeficiente em função da distribuição da armadura longitudinal ao longo do vão
- $L_{max}$  – comprimento máximo do composto
- $M$  – momento fletor
- $M_d$  – momento fletor de cálculo
- $M_{Sd,max}$  – momento fletor de cálculo máximo no trecho de análise
- $N'$  – Força normal
- $N$  – número de barras longitudinais tracionadas
- $P_{u(exp.)}^{Ref.}$  – carga última experimental das vigas de referência
- $P_{u(exp.)}$  – carga última experimental das vigas reforçadas
- $R_{cc}$  – força resultante no banzo comprimido da treliça
- $R_{c\theta}$  – força resultante na biela comprimida
- $R_{st}$  – força resultante no banzo tracionado da treliça
- $R_{swt}$  – força resultante nas diagonais tracionadas da treliça
- $T_g$  – temperatura de transição vítrea
- $V$  – força cortante
- $V_c$  – força cortante resistente devido ao concreto
- $V_{c1}$  – força cortante resistida devido ao concreto (modelo II)
- $V_{cnf}$  – força cortante resistida pelo concreto não fissurado
- $V_{cr}$  – força cortante correspondente à fissura diagonal
- $V_d$  – força cortante, valor de cálculo

- $V_{ep}$  – força cortante resistida pelo efeito de pino  
 $V_f$  – força cortante resistente devido ao reforço com PRFC  
 $V_{ia}$  – força cortante resistido pelo engrenamento dos agregados  
 $V_n$  – resistência nominal à força cortante  
 $V_{u(exp.)}$  – força cortante última experimental  
 $V_r$  – força cortante resistente da viga reforçada  
 $V_{Rd2}$  – força cortante resistente de cálculo nas bielas comprimidas de concreto  
 $V_{Rd3}$  – força cortante resistente de cálculo da diagonal tracionada  
 $V_{sd}$  – força cortante solicitante de cálculo  
 $V_{sw}$  – força cortante resistente devido à armadura transversal

#### LETRAS GREGAS

- $\alpha$  – ângulo de inclinação da armadura transversal com relação ao eixo da viga  
 $\alpha_L$  – coeficiente de dilatação térmica longitudinal  
 $\alpha_T$  – coeficiente de dilatação térmica transversal  
 $\alpha_{v2}$  – coeficiente de efetividade  
 $\beta$  – ângulo do composto com relação ao eixo longitudinal da viga  
 $\beta_l$  – coeficiente de largura do reforço  
 $\beta_w$  – coeficiente de comprimento de ancoragem  
 $\gamma_c$  – coeficiente de minoração da resistência do concreto  
 $\gamma_f$  – coeficiente de minoração das solicitações  
 $\varepsilon_{fu}$  – deformação específica última do composto  
 $\varepsilon_{fe}$  – deformação específica efetiva experimental  
 $\theta$  – ângulo da biela de concreto comprimida com relação ao eixo da viga  
 $\lambda$  – fator entre o comprimento máximo do composto e o comprimento de ancoragem efetivo  
 $v$  – coeficiente de eficácia

- $\rho_{lm}$  – menor taxa de armadura longitudinal de tração
- $\rho_l$  – taxa geométrica de armadura tracionada
- $\rho_f$  – taxa geométrica do reforço
- $\rho_w$  – taxa geométrica da armadura transversal
- $\sigma$  – tensão normal
- $\sigma_{c\theta}$  – tensão de compressão do concreto na direção  $\theta$
- $\sigma_{e,estr}$  – tensão de escoamento dos estribos
- $\sigma_{f,max}$  – tensão máxima no composto
- $\sigma_{si}$  – tensão de tração da armadura
- $\tau$  – tensão de cisalhamento
- $\tau_d$  – tensão de cisalhamento, valor de cálculo
- $\tau_{rd}$  – tensão de referência para cálculo da força cortante resistente
- $\tau_0$  – tensão de cisalhamento na linha neutra
- $\tau_{0d}$  – tensão de cisalhamento, valor de cálculo na linha neutra
- $\Phi_t$  – diâmetro da armadura transversal
- $\Phi_l$  – diâmetro da armadura longitudinal
- $\kappa_v$  – coeficiente de redução de aderência

## RESUMO

**DE LUCA, L. C. S. (2006).** *Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compostos de Fibras de Carbono: Avaliação de Critérios de Projeto*. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

**Orientador: Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.**

Este trabalho avalia os critérios de projeto do cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas com **Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC)**, propostos em diversas normas e por vários pesquisadores, utilizando, para fins de avaliação, resultados de trabalhos experimentais nacionais e estrangeiros. Vale ressaltar que, até o momento, não há normatização no Brasil destinada ao projeto e execução de reforço de estruturas, razão pela qual, o interesse nesta área encontra um vasto campo a ser ainda explorado. Os critérios de projeto, considerados nesta dissertação, que dizem respeito à resistência do “concreto” e da armadura transversal ao cisalhamento, são apresentados em normas como NBR:6118 (2003), FIB (1999), *ACI Code* (1995), EUROCODE 2 (1991) e pelo pesquisador ZSUTTY (1968). Os critérios para cálculo da resistência do reforço com PRFC são os dispostos nas normas: ACI:440.2R (2002) e FIB-*bulletin 14* (2001) e os propostos pelos pesquisadores CHENG & TENG (2001), TRIANTAFILLOU (1998) e KHALIFA *et al.* (1998). Tais critérios são avaliados, considerando-se os resultados de diversos experimentos nacionais e estrangeiros, através de dois métodos de avaliação, denominados de métodos I e II, sendo que, ambos determinam razões de comparação. O primeiro, entre o valor da força cortante última experimental ( $V_{u(\text{exp.})}$ ) e a de avaliação ( $V_{u(\text{aval.})}$ ), e o segundo, entre o valor da força cortante experimental do reforço ( $V_{f(\text{exp.})}$ ) e a teórica resistida pelo reforço ( $V_{f(\text{critério})}$ ). Devido à heterogeneidade de parâmetros entre os experimentos, os critérios foram aplicados para cada experimento individualmente, sendo os resultados médios sumarizados. As análises realizadas apontam para a existência de uma grande quantidade de parâmetros que influenciam a resistência de vigas reforçadas, e os critérios de projeto propostos pelo ACI, FIB e pelo pesquisador TRIANTAFILLOU obtiveram valores teóricos mais próximos dos experimentais.

**Palavras-chave:** Cisalhamento, Vigas de concreto armado, Compostos de fibras de carbono, PRFC, Reforço, Critérios de projeto.



## ABSTRACT

**DE LUCA, L. C. S. (2006).** *Shear of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Composites of carbon fiber: Valuation of Design Method.* Dissertation (Master's). Post-graduation Course in Civil Engineering of the Universidade Federal de Santa Catarina.

**Orientator: Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.**

This paper evaluates the calculation criteria of the resistance to the Shear of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP), proposed in several norms and by several researchers, using, for evaluation purposes, results from national and international experimental papers. It is important to note that, up to now, there is no regulation in Brazil destined to the project and execution of structures, reason why the interest in this area finds an ample field to be explored. The project criteria, considered in this dissertation, which refer to the resistance of the “concrete” and the web reinforcement, are presented in norms such as NBR:6118 (2003), FIB (1999), *ACI Code* (1995), EUROCODE 2 (1991) and by the researcher ZSUTTI (1968). The criteria to calculate the resistance of the reinforcement with PRFC are the ones presented in the norms: ACI:440.2R (2002) and *FIB-bulletin 14* (2001), and the ones proposed by the researchers CHENG & TENG (2001), TRIANTAFILLOU (1998) and KHALIFA *et al.* (1998). Such criteria will be evaluated considering the results of different national and international experiments, through two methods of evaluation, called method I and II, both determining comparison reasons. The first compares the value of experimental last cutting force ( $V_{u(\text{exp.})}$ ) and the one of the evaluation ( $V_{u(\text{eval.})}$ ), and the second between the reinforcement experimental cutting force ( $V_{f(\text{exp.})}$ ) and the theoretical resisted by the reinforcement ( $V_{f(\text{criterion})}$ ). Due to the heterogeneity of parameters between the experiments, the criteria were applied for each experiment individually, with the average results summarized. The analyses performed point to the existence of a great quantity of parameters that influence the resistance of reinforced beams and the criteria of project proposed by the ACI, FIB and by the researcher TRIANTAFILLOU obtained theoretical values closer to the experimental.

**Key Words:** Shear, reinforced concrete beams, Composites of carbon fiber, CFRP, Reinforcement, Design Method.

## 1 INTRODUÇÃO

A temática do cisalhamento em vigas de concreto armado reforçadas com compostos de fibras de carbono, bem como a avaliação de critérios de projeto, é o foco principal deste trabalho.

O reforço de estruturas cada vez mais vem fazendo parte da Engenharia Civil. Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), os custos de reparos, reforços e substituições em estruturas, devido à deterioração e falhas nos materiais, têm se tornado parte substancial do orçamento total das construções. Por exemplo, citam que 40% do total dos recursos da construção civil em países industrialmente desenvolvidos é destinado para recuperação, reforço e manutenção das estruturas já existentes.

De acordo com SOUZA & RIPPER (1998), a necessidade dos trabalhos de reforço em uma estrutura advém de várias causas, como: correção de falhas de projeto ou de execução; aumento da capacidade portante da estrutura, para permitir modificações em seu uso; regeneração da capacidade resistente diminuída em virtude de acidentes (choques, incêndios...), desgaste ou deterioração; e modificação da concepção estrutural, como corte de uma viga, por necessidade arquitetônica ou de utilização.

MILITITSKY *et al.*(2005) discorrem sobre algumas causas já citadas, como: a alteração no uso da edificação, destacando que ela ocasiona elevação ou alteração de cargas incompatíveis com a estrutura; e ampliações e modificações não previstas no projeto original, que causam variação de carregamento nas estruturas e fundações.

BARRERA & HELENE (2003) propõem algumas técnicas de reforço, como: aumento de seção transversal das peças, com a utilização de *grouts* e armaduras, protensão externa com cordoalhas de aço, incorporação de novos elementos estruturais dentre outras. Já, CÁNOVAS (1988) relata que a técnica de reforço de estruturas com a colagem de perfis metálicos é uma das mais antigas, contudo, para se obter eficiência

deste tipo de reforço, são necessárias algumas precauções, que, na maioria dos casos, são desprezadas.

No entanto, a aplicação dos Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC) no reforço de estruturas, vem se destacando nos últimos anos. Este polímero, associado à técnica de reforço conveniente apresenta algumas vantagens como: fácil execução, redução no aumento do peso próprio e das dimensões do elemento estrutural, rápida liberação para a utilização e não sujeição à corrosão. Dentre as desvantagens deste tipo de reforço, nota-se: baixa resistência ao incêndio devido à volatilidade da resina, elevado custo relativo do reforço e, em estruturas externas, a ação dos raios ultravioletas (BEBER, 2003).

Por se tratar de material de elevado custo, o acompanhamento das pesquisas para o desenvolvimento deste método de reforço de estruturas exige expressivo investimento das instituições voltadas para seu estudo. Ressalte-se que, até o momento, não há normatização no Brasil destinada ao projeto e execução de reforço de estruturas com este tipo de material.

Já existem critérios de projeto para dimensionamento de reforços com emprego de PRFC propostos em normas internacionais e por alguns pesquisadores, porém, seus resultados podem mostrar divergências significativas quando comparados a resultados experimentais. Por isto, o interesse nesta área encontra um vasto campo a ser ainda explorado.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar os critérios de projeto para cálculo da resistência ao cisalhamento em vigas reforçadas com PRFC, utilizando para isso, resultados de experimentos realizados por pesquisadores nacionais e estrangeiros.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Destacam-se os seguintes objetivos específicos:

- i. Identificar os critérios de projeto para cálculo da resistência ao cisalhamento em vigas reforçadas com PRFC, apresentados por normas internacionais e por pesquisadores;
- ii. Levantar trabalhos experimentais nacionais e estrangeiros que empregaram o reforço ao cisalhamento com PRFC;
- iii. Aplicar os critérios de projeto aos dados dos experimentos e avaliar os resultados;
- iv. Identificar os critérios de projeto que melhor se adequaram aos resultados experimentais.

## 1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O desdobramento do presente trabalho dá-se em sete capítulos, conforme apresentado a seguir.

Além do presente capítulo, o Capítulo 2 apresenta os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), e aborda os seguintes tópicos: histórico da aplicação do polímero em construções; sua composição, pontuando tipos de resinas e fibras; sistema de aplicação, mostrando os diversos passos da sua aplicação. O capítulo finaliza destacando vantagens e desvantagens desse tipo de reforço, abordando desde a resistência à tração, até itens de durabilidade.

O Capítulo 3 faz uma abordagem sobre o cisalhamento em vigas de concreto armado destacando pontos como: formulações nos estádios I e II; mecanismos de transferência do esforço cortante em vigas sem armadura transversal; diferentes modos de ruptura devido ao esforço cortante; classificação das vigas com relação ao fator vão de cisalhamento *versus* altura útil. Este capítulo finaliza-se com a teoria da treliça clássica e generalizada.

O Capítulo 4 traz, de forma detalhada, os procedimentos metodológicos usados nesta pesquisa, abrangendo os seus diferentes passos.

No Capítulo 5, são abordados critérios de projetos da resistência ao cisalhamento de vigas sem e com reforço. Para cálculo da resistência ao esforço cortante das vigas de concreto armado ( $V_c + V_{sw}$ ) são estudados os critérios propostos pela ABNT, pelo ACI, CEB, EUROCODE e pelo pesquisador ZSUTTY. Já, para cálculo da resistência ao esforço cortante devido ao reforço externo com PRFC ( $V_f$ ), os critérios estudados são do ACI, da FIB e dos pesquisadores CHENG & TENG, TRIANTAFILLOU e KHALIFA.

O Capítulo 6 destaca os experimentos realizados por pesquisadores nacionais e estrangeiros, com detalhes de elementos como: material e configuração do reforço, tipo de seção transversal das vigas, características do concreto e aço utilizados, relação entre vão de cisalhamento e altura útil, modo de ruptura e, particularmente, a carga de ruptura. Após esses detalhamentos, são aplicados métodos de avaliação para todos os experimentos individualizados, fazendo-se as principais observações. O capítulo é coroado com uma análise sumarizada do agrupamento dos experimentos que apresentam, no mínimo, uma característica comum.

E finalizando, o Capítulo 7 tece considerações finais e apresenta possíveis sugestões para desenvolvimento de trabalhos futuros.

Após, são apresentadas as referências bibliográficas, seguidas de apêndices.

## 2 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC)

Este capítulo destina-se a apresentação dos polímeros reforçados com fibra de carbono. Será abordado o histórico de sua aplicação, enfatizando-a no Brasil. Após a abordagem histórica, focar-se-á a apresentação da composição e aplicação desses polímeros, encerrando-se com as vantagens e desvantagens de sua aplicação.

### 2.1 HISTÓRICO

A utilização de polímeros reforçados com fibras de carbono, em substituição ao aço e como reforço em estruturas de concreto, iniciou-se na década de 50 (SOUZA & RIPPER, 1998), porém, as primeiras pesquisas científicas sobre tal aplicação ocorreram somente no início dos anos 80, na Suíça (BEBER, 2003).

Paralelamente às pesquisas, o governo japonês sentiu a necessidade de reforçar as estruturas das construções existentes, principalmente as do sistema viário, face às constantes ameaças de abalo sísmico, que cumpre destacar, tiveram efeitos devastadores, tais como observados na Figura 2.1(SOUZA & RIPPER, 1998).

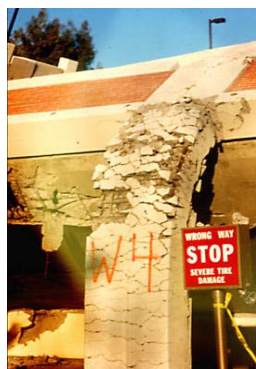


Figura 2.1 – Pilar rompido após abalo sísmico (MACHADO, 2002)

Motivados por tais acontecimentos, aquele governo estabeleceu parcerias entre entidades públicas e privadas, com o intuito de investigar novas tecnologias para o reforço das estruturas. Dessa relação, surgiu a idéia da utilização de Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC) para reforço das estruturas de concreto

armado, haja vista ser aquele um material largamente utilizado, como material estrutural de alto desempenho, nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, naval e automobilística.

Atualmente, a substituição do aço pelo PRFC restringe-se a casos especiais, porém, pode ser observado que seu uso é cada vez mais freqüente na engenharia de reforço estrutural.

A produção teórica na área do reforço estrutural tem aumentado consideravelmente e, atualmente, já se dispõe de algumas normatizações para cálculo e aplicação do reforço de estruturas de concreto armado com PRFC, dentre estas, destacam-se as do *American Concrete Institute* (ACI 440.2R, 2002) e da *Fédération Internationale du Béton* (Bulletin 14, 2001). As definições dessas normatizações e os resultados experimentais consistentes abriram as portas para a aplicação deste reforço em diversos casos importantes.

A recuperação da *Tower Bridge* em Londres, no ano de 2000, é um dos exemplos de aplicação de reforço com compostos de fibras de carbono. Por ser uma estrutura do patrimônio histórico mundial, o reforço não poderia alterar as características da ponte, ou seja, a solução deveria ser “invisível”, conforme Figura 2.2. A recuperação foi necessária devido às fissuras na região dos apoios, geradas pelas movimentações térmicas, e excessivas vibrações trazidas pelo tráfego intenso. Tais fissuras acabavam por colocar em risco e comprometer a integridade estrutural da ponte <sup>1</sup>.



Figura 2.2 – Tower Bridge (<http://qualitywallpapers.x-istence.com/Nature>, 12/12/2005)

---

<sup>1</sup> In, <http://www.reinforcement.ch/fibre.htm>, acessado em 12/12/2005 às 21 horas.

Segundo MACHADO (2002), a primeira aplicação de PRFC no Brasil foi em 1998, na cidade de Belo Horizonte, em Minas Gerais, com o reforço estrutural do viaduto Santa Tereza (Figura 2.3), construído em 1927. Graças à aplicação deste tipo de reforço, foi possível elevar a capacidade resistente do viaduto à classe 45 tf. Alguns detalhes desse reforço podem ser observados na Figura 2.3B.



Figura 2.3 – Viaduto Santa Tereza (MACHADO, 2002)

Atualmente, podem ser enumeradas mais de 150 obras, somente no Brasil, em que foi utilizado este modo de reforço. O êxito da utilização do material se verificou no reforço de estruturas de concreto armado, bem como em obras de arte especiais e edificações, tanto de uso residencial, comercial, como industrial. Um importante exemplo do que ora se discorre é o Grande Hotel localizado em Araxá-MG (Figura 2.4), no qual foi realizada a primeira aplicação em edifícios comerciais.



Figura 2.4 – Grande Hotel Araxá (<http://www.classhotels.com.br>, 12/12/2005)

Há ainda o reforço da ponte de acesso ao Peneiramento PP2 da Mina de Conceição, da companhia Vale do Rio Doce, em Itabará-MG. Na figura a seguir se observa a ponte sob duas óticas diversas (Figura 2.5).





Figura 2.5 – Recuperação da Ponte de acesso ao Peneiramento P22 da Mina de Conceição (MACHADO, 2002)

Outro exemplo da aplicação do reforço é o viaduto sobre a BR-040 (Figura 2.6), na via de acesso ao BH Shopping, em Belo Horizonte-MG, onde as obras foram realizadas sem a necessidade de interrupção do tráfego, demonstrando uma das muitas vantagens deste tipo de reforço (Figura 2.6).



Figura 2.6 – Reforço do Viaduto Sobre a BR-040 na via de acesso ao BH Shopping (MACHADO, 2002)

Os casos citados foram apenas alguns dos inúmeros passíveis de aplicação desta forma de reforço, que vêm crescendo e se efetivando cada vez mais no Brasil e no Mundo.

## 2.2 COMPOSIÇÃO

Os sistemas compostos de fibras de carbono têm como materiais constituintes básicos, as resinas e fibras que os estruturam, podendo ser apresentados como segue:

- Laminados pultrudados de PRFC - são fabricados com espessura da ordem do milímetro e em larguras padrões. Os laminados pultrudados são as formas mais comuns de compostos reforçados com fibras usados em aplicações estruturais, sendo também resultados da impregnação de um conjunto de feixes usados ou camadas contínuas, de fibras previamente alinhadas e esticadas, por uma resina, consolidadas por um processo de pultrusão com controle da espessura e largura. Por fim, são elementos pré-fabricados bastante utilizados para reforços à flexão em vigas e lajes e, são aplicados diretamente pela colagem à superfície de concreto com adesivo (ACI 440-R, 1996);
- Mantas flexíveis unidirecionais - são constituídas pela disposição de feixes de fibras de carbono paralelas, agrupadas de forma contínua sobre uma tela impregnada com mínimas quantidades de resina epóxi, resina esta que possui dupla função: colar as fibras da manta ao substrato de concreto e impregná-las, formando dessa maneira o composto. Sua espessura é de décimos de milímetro e o composto é formado após a execução do reforço. Tais mantas são utilizadas para o reforço de vigas, lajes e em confinamento de pilares. Esta forma comercial do PRFC é identificada tecnicamente por “*Fiber Reinforced Plastic Sheet*” e esses produtos são classificados como sistemas de PRFC curados “in situ” (JUVANDES, 1999);
- Tecidos fabricados “in situ” - por possuírem fibras de duas ou mais direções, adquirem espessura média da ordem de 0,5 mm. Já o sistema de PRFC em forma de tecido diferencia-se das mantas unidirecionais pelo agrupamento das fibras no plano, e são caracterizados por um entrelaçamento direcionado de faixas de fibras bidirecionais, um espalhamento aleatório das fibras ou por fios contínuos de fibras de carbono unidirecionais, bidirecionais ou multidirecionais (FIB, 2001).

### 2.2.1 Resinas

Existem vários tipos de resinas utilizados nos reforços com PRFC. Entre estes se destacam os imprimadores primários, os regularizadores de superfície, os saturantes e os revestimentos protetores (MACHADO, 2002).

Os imprimadores primários têm como finalidade a penetração no substrato de concreto para garantir, através de adesivo específico, a construção de uma ponte de aderência para a resina de saturação.

Os regularizadores de superfície são utilizados para preencher imperfeições superficiais visando propiciar uma superfície lisa e desempenada, sobre a qual o PRFC será aplicado, gerando melhor contato da fibra com o substrato.

As resinas de saturação são utilizadas para a impregnação das fibras que constituem o reforço estrutural, fixando-as no local e transmitindo as tensões de cisalhamento entre elas.

Os revestimentos protetores são utilizados para proteger a superfície colada do reforço das ações danosas do meio em que o sistema está inserido. Essa camada é usualmente aplicada na face exterior do sistema e tem como uma de suas principais finalidades a garantia da proteção do sistema contra luz ultravioleta, respingos de produtos químicos e abrasão.

Atualmente, estas resinas são de simples manuseio e aplicação própria para as diversas condições ambientais. Suas características básicas são compostas por:

- Aderência ao substrato de concreto e resistência elevada de colagem;
- Adequabilidade ambiental, que inclui resistência a altas temperaturas, água salgada e pressão de vapor;
- Capacidade de preenchimento de vazios;
- Desenvolvimento de propriedades mecânicas apropriadas ao composto;

- Aderência entre resina e fibras.

Na Figura 2.7, observa-se as diversas resinas utilizadas neste sistema de reforço.

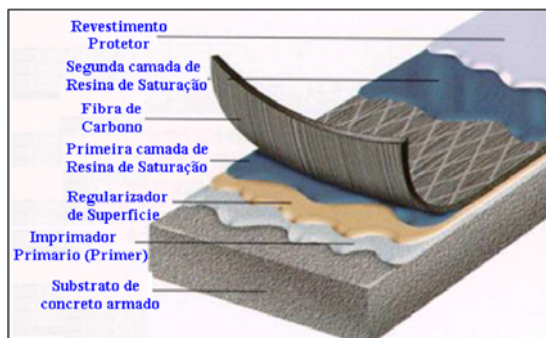


Figura 2.7 – Indicação das diversas camadas de resina após a sua aplicação (MACHADO, 2006)

### 2.2.2 Fibras

As fibras utilizadas no reforço estrutural proporcionam resistência e espessura ao composto, além de possuir como características, combinação de baixo peso, alta resistência e grande rigidez (MACHADO, 2002).

As fibras de carbono possuem espessura de um fio de cabelo, e são capazes de apresentar excepcionais características mecânicas, que dependem de seu arranjo microestrutural, conforme se pode ver pela Figura 2.8 (SOUZA & RIPPER, 1998).

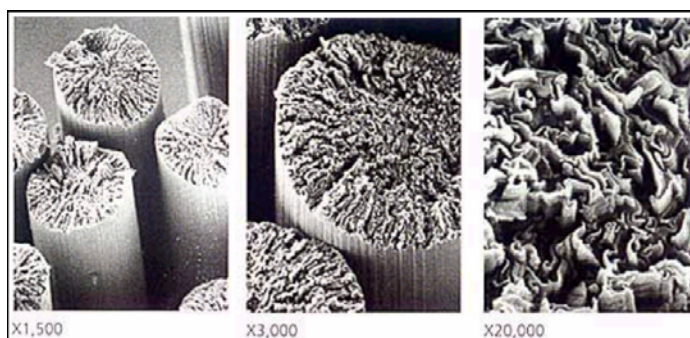


Figura 2.8 – Seção transversal das fibras de carbono (<http://www.carbonfiber.gr.jp/english/tanso/01.html>, 20/12/2005)

#### 2.2.2.1 Propriedades físicas das fibras de carbono

As principais propriedades físicas das fibras de carbono são: peso específico, coeficiente de dilatação térmica e efeito de altas temperaturas (MACHADO, 2002).

O peso específico das fibras de carbono varia entre 1,6 e 1,9 g/cm<sup>3</sup>, ou seja, é aproximadamente 5 vezes menor do que o peso específico do aço estrutural que é 7,85 g/cm<sup>3</sup>.

O coeficiente de dilatação térmica dos compostos unidirecionais de PRFC varia de acordo com suas direções, longitudinal e transversal, e depende do tipo de fibra, da resina e do volume de fibra no composto. O ACI 440.2R (2002) apresenta para o coeficiente de dilatação térmica longitudinal ( $\alpha_L$ ) o valor de  $10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  a uma temperatura de 0°C e para o coeficiente de dilatação térmica transversal ( $\alpha_T$ ) uma variação de  $22.10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  até  $50.10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ .

A temperatura a partir da qual o polímero começa a “amolecer” é denominada temperatura de transição vítrea ( $T_g$ ), acima da qual o módulo de elasticidade é significativamente reduzido face à mudança em sua estrutura molecular. O valor de  $T_g$  é função direta do tipo de resina, mas normalmente se encontra na faixa de 80 a 100 °C. Em um composto, as fibras de carbono possuem melhores propriedades térmicas do que as resinas, pois suportam carga na direção longitudinal até que a sua temperatura-limite, situada em torno de 1500°C, seja alcançada. Entretanto, pela redução da força de transferência por meio da cola entre as fibras, as propriedades de tração do composto são reduzidas após a ultrapassagem da temperatura de transição vítrea ( $T_g$ ).

#### 2.2.2.2 Principais características mecânicas

De acordo com MACHADO (2002), as fibras de carbono atualmente disponíveis se caracterizam por possuir baixo módulo de elasticidade e grande resistência à tração, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 2.9.

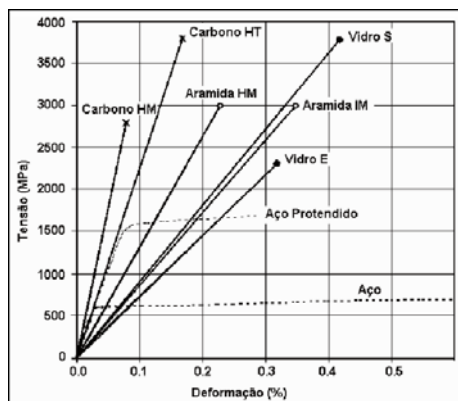


Figura 2.9 – Gráfico comparativo da relação tensão-deformação de vários tipos de fibras e o aço (MATTHYS, 2000)

Algumas propriedades das fibras tais como: módulo de elasticidade longitudinal ( $E_f$ ), tensão máxima de tração ( $f_f$ ) e deformação específica de ruptura ( $\epsilon_{fu}$ ), dependem do tipo da fibra utilizada, como pode ser comprovado na Tabela 2.1 (MACHADO 2002).

Tabela 2.1 – Principais características de alguns tipos de fibras de carbono - I

Tipo da Fibra de Carbono	$E_f$ [GPa]	$f_f$ [MPa]	$\epsilon_{fu}$ [%]
De uso geral	220 – 235	< 3790	>1,2
Alta resistência	220 – 235	3790 – 4825	>1,4
Ultra-alta resistência	220 – 235	4825 – 6200	>1,5
Alto módulo	345 – 515	> 3100	>0,5
Ultra alto módulo	515 – 690	> 2410	>0,2

Os valores da tabela acima possuem pequenas variações, se comparados com outras fontes, pois, a FIB (2001) apresenta os valores propostos por Feldman e Kim, como pode ser observado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Principais características de alguns tipos de fibras de carbono - II

Tipo da Fibra de Carbono	$E_f$ [GPa]	$f_f$ [MPa]	$\epsilon_{fu}$ [%]
Alta resistência	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
Ultra-alta resistência	215 – 235	3500 – 6000	1,5 – 2,3
Alto módulo	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
Ultra alto módulo	500 – 700	2100 – 2410	0,2 – 0,4

## 2.3 SISTEMA DE APLICAÇÃO

O desempenho de uma estrutura reforçada com PRFC está diretamente relacionado com a qualidade da aplicação do produto nos elementos estruturais (SOUZA & RIPPER, 1998).

Neste aspecto, pode-se dividir este processo de aplicação em duas etapas distintas: a de recuperação e preparação da superfície receptora, e a de aplicação do material composto.

### 2.3.1 Recuperação e preparação da superfície receptora

O ACI 440.2R (2002) esclarece que não se pode aplicar reforço com compostos sobre superfícies que possuam suspeita de corrosão das armaduras, pois este processo provoca tensões de tração no concreto, ocasionando fissurações e desprendimento do reforço externo. Daí, a necessidade de averiguação da existência ou não, do processo de corrosão e, em caso afirmativo, deve-se proceder ao tratamento adequado das armaduras, conforme ilustra a Figura 2.10.

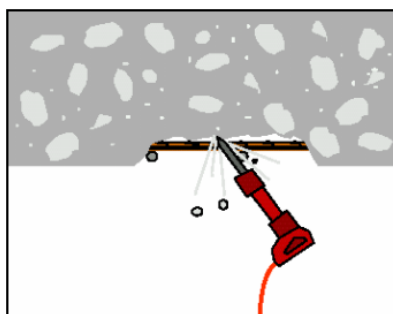


Figura 2.10 – Tratamento de armaduras com corrosão pertencente a superfície que receberá o composto (MACHADO, 2006)

Para a aplicação do reforço com composto é necessário que as trincas e fissuras, com abertura maior que 0,3 mm, sejam preenchidas com epóxi sobre pressão, conforme ilustração da Figura 2.11. Fissuras com aberturas inferiores a estas devem receber resinas e selantes para prevenção do processo corrosivo nas armaduras.

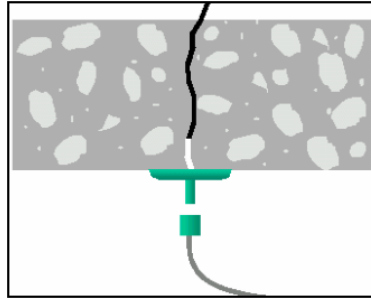


Figura 2.11 – Injeção de epóxi em trincas e fissuras com abertura superior a 0,3 mm (MACHADO, 2006)

SOUZA & RIPPER (1998) advertem que a superfície de concreto precisa ser cuidadosamente preparada, sendo que tal preparação inicia-se com a limpeza da superfície pela utilização de meios abrasivos, ou seja, jatos de água ou limalhas metálicas, conforme ilustrado na figura 2.12. O complemento desta preparação vem com a remoção total de qualquer partícula solta, substâncias oleosas, pinturas, argamassas, entre outras.

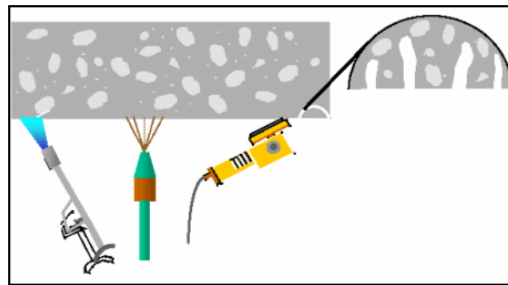


Figura 2.12 – Limpeza da superfície e abertura de poros com elementos abrasivos (MACHADO, 2006)

No caso de aplicação em mais de uma face do elemento estrutural é necessário bolear as arestas com um raio mínimo de 13 mm, como mostra a figura 2.13. Este bolear é necessário para evitar concentrações de tensões nas fibras e seu conseqüente cisalhamento (ACI 440.2R, 2002). Já SOUZA & RIPPER (1998) indicam, para igual caso concreto, um raio mínimo de 30 mm.

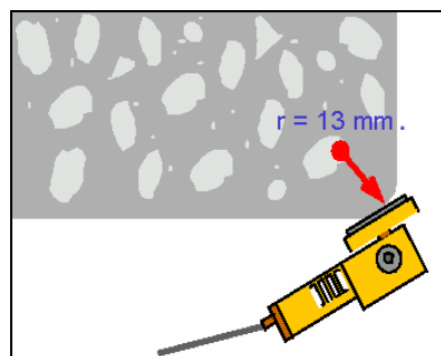


Figura 2.13 – Boleamento das arestas do elemento estrutural (MACHADO, 2006)



### 2.3.2 Aplicação do sistema composto

De acordo com as instruções de SOUZA & RIPPER (1998), preparada a superfície, o imprimador primário (Primer) poderá ser aplicado de imediato, e sua função é melhorar as características da superfície do concreto pela colmatação dos poros, como também garantir a plena adesão do composto, como ilustrado na figura 2.14.



Figura 2.14 – Aplicação do imprimador primário (Primer) (MACHADO, 2006)

Após a aplicação do primer, aplica-se a resina regularizadora de superfície (*Putty Filler*) com o intuito de calafetar e regularizar as superfícies de concreto que receberão o reforço de compostos (Figura 2.15), tendo como finalidade o contato contínuo entre o composto e o concreto (MACHADO, 2002).



Figura 2.15 – Aplicação do regularizador de superfície (MACHADO, 2006)

A próxima etapa do processo é o corte das lâminas de PRFC. Este processo é bastante elementar e necessita de um ferramental bastante simples: régua metálica, tesoura de aço e estilete, conforme se vê na Figura 2.16 (BEBER, 2003).



Figura 2.16 – Corte das fibras de carbono (MACHADO, 2002)

Após o corte, é necessário que se faça a imprimação das fibras de carbono com a resina de saturação. Este procedimento é imprescindível para melhorar e caracterizar a ponte de ligação fibra-substrato, conforme mostra a Figura 2.17.



Figura 2.17 – Aplicação da resina de saturação na fibra de carbono (MACHADO, 2002)

Feita a imprimação das fibras, dá-se início a sua aplicação sobre a superfície a ser reforçada. Esta colocação, como demonstrado pela figura 2.18, tem que ser executada imediatamente após a aplicação da resina saturante, pois, o *pot-life* da resina é de 25 a 30 minutos (SILVA FILHO, 2001).

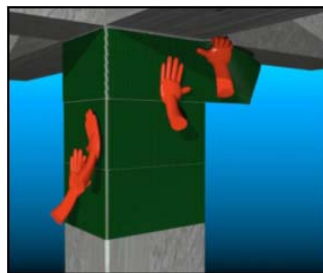


Figura 2.18 – Aplicação da fibra no elemento estrutural (MACHADO, 2006)

Para finalizar o processo de aplicação da lâmina e promover uma perfeita aderência da fibra com o substrato, necessário se faz a eliminação das bolhas de ar aloçadas entre as fibras e o elemento estrutural, através de um procedimento denominado “rolagem das bolhas de ar” (ARAÚJO A. S., 2002). Feita a rolagem, é executada a segunda imprimação sobre as lâminas com a resina saturante, de modo

que se promova a total encapsulação das fibras, conforme demonstrado pela Figura 2.19.

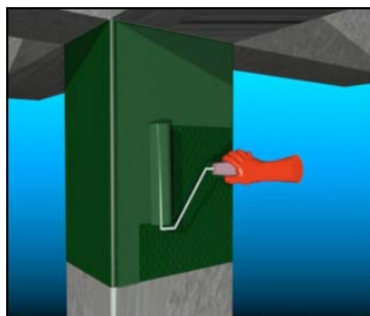


Figura 2.19 – Aplicação da segunda camada de imprimação (MACHADO, 2006)

Para finalizar o processo de aplicação das fibras, aplica-se o revestimento de proteção mecânica, que pode ter como finalidade simplesmente a estética ou a proteção contra solicitações mecânicas e químicas (MACHADO, 2002).

#### 2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS PRFC

Segundo HOLLAWAY & LEEMING (1999 apud BEBER, 2003), os problemas estruturais possuem várias soluções tecnicamente aplicáveis. A escolha de uma solução implica no detrimento da outra, mas, para definir qual a solução a ser adotada, o critério da avaliação dos custos torna-se fator de suma importância. Na avaliação orçamentária, é necessário que se garanta a estimativa total de custos, considerando toda a vida útil da estrutura e não apenas o menor custo inicial. O custo total deve incluir futuras manutenções, custos de perda de produção, interrupção da funcionalidade dentre outros aspectos a serem considerados, os quais discorrer-se-á em seguida.

Segundo BEBER (2003), com a variação de proporções de fibra e resina, obtêm-se propriedades para o composto com a finalidade de atender a aplicações particulares. Em aplicações no reforço estrutural, têm sido usados compostos com valores de resistência de 3 a 5 vezes maiores que os do aço.

Mensurações confiáveis nos dão ciência de que a massa específica dos compostos é de aproximadamente 20% da do aço e que as dimensões de seção

transversal daqueles são bem inferiores às deste. A consequência disso é que os compostos agregam à estrutura um peso próprio praticamente desprezível. Tais características acabam resultando em uma sensível diminuição nos custos com transporte e grande economia na instalação, visto que não são exigidos grandes equipamentos para seu posicionamento e escoramento. A dispensa destes equipamentos, em grande parte, pode ser atribuída à resina empregada, pois ela é suficiente para manter o composto na posição até o final do processo de cura (BEBER, 2003).

Concernente à execução do reforço, os compostos não possuem limitações de comprimento, pois são comercializados em rolos de grande comprimento, além do que, ainda podem ser aplicados em número variável de camadas. Estes detalhes são extremamente vantajosos quando comparados com o reforço de chapas metálicas que necessitariam de emendas feitas *in loco* (BEBER, 2003).

SALLES NETO (2000), analisando o Guia da Master Builders Inc., discorre que em temperatura ambiente a fibra não é atacada por umidade, nem por agentes químicos como solventes, bases e ácidos fracos. Todavia, agentes oxidantes e temperaturas acima de 350°C podem degradar fibras expostas, mas, se devidamente protegidas por resina estarão a salvo de ataques químicos.

Por outro lado, os compostos têm perda de propriedades mecânicas quando expostos a temperaturas elevadas, umidade e agentes químicos, e tal perda das propriedades mecânicas é fortemente influenciada pelo tempo de exposição, tipo e formulação das resinas, tipo da fibra e método de cura das resinas (ACI 440.2R, 2002).

Esta degradação no sistema de reforço com PRFC é devido ao calor e à umidade, dado que, o coeficiente de dilatação térmica das fibras de carbono é, aproximadamente, 10% dos coeficientes do concreto e do aço, e o das resinas é 10 vezes maior que esses últimos. Assim, tem-se que, com respeito à variação de temperatura, a deformação do composto é limitada à deformação da tração existente no concreto (MACHADO, 2002).

Novamente, de acordo com SALLES NETO (2000), citando o Guia da Master Builders Inc., o sistema de reforço com fibras de carbono mostrou-se estável e sem qualquer degradação, quando submetido a luz ultravioleta e a ciclos de congelamento e descongelamento. Contrariamente, JUVANDES (1999, *apud* FERRARI, 2002) traz a informação de que os raios ultravioletas dão início às reações químicas nas resinas que compõem a matriz do composto degradando suas propriedades, efeito este que, pode ser observado em reforços executados em estruturas externas. Mas, aditivos apropriados anexados à matriz conseguem contornar este efeito, tal como pode ser observado pela aplicação do composto em aeronaves.

Os compostos de fibra de carbono apresentam tolerância à água salgada e alcalina (pH entre 9,5 e 23), conforme enuncia o ACI 440.2R (2002). Tal tolerância depende do tipo de resina e das fibras aplicadas, não apresentando nenhuma alteração no módulo de elasticidade (MASTER BUILDERS INC, 1998 *apud* SALLES NETO, 2000).

A FIB (2001) alerta para o fato de que, no caso de não se ter nenhuma medida especial de proteção do composto, o contato com o fogo causa seu enfraquecimento, pois a resina perde a resistência e a propriedade de transmitir os esforços da estrutura para o reforço. Já, de acordo com MÉIER (1997 *apud* BEBER, 2003), em seus ensaios com vigas reforçadas com chapa de aço e chapas de fibra de carbono submetidas a temperaturas de aproximadamente 650°C, notou-se que as chapas de aço se desprendiam após 8 minutos de exposição e as de fibra de carbono após uma hora.

Assim, a fim de prevenir o colapso estrutural em caso de incêndio, é recomendável que o reforço seja calculado para cargas variáveis, ou seja, o reforço não deve ser projetado para resistir a cargas permanentes (SALLES NETO, 2000).

Os compostos de fibra de carbono não necessitam de manutenção periódica, o que por certo diminui significativamente os custos globais de adoção deste sistema de reforço, porém, em estruturas expostas ao sol, existe necessidade de pintura com tinta protetora de raios ultra violetas (BEBER, 2003).

Quanto ao tempo de paralisação da utilização do ambiente construído para aplicação do reforço, tem-se que dentre os variados tipos destacam-se: o reforço com encamisamento de concreto, colagem de chapas de aço, e reforço de PRFC, sendo este último o que possui o menor tempo de execução e de intervenção da área onde está sendo executado o reforço (BEBER, 2003).

### 3 CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Este capítulo enfocará a questão do cisalhamento em vigas de concreto armado, dedicando espaço para suas formulações, mecanismos de transferência do esforço cortante, modos de ruptura devido a esse esforço. Passará ainda por questões que influenciam a resistência ao cisalhamento chegando até as teorias de treliça.

#### 3.1 PRELIMINARES

O mecanismo de ruptura ao cisalhamento em vigas de concreto armado é complexo, pois depende de múltiplos fatores de difícil determinação numérica. Em vigas simplesmente apoiadas, com apenas armadura longitudinal, a ruptura ocorrerá como um arco atirantado, conforme se vê no detalhamento da Figura 3.1 (PFEIL, 1975).

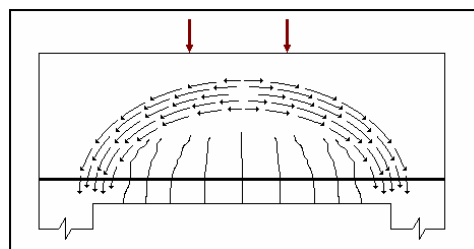


Figura 3.1 – Direção e sentido das tensões formando um arco (PFEIL, 1975).

PFEIL (1975) destaca a presença de dois efeitos no caso de ruptura por cisalhamento, que por si próprios trazem complexidade aos cálculos, são eles: presença de atrito e aderência entre as barras de aço e o concreto; atuação da armadura longitudinal como um pino, ao atravessar fissuras.

Já, LEONHARDT & MÖNNING (1977) expõem mais alguns fatores que influenciam a resistência ao esforço cortante, dentre eles tem-se: tipo e posição do carregamento, modo de introdução da carga na viga, forma da seção transversal, taxa de armadura transversal e altura total da viga.

### 3.2 FORMULAÇÕES DO ESFORÇO DE CISALHAMENTO

Considerando seu estado de tensão e deformação, as estruturas podem estar basicamente dentro de três fases de comportamento denominadas estádios. No estágio I, os esforços não superam àqueles que dão início à fissuração, ou seja, a viga não apresenta fissuras. Quando as tensões de tração atuantes no concreto excedem sua capacidade resistente gerando fissuras, a estrutura encontrar-se-á no estágio II. O estágio III ocorre quando o aço ou concreto ultrapassa o limite elástico de deformações, dando início ao processo de plastificação da estrutura (SILVA & MELO, 2005).

#### 3.2.1 Estádio I

Neste estágio, observa-se um elemento de comprimento  $dx$ , compreendido entre duas seções  $S$  e  $S'$ , conforme Figura 3.2(c). Este elemento está sujeito aos esforços internos: momento fletor ( $M$ ), esforço normal ( $N'$ ) e cortante ( $V$ ), como se nota na Figura 3.2(a). Passando-se uma seção  $C - C$  neste elemento, paralela ao plano que contém a linha neutra da seção, o equilíbrio na direção deste plano só ocorrerá devido ao aparecimento das tensões de cisalhamento ( $\tau$ ), cuja resultante deve equilibrar a diferença entre as resultantes das tensões normais  $D$  e  $(D + dD)$ , atuantes nas duas faces do elemento (SÜSSEKIND, 1985).

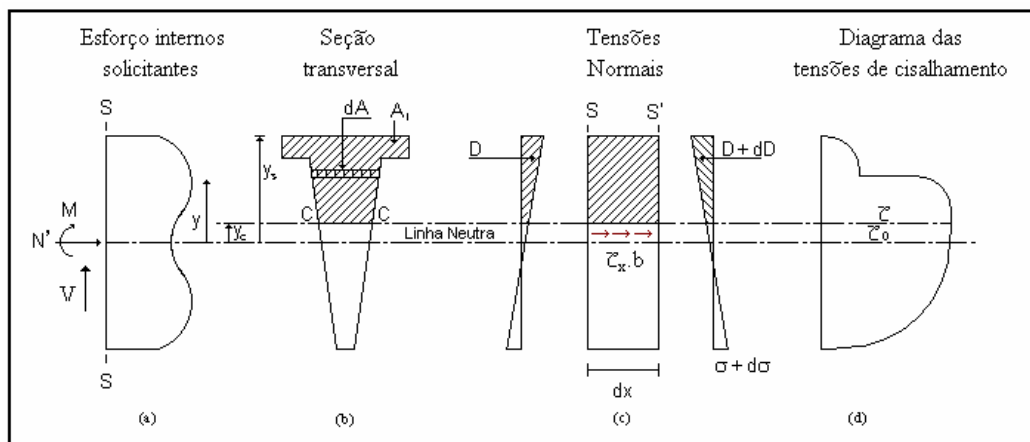


Figura 3.2 – Seção da viga com indicação dos esforços solicitantes resistentes (SÜSSEKIND, 1985)

Impondo-se o equilíbrio de forças na direção “x”, obtém-se:



$$D + \tau \cdot b \cdot dx = D + dD, \text{ ou seja: } \tau = \frac{1}{b} \cdot \frac{dD}{dx} \quad [3.1]$$

da flexão composta tem-se:

$$\sigma(y) = \frac{N'}{A} + \frac{My}{J} \quad [3.2]$$

sendo D, a resultante das tensões normais expostas na equação [3.3].

$$D = \int_{y_c}^{y_s} \sigma(y) dA \quad [3.3]$$

Substituindo-se a equação [3.2] na equação [3.3], obtém-se a equação abaixo.

$$D = \frac{N'}{A} \int_{y_c}^{y_s} dA + \frac{M}{J} \int_{y_c}^{y_s} y dA = \frac{N'}{A} A_1 + \frac{M}{J} m_1 \quad [3.4]$$

Substituindo-se a equação [3.4] na equação [3.1], obtém-se a expressão [3.5], que define o valor das tensões de cisalhamento na viga em questão.

$$\tau = \frac{1}{b} \frac{d}{dx} \left[ \frac{N'}{A} A_1 + \frac{M}{J} m_1 \right] \quad [3.5]$$

Para o caso particular de vigas com inércia constante e sujeita à flexão simples, a expressão geral [3.5] fica simplificada de acordo com a equação a seguir:

$$\tau = \frac{1}{b} \frac{m_1}{J} \frac{dM}{dx} \quad [3.6]$$

sabendo-se que:

$$V = \frac{dM}{dx} \quad [3.7]$$

tem-se:

$$\tau = \frac{Vm_1}{bJ} \quad [3.8]$$

onde:

- $\tau$  – tensão de cisalhamento;
- $V$  – esforço cortante na seção em estudo;
- $m_1$  – momento estático da área entre  $y_c$  e  $y_s$  em relação ao eixo C - C;
- $b$  – largura da alma da viga;
- $J$  – momento de inércia da área da seção transversal com relação à linha neutra.

Ao nível da linha neutra,  $\tau$  é representado por  $\tau_0$ , a tensão de cisalhamento atuante nesta posição, como na equação [3.9].

$$\tau_0 = \frac{Vm_0}{b_0J} = \frac{V}{b_0} \frac{J}{m_0} \quad [3.9]$$

Lembrando que a relação  $\frac{J}{m_0}$  pode ser identificada como sendo braço de alavanca entre as resultantes das tensões de compressão ( $D$ ) e de tração ( $Z$ ) oriundas da flexão, representado por  $z$ , como indicado na Figura 3.3.

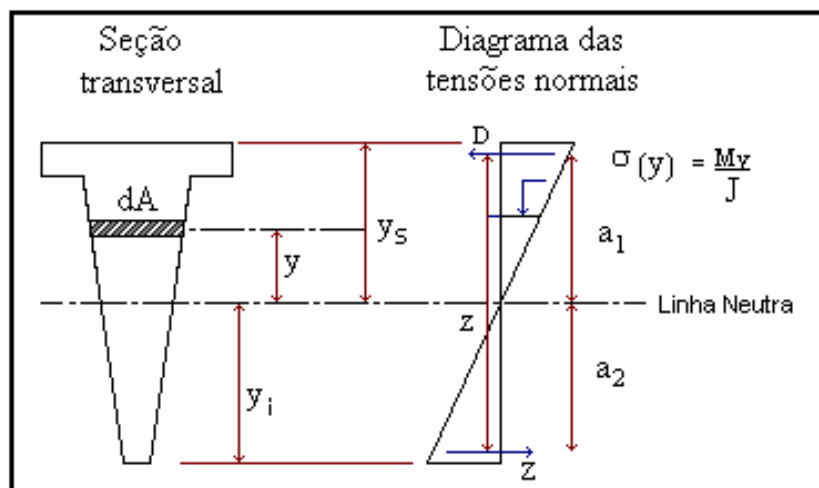


Figura 3.3 – Seção transversal com diagrama das tensões normais (SÜSSEKIND, 1985)

Observa-se na Figura 3.3, que:

$$z = a_1 + a_2 = \frac{\int_0^{y_s} \sigma(y)y dA}{\int_0^{y_s} \sigma(y) dA} + \frac{\int_{-y_i}^0 \sigma(y)y dA}{\int_{-y_i}^0 \sigma(y) dA} = \frac{\frac{M}{J} \int_0^{y_s} y^2 dA}{\frac{M}{J} \int_0^{y_s} y dA} + \frac{\frac{M}{J} \int_{-y_i}^0 y^2 dA}{\frac{M}{J} \int_{-y_i}^0 y dA} \quad [3.10]$$

Sabe-se que  $\int_0^{y_s} y dA = \int_{-y_i}^0 y dA = m_0$ , então a equação [3.10] assume a forma a seguir:

$$z = \frac{\int_{-y_i}^{y_s} y^2 dA}{\int_0^{y_s} y dA} = \frac{J}{m_0} = z_0 \quad [3.11]$$

Substituindo a equação [3.11] na [3.9] obtém-se:

$$\tau_0 = \frac{V}{bz_0} \quad [3.12]$$

A equação [3.12], acima, representa a tensão de cisalhamento no nível da linha neutra, sendo mais indicável em estruturas de material elástico-linear, pois, as expressões [3.5] à [3.9] consideram que as seções são homogêneas e sem fissuração, só sendo aplicáveis neste estágio, e com raras ocorrências no concreto armado (SÜSSEKIND 1985).

### 3.2.2 Estádio II

Ainda de acordo com SÜSSEKIND (1985), a seção de uma viga de concreto armado, indicada na Figura 3.4a, está submetida à flexão simples e encontra-se no estágio II.

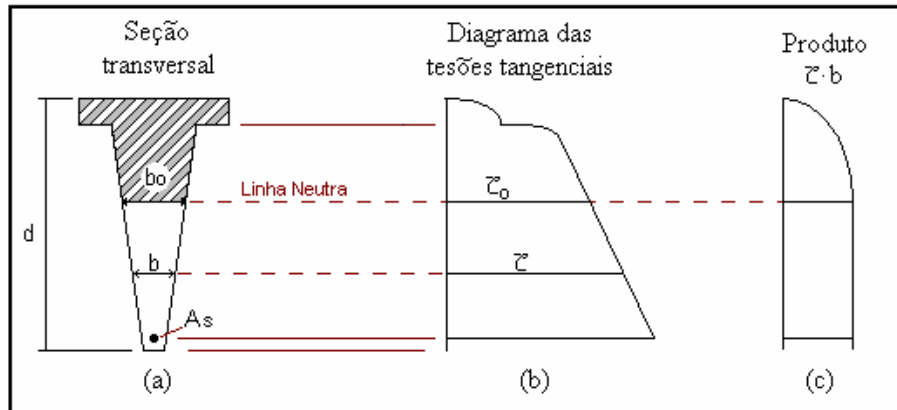


Figura 3.4 – Seção transversal, Diagrama das Tensões Tangenciais e Produto  $\tau \cdot b$  (SÜSSEKIND, 1985)

As equações [3.3] e [3.4] permanecem válidas, se feita uma restrição, a de desconsideração de todo concreto fissurado. Admitindo-se que a armadura tracionada ( $A_s$ ) é considerada como uma área localizada de concreto, abaixo da linha neutra, o produto ( $\tau \cdot b$ ) permanece constante, conforme se pode ver na Figura 3.4c. Além da não consideração da área tracionada de concreto, nestas equações admite-se uma distribuição linear de tensões na compressão.

No dimensionamento à flexão simples, para as solicitações de cálculo  $V_d$  e  $M_d$ , não se admite distribuição linear, mas sim, parabólica das tensões de compressão oriundas de  $M_d$ , de modo que não mais permanecem válidas as expressões [3.5] à [3.9]. A expressão [3.9] continuará sendo aplicável desde que se considere, no estado limite último, o valor obtido pela expressão [3.13] para o braço de alavanca ( $z$ ).

$$z = (1 - 0,4x)d = k_z d \quad [3.13]$$

onde:

x – posição da linha neutra medida a partir da face superior.

SÜSSEKIND (1985) conclui que um valor médio para  $k_z$  na grande maioria das situações práticas é de 0,87. Então, substituindo-se este valor na equação [3.13] tem-se:

$$\tau_{0d} = \frac{V_d}{b_0 z_0} \cong \frac{V_d}{0,87 b_0 d} \cong \frac{1,15 V_d}{b_0 d} \quad [3.14]$$

Para uma viga de concreto armado fissurada com seção transversal de largura variável (Figura 3.4b), os máximos valores de cálculo das tensões de cisalhamento costumam aparecer na região tracionada do concreto, entre a linha neutra e a armadura  $A_s$ .

### 3.3 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇO CORTANTE SEM ARMADURA TRANSVERSAL

Parte do esforço cortante em vigas de concreto armado é absorvida por mecanismos complementares de treliça (que será analisado detalhadamente no item 3.7), como: efeito de pino, engrenamento dos agregados, concreto não fissurado, e pelo efeito arco próximo aos apoios. A soma de todos esses efeitos é usualmente denominada por diversos autores e normas como sendo a resistência do “concreto” ( $V_c$ ).

O'BRIEN & DIXON (1994) afirmam que a força cortante é transmitida através de uma fissura por uma combinação de mecanismos, dentre eles:

- i. Efeito de Pino (*Dowel Action* ou *Dowel Effect*) – transfere o esforço de cisalhamento pela armadura longitudinal, que possui uma resistência localizada à flexão, como observado na Figura 3.5, sendo que esta transferência gera um fendilhamento no concreto adjacente.

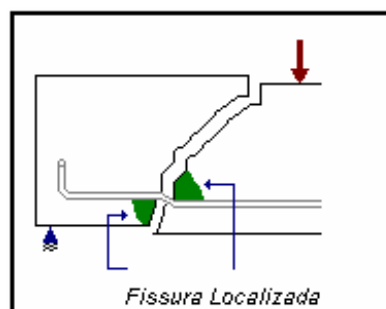


Figura 3.5 – Efeito de Pino (O'BRIEN & DIXON, 1994)

- ii. Engrenamento dos agregados (*Aggregate interlock*) – a resultante das forças transmitidas através das fissuras pelo engrenamento dos agregados, conforme figura 3.6.

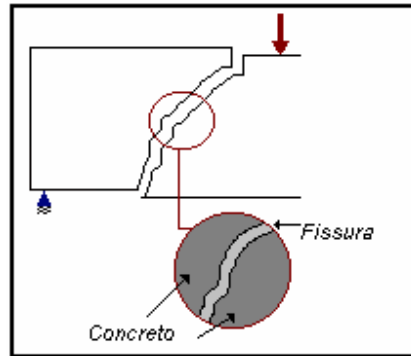


Figura 3.6 – Engrenamento dos agregados ( O'BRIEN & DIXON, 1994)

- iii. Resistência do concreto não fissurado – o cisalhamento também é transmitido pela região da seção transversal da viga, onde ocorrem tensões de compressão. Na Figura 3.7, nota-se a região de concreto não fissurado, que colabora com a transferência de esforço cortante da porção da viga entre o apoio à esquerda e a primeira fissura inclinada.



Figura 3.7 – Resistência do Concreto não fissurado ( O'BRIEN & DIXON, 1994)

- iv. Efeito de arco – é um mecanismo de transferência de esforço cortante que ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos (Joint ACI-ASCE COMITEE 426, 1973 *apud* CARELLI, 2002). Segundo NBR 6118 (2003), este efeito é mais significativo para cargas concentradas aplicadas a uma distância menor que duas vezes a altura útil da viga ( $2d$ ) do eixo do apoio. Para cargas distribuídas a uma distância equivalente à metade da altura útil da viga ( $d/2$ ) da face do apoio, observa-se o efeito de arco na figura 3.8.

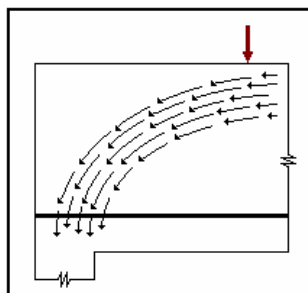


Figura 3.8 – Efeito de Arco ( O'BRIEN & DIXON, 1994)

O'BRIEN & DIXON (1994) concluem que a capacidade resistente ao esforço cortante sem armadura transversal ( $V_c$ ) é resultado da combinação dos efeitos antes mencionados. Os mecanismos de capacidade resistiva abordados estão em ordem decrescente de resistência, sendo difícil determinar quanto da parcela  $V_c$  é resistido por cada mecanismo, conseqüentemente a resistência ao esforço cortante do concreto freqüentemente é representada por uma simples expressão, na qual todos os mecanismos estão agindo conjuntamente. O somatório dos efeitos pode ser verificado na Figura 3.9.

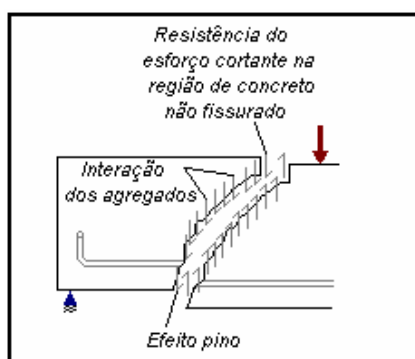


Figura 3.9 – Efeitos que compõem a parcela  $V_c$  (O'BRIEN & DIXON, 1994)

### 3.4 MODOS DE RUPTURA POR FORÇA CORTANTE

Fissuras de cisalhamento em vigas originam-se quando as tensões principais de tração atingem a resistência à tração do concreto. Essas fissuras são perpendiculares ao plano dessas tensões, além de provocar um descolamento dos esforços existentes na alma para a armadura de cisalhamento e para as diagonais comprimidas de concreto. Essa redistribuição dos esforços internos é função da quantidade e da direção da armadura de cisalhamento, por isso podem ocorrer diversos tipos de rupturas por força cortante. (LEONHARDT & MÖNNING, 1977).

### 3.4.1 Cortante-Tração Diagonal

LEONHARDT & MÖNNING (1977) e RÜSCH (1980) observam que após as fissuras de flexão, formam-se muitas fissuras inclinadas de cisalhamento com o aumento de carga. Quando o limite de escoamento da armadura de cisalhamento da alma é ultrapassado, as fissuras de cisalhamento se abrem e atingirão ainda mais a região do banzo comprimido. Como consequência, ocorrerá o rompimento dos estribos ou haverá a ruptura da zona comprimida na flexão, podendo também ocorrer o colapso das diagonais de compressão entre as fissuras de cisalhamento, próximas ao banzo comprimido, devido a uma solicitação adicional de flexão. A causa da ruptura é o alcance do limite de escoamento da armadura da alma, conforme se vê na figura 3.10.



Figura 3.10 – Ruptura por força cortante-tração diagonal (MÖRSCH, 1959)

### 3.4.2 Força Cortante-Compressão

Segundo RÜSCH (1980), mesmo quando a taxa de armadura transversal é mais elevada que a mencionada no caso anterior, as fissuras na região de força cortante se prolongam para o concreto comprimido, ocasionando diminuição da zona comprimida, minorando a capacidade resistiva à compressão, levando à ruptura.

### 3.4.3 Diagonais Comprimidas

De acordo com LEONHARDT & MÖNNING (1977) quando as seções transversais das vigas possuírem alta taxa de armadura longitudinal e almas delgadas, ocorrerá uma grande quantidade de fissuras de cisalhamento com inclinação de  $45^\circ$  aproximadamente. As diagonais comprimidas de concreto, entre as fissuras de cisalhamento, rompem de maneira brusca quando é atingido o limite da resistência à



compressão do concreto, antes que a armadura da alma entre em escoamento. A ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente à força cortante das almas das vigas, que dependem da resistência à compressão do concreto.

#### 3.4.4 Falha de Ancoragem

Quando a alma das vigas é espessa, pelo efeito do arco, a armadura longitudinal é altamente solicitada na região do apoio, de modo que, no caso de ancoragem insuficiente, pode ocorrer o colapso na junção da diagonal comprimida vizinha ao apoio com o banzo tracionado. Já nos ganchos, pode haver também fendilhamento do concreto da alma (ruptura por fendilhamento). A ruptura por falha de ancoragem é frágil e não ocorre devido à força cortante propriamente dita, pois os elementos da alma não rompem; rompem o concreto do banzo tracionado na diagonal comprimida na proximidade do apoio (LEONHARDT & MÖNNING, 1977), como se observa na figura 3.11.

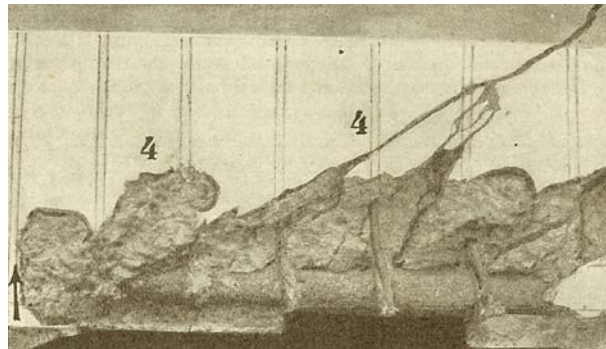


Figura 3.11 – Ruptura por força cortante-ancoragem (MÖRSCH, 1959)

Conforme se observa na Figura 3.12, conclui-se que, os modos de ruptura devido ao esforço cortante em vigas são fundamentalmente de quatro modos diferentes: cortante-tração diagonal, cortante-compressão, diagonais comprimidas e falha da ancoragem.

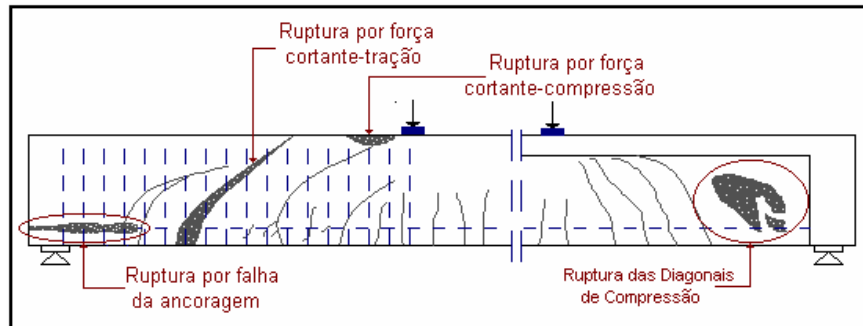


Figura 3.12 – Modos de ruptura por esforço cortante (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

### 3.4.5 Ruptura por Puncionamento

Outro tipo de ruptura por esforço cortante é conhecido como ruptura por punção, que pode ocorrer fundamentalmente em lajes, embaixo de cargas concentradas ou de pilares isolados, conforme se pode observar na Figura 3.13. Este mecanismo é caracterizado por fissuras inclinadas, propagando-se ao redor do pilar em forma piramidal ou em forma cônica; ruptura esta que ocorre frequentemente de maneira não perigosa. Em geral, as lajes esbeltas têm uma capacidade resistente à punção menor que a capacidade resistente ao esforço cortante normal, havendo a necessidade da verificação das duas formas de falha (O'BRIEN & DIXON, 1994).

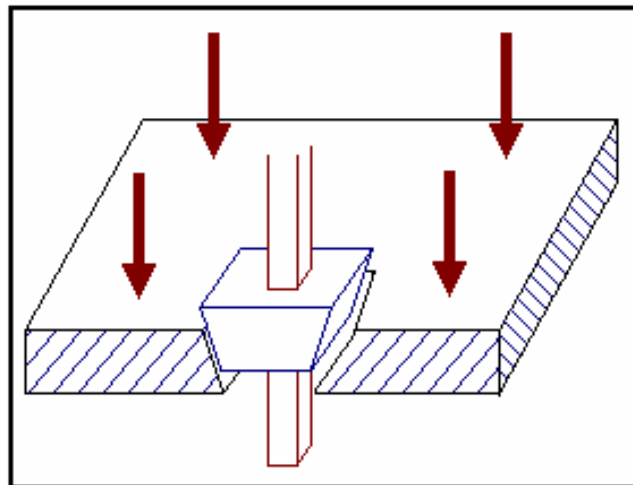


Figura 3.13 – Ruptura por punção (O'BRIEN & DIXON, 1994)

### 3.5 CLASSIFICAÇÃO DAS VIGAS COM RELAÇÃO AO FATOR VÃO DE CISALHAMENTO X ALTURA ÚTIL ( $a/d$ )

Um dos principais fatores que influenciam a resistência ao esforço cortante é a relação vão de cisalhamento ( $a$ ) pela altura útil da viga ( $d$ ). O vão de cisalhamento é definido como a distância entre os pontos onde o momento fletor é zero até o de momento fletor máximo, de acordo com a Figura 3.14 (O'BRIEN & DIXON, 1994).

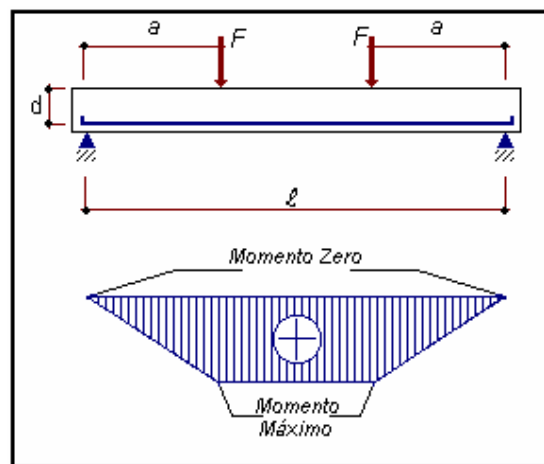


Figura 3.14 – Indicação do vão de cisalhamento (O'BRIEN & DIXON, 1994)

A grande maioria dos pesquisadores subdivide as vigas em categorias utilizando as seguintes relações  $a/d$ : Categoria I:  $a/d \leq 1$ ; Categoria II:  $1 < a/d \leq 2,5$ ; Categoria III:  $2,5 < a/d \leq 6$  e Categoria IV:  $6 < a/d$ .

Para diferentes vigas dentro da mesma categoria, a seqüência de eventos e a natureza das rupturas são aproximadamente as mesmas (O'BRIEN & DIXON, 1994).

#### i. Categoria I

Segundo O'BRIEN & DIXON (1994), tal categoria é composta por vigas com pequeno vão de cisalhamento ou com altura útil grande, ou seja, vigas-parede com relação  $a/d$  menor que 1, também chamadas de vigas muito curtas (McGREGOR, 1992, *apud* CARELLI, 2002). A ruptura associada às vigas, nessa categoria, é denominada ruptura *tipo viga-parede*. Neste tipo de ruptura, as fissuras apresentam-se

em diagonal devido ao esforço cortante na alma das vigas, geralmente, dirigidas desde o ponto de aplicação da carga até o apoio, conforme figura 3.15.

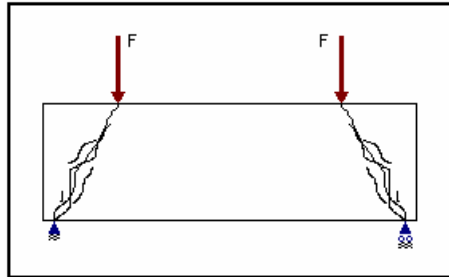


Figura 3.15 – Ruptura tipo viga-parede (O'BRIEN & DIXON, 1994)

Pelo fato de que a força cortante não pode ser transmitida através das fissuras, se desperta nas vigas um mecanismo onde a armadura longitudinal (tirante) fica tracionada e surgem bielas de compressão no concreto, conforme Figura 3.16.

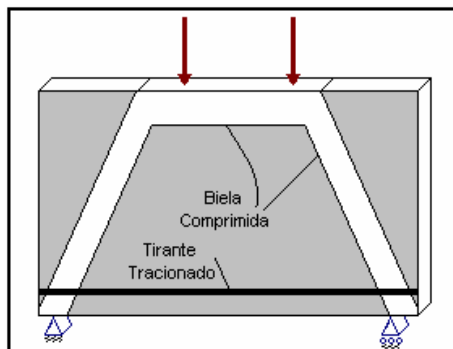


Figura 3.16 – Modelo de bielas e tirantes em vigas-parede (O'BRIEN & DIXON, 1994)

Nesta categoria, outro modo de falha dá-se por ruptura na ancoragem das barras longitudinais. Quando as extremidades das barras são dobradas pode ocorrer ruptura por fendilhamento do concreto, como se observa na Figura 3.17.

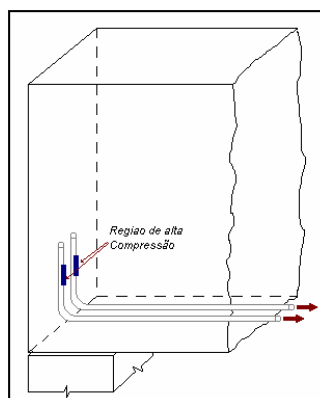


Figura 3.17 – Região de ancoragem de barras com extremidades dobradas (O'BRIEN & DIXON, 1994)

## ii. Categoria II

Estas vigas possuem a relação  $a/d$  entre 1 e 2,5, sendo também chamadas de vigas curtas (McGREGOR, 1992, *apud* CARELLI, 2002). As fissuras por esforço cortante na alma são similares às da categoria I, desenvolvendo-se nas regiões entre as seções carregadas e os apoios. Diferentemente das rupturas *tipo viga-parede*, as fissuras, freqüentemente, se propagam ao longo da armadura tracionada prejudicando a ligação entre ela e o concreto adjacente. Esta forma de ruptura é conhecida como *tipo esforço cortante – aderência*, conforme se observa na Figura 3.18 (O'BRIEN & DIXON, 1994).

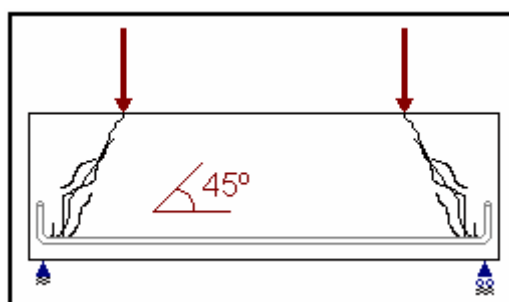


Figura 3.18 – Ruptura *tipo esforço cortante-aderência* (O'BRIEN & DIXON, 1994)

Outro tipo de ruptura que pode ocorrer nesta categoria é a do rompimento do pino formado pela armadura longitudinal no ponto de encontro com a fissura, este tipo denomina-se *tipo pino*, conforme figura 3.19.

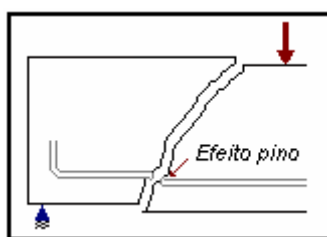


Figura 3.19 – Ruptura *tipo pino* (O'BRIEN & DIXON, 1994)

Outro modo de falha desta categoria ocorre por esmagamento do concreto nos pontos de aplicação das cargas, o que se denomina ruptura *tipo cortante-compressão*, este tipo de ruptura ocorre, freqüentemente, com cargas substancialmente menores que a carga da ruptura *tipo viga-parede*, conforme figura 3.20 .

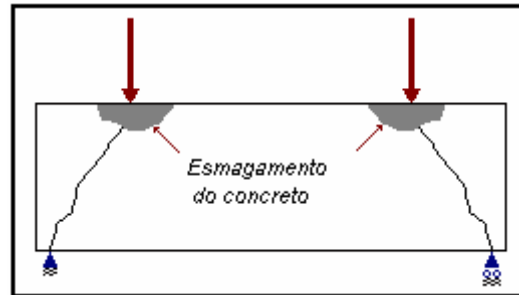


Figura 3.20 – Ruptura tipo cortante-compressão (O'BRIEN &amp; DIXON, 1994)

## iii. Categoria III

Nesta categoria encontram-se as chamadas vigas longas (McGREGOR, 1992, *apud* CARELLI, 2002). Elas possuem a relação  $a/d$  entre 2,5 e 6, sendo mais suscetíveis ao desenvolvimento de fissuras de flexão, pois as forças de compressão não são grandes o suficiente para o desenvolvimento de fissuras por esforço cortante na alma.

As fissuras de flexão próximas aos apoios desenvolvem-se inclinadas, ou seja, fissuras de cortante-flexão propagam-se até os pontos de aplicação da carga, conforme figura 3.21 (O'BRIEN & DIXON, 1994).

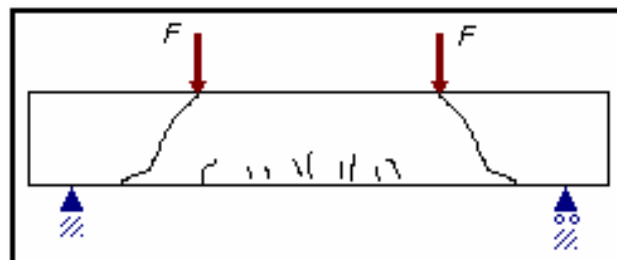


Figura 3.21 – Fissuras de cortante-flexão (O'BRIEN &amp; DIXON, 1994)

Esta forma de ruptura é conhecida como *tipo diagonal tracionada*, geralmente ocorre com uma carga de aproximadamente a metade da força da ruptura cortante-compressão. Nota-se ainda que, a maioria das vigas esbeltas está nesta categoria, sendo este o modo de falha mais comum.

## iv. Categoria IV

Segundo McGREGOR (1992, *apud* CARELLI, 2002) as vigas são denominadas muito longas. São formadas pelas vigas com relação  $a/d$  maior que 6,

que, geralmente, apresentam ruptura típica de flexão, iniciando com escoamento das armaduras e finalizando com esmagamento do concreto da zona comprimida, conforme figura 3.22. Neste modo de ruptura, ocorre escoamento das barras longitudinais e fissuração do concreto adjacente antes que ocorram de fissuras de cisalhamento (O'BRIEN & DIXON, 1994).

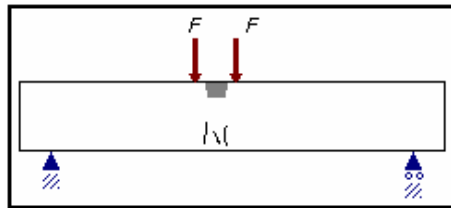


Figura 3.22 – Ruptura por flexão (O'BRIEN & DIXON, 1994)

Em resumo observa-se que, na categoria I, o principal modo de ruptura é a *tipo viga-parede*, na Categoria II, a ruptura pode ocorrer com tipos distintos: *tipo cortante-aderência*, *pino ou compressão*, já na categoria III, o principal modo de falha é a ruptura da diagonal tracionada, e por fim, na categoria IV, as vigas romperão por flexão, conforme se observa na figura 3.23.

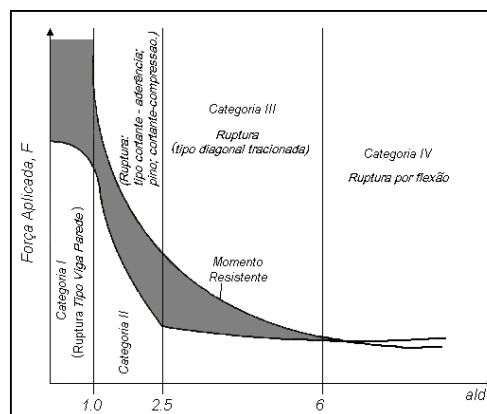


Figura 3.23 – Categorias e seus principais modos de ruptura (O'BRIEN & DIXON, 1994).

### 3.6 FATORES QUE INFLUENCIAM A CAPACIDADE RESISTENTE AO CISALHAMENTO DE UMA VIGA

No projeto de vigas de concreto armado e protendido, o conhecimento da resistência ao esforço cortante do concreto é essencial. A resistência do concreto ao esforço cortante em vigas é baseada em formulações empíricas derivadas de um

extenso programa experimental. Isto ocorre devido à influência de diferentes parâmetros que afetam a capacidade resistiva ao esforço cortante (O'BRIEN & DIXON, 1994). Na seqüência, apresentam-se os fatores que influenciam a resistência ao esforço cortante em vigas.

### 3.6.1 Tipo de Carregamento e Posição da Carga

Segundo LEONHARDT & MÖNNING (1977), o tipo de carregamento em uma viga influencia a resistência ao esforço cortante. Os ensaios com vigas esbeltas, sem armadura de cisalhamento, indicaram que a capacidade resistente à força cortante para carregamentos uniformemente distribuído, é de 20 a 30% maior do que para cargas concentradas na posição mais desfavorável (crítica). A posição crítica para cargas concentradas caracteriza-se pela relação momento-força cortante ( $a/d$ ) entre 2,5 e 3,5, e para cargas distribuídas, esbeltez ( $l/d$ ) entre 10 e 14, conforme figura 3.24.

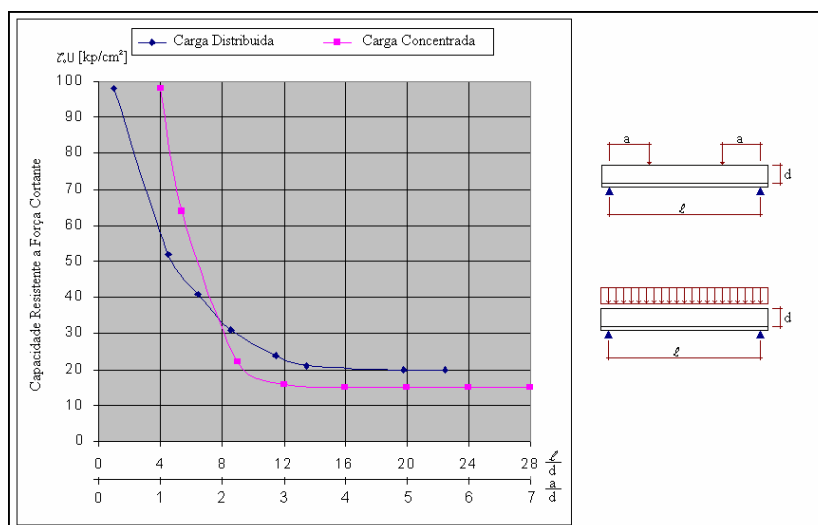


Figura 3.24 – Comparação da resistência ao esforço cortante entre cargas concentradas e distribuídas (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

LEONHARDT & MÖNNING (1977) acrescentam que quando as cargas são concentradas, a resistência ao esforço cortante é influenciada pela distância da carga até o apoio. A capacidade resistente à força cortante aumenta quanto mais próxima do apoio a carga estiver, observando uma relação decrescente  $a/d < 2,5$ ; em se tratando de cargas distribuídas, nota-se um acréscimo de resistência para  $l/d < 10$ .



O diagrama momento de ruptura *versus* relação momento-força cortante possui um declive partindo da relação  $a/d$  igual a 1 até um valor mínimo para o momento de ruptura na relação  $a/d$  aproximadamente igual a 3. Após este valor mínimo, o momento de ruptura sobe até atingir a ruptura por flexão que ocorre na relação  $a/d$  igual a 7, conforme figura 3.25.

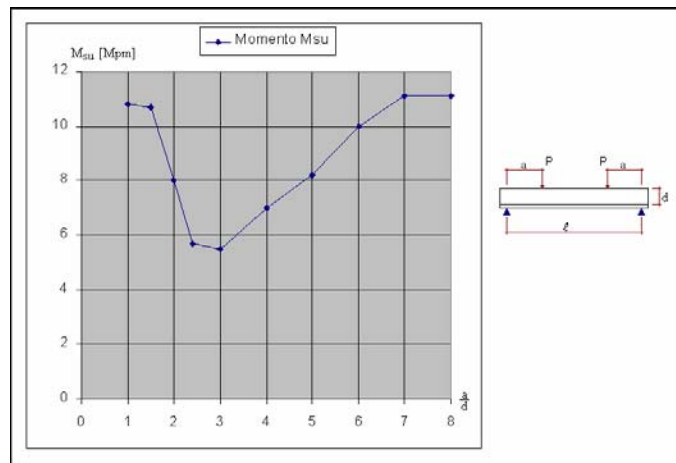


Figura 3.25 – Momento de ruptura *versus* relação momento-força cortante (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

Ainda, no diagrama da figura 3.25, a viga não possuía armadura transversal, que teria como finalidade compensar a deficiência da capacidade resistente à força cortante, demonstradas pelo “vale” do diagrama, de modo que, em geral, a capacidade resistente à flexão seja atingida.

Por fim, quanto a relação  $a/d > 7$  (cargas concentradas) e a relação  $l/d > 24$  (cargas distribuídas), não existe perigo de ruptura por força cortante, mesmo sem armadura de cisalhamento.

### 3.6.2 Tipo de Introdução da Carga

De acordo com LEONHARDT & MÖNNING (1977), quando é feita a ligação de uma viga com outra, através de toda sua altura  $d$ , a que se apóia, distribui sua carga ao longo da altura da de apoio, diz-se então, que se trata de um carregamento ou apoio indireto. Nesta região de cruzamento é necessário armadura de suspensão.

Observa-se ainda que, fora da região de cruzamento, a viga não é influenciada por esse tipo de introdução de cargas ou de apoio, isto é, o comportamento em relação à força cortante é o mesmo que para apoio ou carregamento direto, essas mesmas considerações valem para o dimensionamento da força cortante. Na região de cruzamento, a armadura de suspensão preenche simultaneamente este objetivo, bem como a função da armadura de cisalhamento.

### 3.6.2.1 Cargas penduradas na parte inferior

Segundo LEONHARDT & MÖNNING (1977), as cargas penduradas na parte inferior de uma viga produzem tração na alma e devem ser transferidas pelas barras de tração da alma ao banzo comprimido. Essa armadura de suspensão é adicional à armadura de cisalhamento necessária, nesse caso, é dimensionada como se a carga pendurada atuasse na parte superior.

### 3.6.3 Influência da Armadura Longitudinal

LEONHARDT & MÖNNING (1977) afirmam que o desenvolvimento de uma fissura de cisalhamento até a zona comprimida do concreto depende da rigidez do banzo tracionado.

Os mesmos autores observaram em diversos resultados experimentais que existe influência da taxa de armadura longitudinal sobre a capacidade resistente à força cortante. Com isso, nota-se que o escalonamento da armadura longitudinal com a proximidade do apoio traz uma diminuição da capacidade resistente à força cortante. Tal redução de taxa de armadura pode provocar um escorregamento da ancoragem no apoio, atuando como fator enfraquecedor nesta região.

A aderência da armadura longitudinal é outro fator que influencia a capacidade resistente ao esforço cortante de uma viga: nota-se que, para uma mesma área de seção transversal de aço, quanto maior o número de barras, maior será a resistência ao cortante.

### 3.6.4 Influência da Forma da Seção Transversal e da Taxa de Armadura Transversal

De acordo com LEONHARDT & MÖNNING (1977), a forma de seção transversal tem uma forte influência sobre o comportamento resistente de vigas de concreto armado, solicitadas à força cortante.

A seção retangular pode se adaptar livremente a uma forte inclinação do banzo comprimido e, freqüentemente, pode absorver toda a força transversal (figura 3.26) através da componente vertical  $D_v$  da força  $D$  no banzo comprimido.

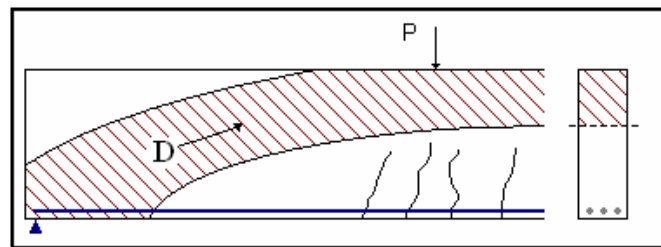


Figura 3.26 – Comportamento estrutural de vigas de seção retangular (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

Em seções transversais de vigas “T”, a força no banzo comprimido é praticamente horizontal, pois ela comprime a mesa até a proximidade do apoio, comprimindo a alma apenas para transferir o esforço até o apoio. Por este motivo, o banzo comprimido absorve uma pequena parcela da força transversal, sendo o resto absorvido pelas diagonais comprimidas e barras da armadura de cisalhamento, conforme figura 3.27.

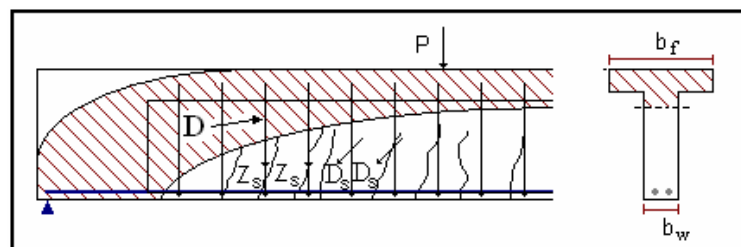


Figura 3.27- Comportamento estrutural de vigas de seção T (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

A relação da rigidez da largura do banzo comprimido ( $b_f$ ) com a correspondente largura das diagonais comprimidas da alma ( $b_w$ ) é muito maior em vigas T do que em vigas retangulares. Ainda, os ensaios de cisalhamento em Stuttgart foram os primeiros a mostrar a influência da forma da seção transversal, especialmente

a da “relação de rigidez”  $b_f/b_w$ . Um resultado importante ficou evidente nas tensões medidas nos estribos: quanto maior a relação  $b_f/b_w$ , maior é a tensão nos estribos, para a mesma carga  $P$ . Nesses ensaios, fez-se apenas a variação da relação supra, enquanto a disposição da carga, o comprimento e as armaduras permaneceram iguais em todas vigas, como se pode verificar na figura 3.28:

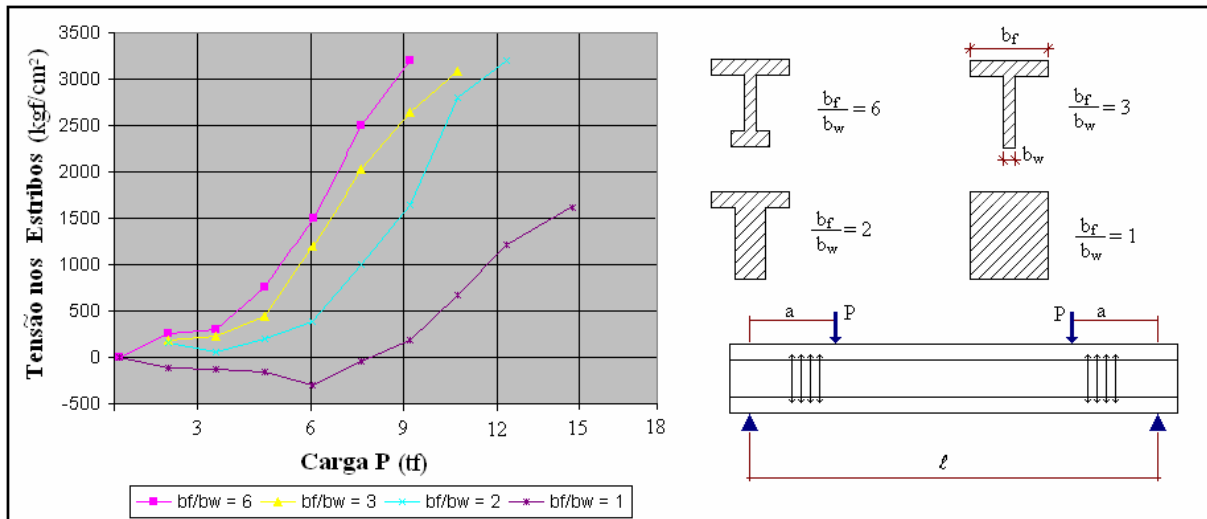


Figura 3.28 – Tensão nos estribos com a variação da relação  $b_f/b_w$  (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

Nos mesmos ensaios, foram observados também que:

- i. Nas vigas de seção retangular, os estribos foram submetidos a tensões de compressão até que uma fissura de cisalhamento cruzasse o estribo. Para este tipo de seção as fissuras de cisalhamento possuem inclinações em torno de  $30^\circ$ .
- ii. Nas vigas com seção transversal em forma de T, as tensões no estribo aumentaram, mas, em todos os casos, as tensões ficaram bem abaixo da tensão de escoamento dos estribos ( $\sigma_{e,estr}$ ), a qual foi calculada de acordo com a clássica analogia da treliça de Morsch (banzos paralelos, diagonais a  $45^\circ$ ). Para este tipo de seção, as fissuras de cisalhamento possuem inclinações variando de  $30^\circ$  a  $45^\circ$  com o aumento da relação  $b_f/b_w$ .

- iii. Em vigas com almas muito delgadas, ou seja, com  $b_f/b_w$  igual a 15 e com armadura de cisalhamento total, segundo Mörsch, a parcela da força cortante absorvida por essa armadura não passa de 80%, tanto para estribos verticais como para os inclinados a 45°.

### 3.6.5 Influência da Altura Total da Viga

Ensaio realizado em vigas sem armaduras de cisalhamento com diferentes alturas, igual taxa de armadura longitudinal ( $\rho l$ ) e mesma distribuição de barras, mostraram que a capacidade resistente à força cortante diminuiu consideravelmente com o aumento da altura  $d$  quando a granulometria e o cobrimento não variarem. Razão pela qual, o engrenamento dos agregados, em vigas sem armadura de cisalhamento, desempenha um importante papel prático.

## 3.7 ANALOGIA CLÁSSICA DE TRELIÇA

Segundo LEONHARDT & MÖNNING (1977), para a configuração da armadura de cisalhamento não é suficiente a consideração de treliça isostática com diagonais tracionadas simples, eis que a grande distância entre as barras de tração poderia permitir o surgimento de fissuras não interceptadas por elas, provocando a ruptura por força cortante. A analogia clássica de treliça baseia-se na superposição de várias treliças isostáticas de elementos simples com banzos paralelos, diagonais comprimidas com inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal e pelas diagonais tracionadas com inclinação ( $\alpha$ ) qualquer entre 45° e 90°, que frise-se, representam uma treliça em malha bem mais próxima da realidade e com alto grau de hiperestaticidade. O cálculo dos esforços e tensões na alma é realizado como em treliças com elementos simples.

A figura 3.29 mostra uma treliça de extremidade de viga na qual as diagonais tracionadas possuem uma inclinação qualquer entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal, as diagonais comprimidas possuem inclinação de 45° e os banzos

tracionados e comprimidos são paralelos, inclusive com atuação de uma força cortante constante.

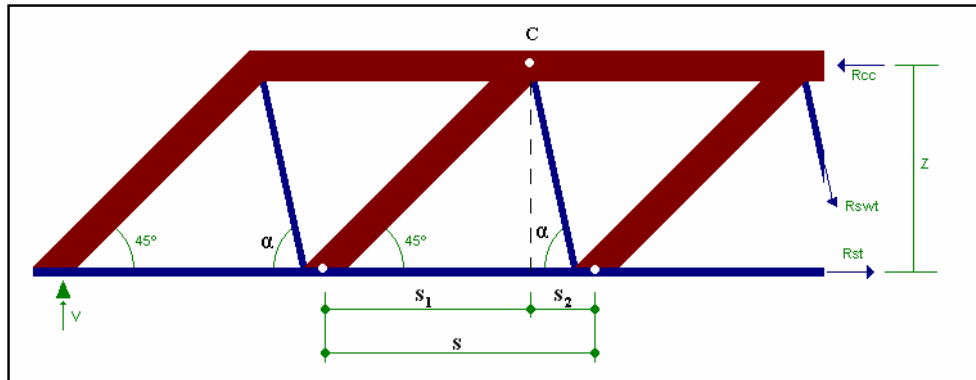


Figura 3.29 - Treliça clássica

onde:

$R_{swt}$  – força resultante nas diagonais tracionadas da treliça;

$R_{cc}$  – força resultante no banzo comprimido da treliça;

$R_{st}$  – força resultante no banzo tracionado da treliça;

$V$  – força cortante que atua na viga;

$z$  – braço de alavanca entre o banzo tracionado e o comprimido da treliça;

$s$  – espaçamento entre as diagonais tracionadas da treliça;

$\alpha$  – ângulo de inclinação das diagonais tracionadas da treliça em relação ao eixo longitudinal da viga;

Na Figura 3.29, observa-se que:

$$s = s_1 + s_2 \quad [3.15]$$

Por trigonometria obtém-se:

$$s_1 = \frac{z}{\operatorname{tg}(45^\circ)} = z \quad [3.16]$$

$$s_2 = \frac{z}{\operatorname{tg}(\alpha)} = z \cdot \cot(\alpha) \quad [3.17]$$

Com a [3.16] e [3.17] na [3.15] chega-se na equação [3.18]:

$$s = z(1 + \cot \alpha) \quad [3.18]$$

Impondo o equilíbrio das forças na direção “y” da Figura 3.29 obtém-se o valor de  $R_{swt}$  expresso pela equação [3.19]:

$$R_{swt} = \frac{V}{\text{sen} \alpha} \quad [3.19]$$

Como  $R_{swt}$  refere-se ao comprimento  $s$ , para que se tenha um valor relativo divide-se os membros da equação [3.19] por  $s$  para que seja determinado um esforço resultante por unidade de comprimento de viga.

$$\frac{R_{swt}}{s} = \frac{V}{\text{sen} \alpha} \cdot \frac{1}{z(1 + \cot \alpha)} = \frac{V}{z.(1 + \cot \alpha).\text{sen} \alpha} \quad [3.20]$$

Da definição de tensão normal tem-se:

$$R_{swt} = A_{sw} \cdot \sigma_{si} \quad [3.21]$$

onde:

$A_{sw}$  – área de seção transversal da armadura de cisalhamento;

$\sigma_{si}$  – tensão de tração da armadura.

Substituindo [3.21] na [3.20] tem-se:

$$\frac{A_{sw} \cdot \sigma_{si}}{s} = \frac{V}{z.(1 + \cot \alpha).\text{sen} \alpha} \quad [3.22]$$

Logo, a tensão atuante na armadura de tração da alma é dada pela equação [3.23]:

$$\sigma_{si} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z.(1 + \cot \alpha).\text{sen} \alpha} \quad [3.23]$$

No Estado Limite Último (E.L.U.) substitui-se a tensão “ $\sigma_{si}$ ” por “ $f_{yd}$ ”, e considerando que o esforço cortante (V) está sendo totalmente absorvido pela armadura, é substituído por  $V_{sw}$ , dado pela equação [3.24]:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \operatorname{sen} \alpha}{s} \quad [3.24]$$

### 3.8 ANALOGIA DE TRELIÇA GENERALIZADA

De acordo com RÜSCH (1980), com a ampliação da analogia clássica de treliça, o comportamento estrutural efetivo a ela correspondente é atualmente considerado com banzo superior inclinado e com diagonais comprimidas menos inclinadas do que 45°, o que conduz à analogia de treliça generalizada. As inclinações dos elementos comprimidos são influenciadas pela taxa de armadura transversal.

Em função das possíveis variações de inclinações dos elementos comprimidos e da alta hiperestaticidade interna essas treliças não são apropriadas para dimensionamento, mas são úteis para a concepção do comportamento estrutural. Entretanto, se for feita a consideração de uma treliça, onde somente as diagonais comprimidas podem ter inclinações variáveis, mantendo-se paralelos os banzos tracionados e comprimidos, é possível determinar os esforços e tensões em suas diagonais.

Quanto a esta analogia de treliça, CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO (2004) afirmam que, com o desenvolvimento e crescimento das pesquisas laboratoriais, nota-se que a armadura transversal obtida por esta sistemática mostra-se exagerada, ou seja, a tensão real atuante na armadura é menor que a obtida por esse modelo, sendo que essa diferença pode ser oriunda principalmente de alguns fatos:

- a) A treliça na realidade é hiperestática (os nós não são articulações perfeitas);



- b) Nas regiões próximas aos apoios, a inclinação das bielas é menor que  $45^\circ$ ;
- c) Parte do esforço cortante é absorvido pela zona de concreto comprimido;
- d) Os banzos não são paralelos (o banzo superior – comprimido – é inclinado);
- e) As bielas de concreto estão parcialmente engastadas na ligação com o banzo comprimido, logo, submetidas a flexo-compressão, aliviando as diagonais tracionadas;
- f) As bielas são mais rígidas que as diagonais tracionadas e absorvem uma parcela maior do esforço cortante do que aquela determinada pela treliça clássica;
- g) A quantidade de armadura longitudinal influi no esforço da armadura transversal, devido ao efeito de pino.

A figura 3.30 mostra uma treliça de uma extremidade de viga na qual as diagonais tracionadas possuem uma inclinação qualquer entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da peça, as diagonais comprimidas possuem inclinação ( $\theta$ ) variável, os banzos tracionados e comprimidos são considerados paralelos, com atuação de uma força cortante constante.

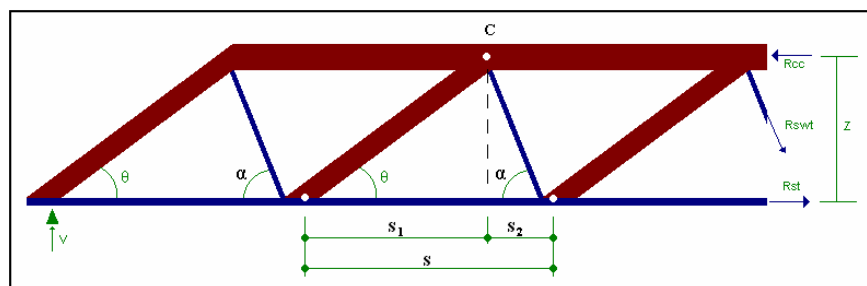


Figura 3.30 - Treliça generalizada

Observando-se a Figura 3.30, tem-se:

$$s = s_1 + s_2 \quad [3.25]$$

Por trigonometria, obtém-se:

$$s_1 = z \cdot \cot(\theta) \quad [3.26]$$

$$s_2 = z \cdot \cot(\alpha) \quad [3.27]$$

Substituindo-se as equações [3.26] e [3.27] na [3.25], obtém-se:

$$s = z(\cot \theta + \cot \alpha) \quad [3.28]$$

Impondo o equilíbrio das forças na direção “y” na figura 3.30, obtém-se o valor de  $R_{swt}$  expresso pela equação [3.29]:

$$R_{swt} = \frac{V}{\text{sen} \alpha} \quad [3.29]$$

Como  $R_{swt}$  refere-se ao comprimento  $s$ , para que se tenha um valor relativo, divide-se ambos os membros da equação [3.29] por “ $s$ ” para que seja determinado um esforço resultante por unidade de comprimento de viga:

$$\frac{R_{swt}}{s} = \frac{V}{\text{sen} \alpha} \cdot \frac{1}{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{V}{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen} \alpha} \quad [3.30]$$

Da definição de tensão normal tem-se:

$$R_{swt} = A_{sw} \cdot \sigma_{si} \quad [3.31]$$

Substituindo-se a equação [3.31] na equação [3.30] obtém-se:

$$\frac{A_{sw} \cdot \sigma_{si}}{s} = \frac{V}{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen} \alpha} \quad [3.32]$$

Então, pode-se determinar a tensão atuante na armadura de tração da alma:

$$\sigma_{si} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen} \alpha} \quad [3.33]$$

No Estado Limite Último (E.L.U.), substitui-se a tensão “ $\sigma_{si}$ ” por “ $f_{yd}$ ” e considerando que o esforço cortante ( $V$ ) está sendo totalmente absorvido pela armadura, ele é substituído por  $V_{sw}$ , expresso pela equação [3.34]:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen} \alpha}{s} \quad [3.34]$$

## 4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este capítulo se deterá ao modo de desenvolvimento desta dissertação, sendo cinco os passos responsáveis pelo desdobramento da proposta principal.

No *primeiro*, foi realizado o levantamento da bibliografia, buscando-se uma familiarização com o assunto sobre os PRFC e a problemática que envolve sua utilização, enfocando aspectos históricos da composição, do sistema de aplicação e das vantagens e desvantagens deste material, conforme pode ser verificado no capítulo 2 deste trabalho.

No *segundo*, realizou-se uma seleção bibliográfica focada na questão do cisalhamento em vigas de concreto armado, abrangendo assuntos desde formulações, passando pelos modos de ruptura por força cortante e finalizando com as teorias de treliça, como exposto no capítulo 3.

Pode-se verificar pela revisão de literatura que, até o presente momento, não existem normas técnicas que contemplem os critérios de projeto de cálculo da armadura resistente ao cisalhamento juntamente com o cálculo do reforço externo com PRFC, e esta inexistência poderá ser comprovada também pelos capítulos a seguir.

Face à esse dado, no *terceiro* passo, a bibliografia consultada permitiu o detalhamento dos critérios de projeto para vigas de concreto armado. Por outro lado, essa mesma literatura conduziu o trabalho a uma apresentação de critérios para o reforço com PRFC. Este detalhamento é apresentado de modo esquemático na Figura 4.1 a seguir, que mostra uma divisão entre os critérios de projeto de vigas de concreto armado e os de projeto do reforço com PRFC.

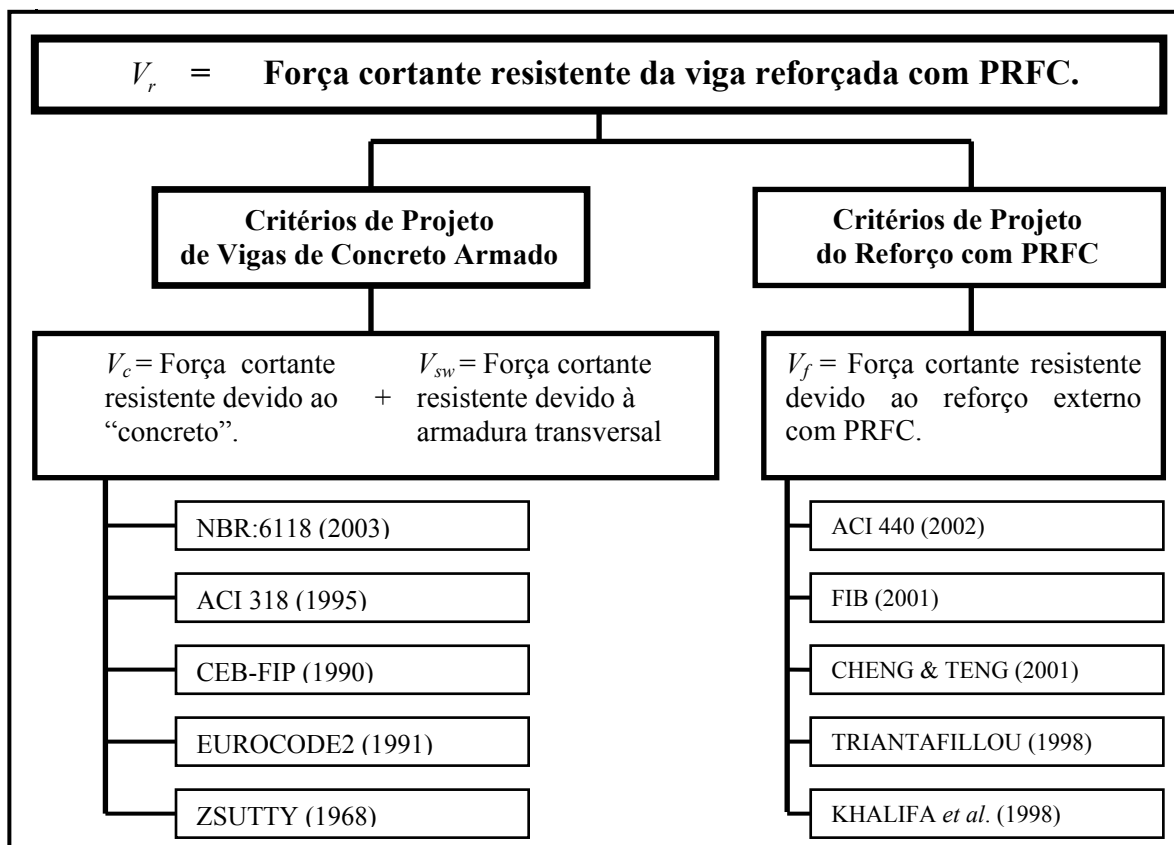


Figura 4.1 – Critérios de projeto: das normas e dos pesquisadores.

Com os critérios de projeto já apresentados e detalhados, deu-se início ao *quarto* passo do trabalho, que expõe experimentos realizados por alguns pesquisadores destacados e listados na Figura 4.2, a seguir. A realização desta tarefa mostrou a maneira como cada autor conduz seus experimentos utilizando-se de elementos tais como: material e configuração do reforço, tipo de seção transversal das vigas, características do concreto e aço utilizados, relação entre vão de cisalhamento e altura útil, modo de ruptura e, particularmente, a carga de ruptura.

Os experimentos selecionados para este estudo foram divididos em dois grupos: os realizados por pesquisadores nacionais e os realizados por alguns pesquisadores estrangeiros. A divisão foi feita para permitir uma comparação dos materiais e das técnicas utilizados por esses dois grupos, com a finalidade de avaliar o grau de convergência ou não, entre eles. Confira-se a Figura 4.2, a seguir.

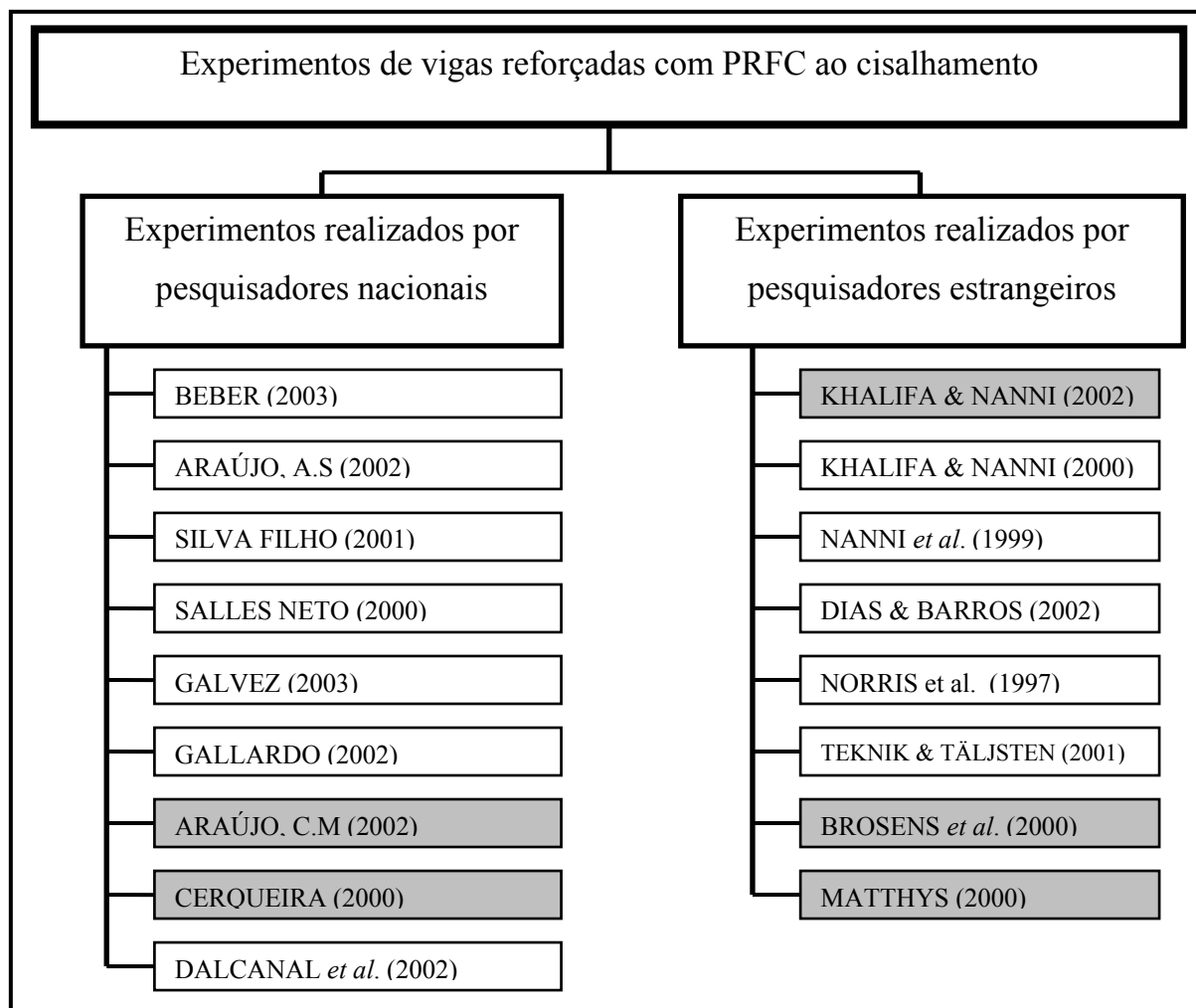


Figura 4.2 – Experimentos realizados por pesquisadores nacionais e estrangeiros.

Na figura 4.2 observam-se experimentos com sombreamento, isto se deve ao fato de que estes experimentos estão detalhados no apêndice deste trabalho, sendo que sua não inclusão nas análises deu-se por possuírem configurações diferenciadas dos demais, e tal diferenciação é dada por uma associação das seguintes características: armadura interna ou reforço diferenciado de uma extremidade com relação à outra, reforço em apenas uma face da viga ou viga de referência com armaduras diferentes das vigas reforçadas. Para as duas primeiras situações, seria possível incluir os experimentos nas análises se os pesquisadores tivessem explicitado em seus trabalhos qual extremidade falhou.

Após exposição e detalhamento dos critérios de projeto, experimentos e seus resultados, iniciou-se o *quinto* passo, que contou com a avaliação dos primeiros

utilizando resultados teóricos e experimentais, de acordo com métodos de avaliação dos critérios, a seguir detalhados.

#### 4.1 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS

Para uma melhor avaliação dos critérios, desenvolveu-se alguns métodos.

##### 4.1.1 Método de avaliação dos critérios de projeto da resistência ao cisalhamento da viga de concreto armado.

Com este método serão avaliados os critérios de projeto de determinação da resistência ao cisalhamento do “concreto” ( $V_c$ ) e da armadura ( $V_{sw}$ ).

Executado o rompimento das vigas de referência, é obtido a carga última experimental ( $P_{u(exp.)}^{Ref.}$ ), observando que o carregamento e a estrutura são simétricos, obtém-se a força cortante última experimental ( $V_{u(exp.)}$ ), dada pela equação abaixo:

$$V_{u(exp.)} = \frac{P_{u(exp.)}^{Ref.}}{2} \quad [4.1]$$

Com a substituição dos dados particulares nos critérios de projeto em estudo, obtém-se a força cortante última teórica resistente pelo “concreto” e pela armadura, expressa pela equação a seguir:

$$V_{u(teó.)} = V_c + V_{sw} \quad [4.2]$$

Para a avaliação dos critérios, será executada a razão entre o valor da força cortante última experimental ( $V_{u(exp.)}$ ) e a teórica ( $V_{u(teó.)}$ ), a razão que for mais próxima da unidade indica que, para o caso em estudo, o critério obtém resultados mais próximos dos experimentais.

Este método de avaliação está representado esquematicamente na figura a seguir.

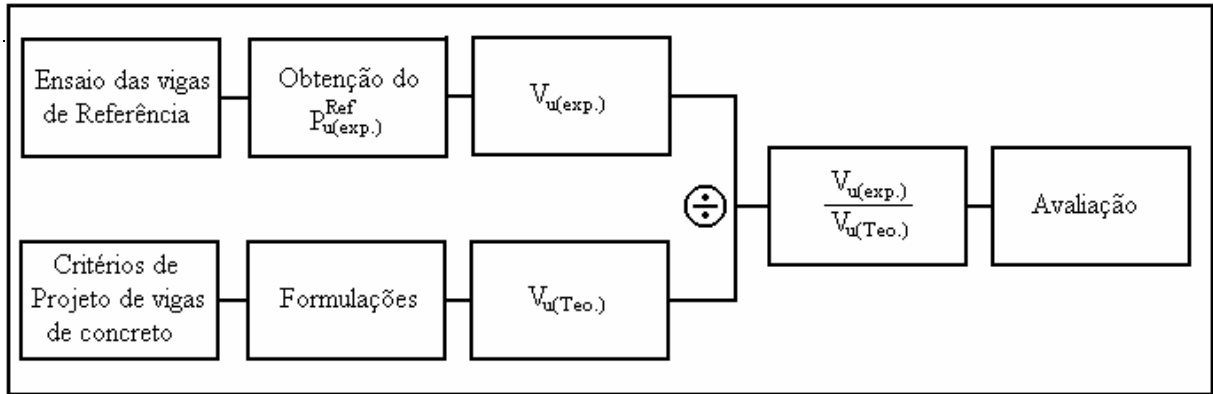


Figura 4.3 – Representação esquemática do método de avaliação das resistências do “concreto” e da armadura.

#### 4.1.2 Método de avaliação dos critérios de projeto da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRFC, (MÉTODO I).

Com este método, serão avaliados os critérios de projeto de determinação da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com reforço externo de PRFC.

Executado o rompimento das vigas reforçadas, é obtida a carga última experimental ( $P_{u(\text{exp.})}$ ); observando-se que o carregamento e a estrutura são simétricos, obtém-se a força cortante última experimental ( $V_{u(\text{exp.})}$ ), dada pela equação abaixo:

$$V_{u(\text{exp.})} = \frac{P_{u(\text{exp.})}}{2} = (V_c + V_{sw} + V_f)_{(\text{exp.})} \quad [4.3]$$

Executado o rompimento das vigas de referência, tem-se a carga última experimental ( $P_{u(\text{exp.})}^{\text{Ref.}}$ ); observando-se que o carregamento e a estrutura são simétricos, obtém-se a soma das forças cortantes experimentais do “concreto” e da armadura transversal  $(V_c + V_{sw})_{(\text{exp.})}$ , dada pela equação abaixo:

$$(V_c + V_{sw})_{(\text{exp.})} = \frac{P_{u(\text{exp.})}^{\text{Ref.}}}{2} \quad [4.4]$$

Com a substituição dos dados particulares nos critérios de projeto em estudo, obtém-se a força cortante teórica resistida pelo reforço externo ( $V_{f(\text{critério})}$ ).

Realizando-se o somatório das parcelas  $(V_c + V_{sw})_{(exp.)}$  e o  $V_{f(critério)}$ , obtém-se assim a força cortante última de avaliação ( $V_{u(aval.)}$ ) para cada critério.

Para a avaliação dos critérios, será executada a razão entre o valor da força cortante última experimental ( $V_{u(exp.)}$ ) e a de avaliação ( $V_{u(aval.)}$ ), com esta razão, para cada viga reforçada, constrói-se o gráfico razão de comparação para cada experimento, e, fundamentando-se nesse gráfico, realiza-se a avaliação dos critérios.

Este método de avaliação está representado esquematicamente na figura a seguir.

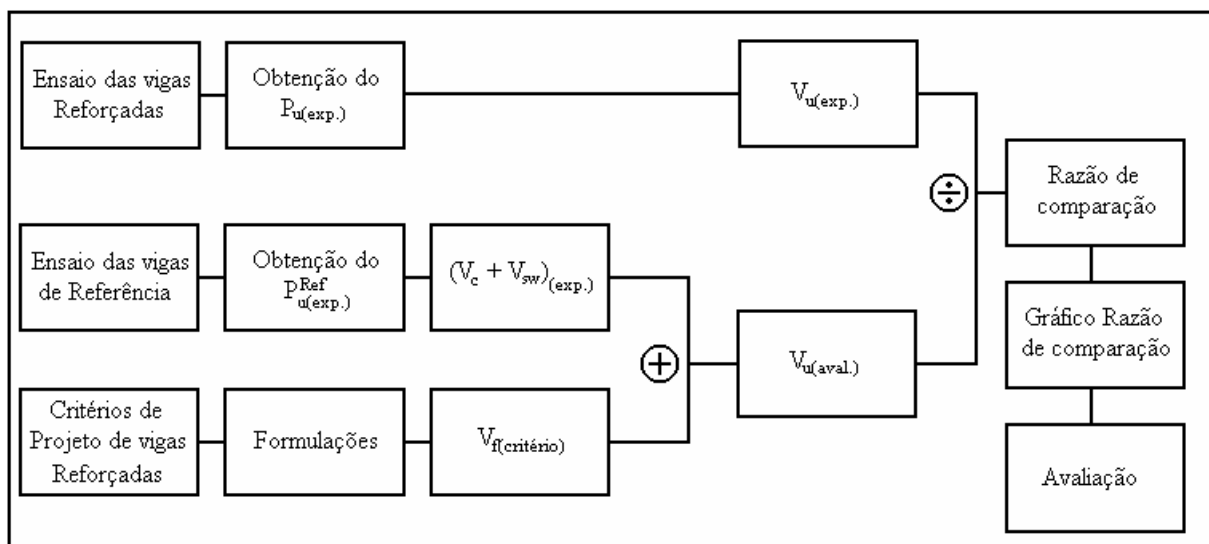


Figura 4.4 – Representação esquemática do método I de avaliação da resistência do reforço.

#### 4.1.3 Método de avaliação dos critérios de projeto da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRFC, (MÉTODO II).

Com este método, serão avaliados os critérios de projeto de determinação da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com reforço externo de PRFC.

Executado o rompimento das vigas reforçadas, é obtida a carga última experimental ( $P_{u(exp.)}$ ); observando que o carregamento e a estrutura são simétricos, obtém-se a força cortante última experimental ( $V_{u(exp.)}$ ), conforme a equação [4.5]:



$$V_{u(\text{exp.})} = \frac{P_{u(\text{exp.})}^{\text{Ref.}}}{2} = (V_c + V_{sw} + V_f)_{(\text{exp.})} \quad [4.5]$$

Com o rompimento das vigas de referência, é obtida a carga última experimental ( $P_{u(\text{exp.})}^{\text{Ref.}}$ ); observando que o carregamento e a estrutura são simétricos, obtém-se a soma das forças cortantes experimentais do “concreto” e da armadura transversal  $(V_c + V_{sw})_{(\text{exp.})}$ , dada pela equação [4.6]:

$$(V_c + V_{sw})_{(\text{exp.})} = \frac{P_{u(\text{exp.})}^{\text{Ref.}}}{2} \quad [4.6]$$

Subtraindo-se as equações [4.6] da [4.5], obtém-se a resistência ao esforço cortante experimental do reforço  $V_{f(\text{exp.})}$ . Com a substituição dos dados particulares nos critérios de projeto em estudo, obtém-se a força cortante teórica resistida pelo reforço externo ( $V_{f(\text{critério})}$ ).

Para a avaliação dos critérios, será executada a razão entre o valor da força cortante experimental do reforço ( $V_{f(\text{exp.})}$ ) e a teórica resistida pelo reforço ( $V_{f(\text{critério})}$ ). Com esta razão, para cada viga reforçada, constrói-se o gráfico razão de comparação, e com base nesse gráfico, realiza-se a avaliação dos critérios.

Este método de avaliação está representado esquematicamente na figura a [4.5]:

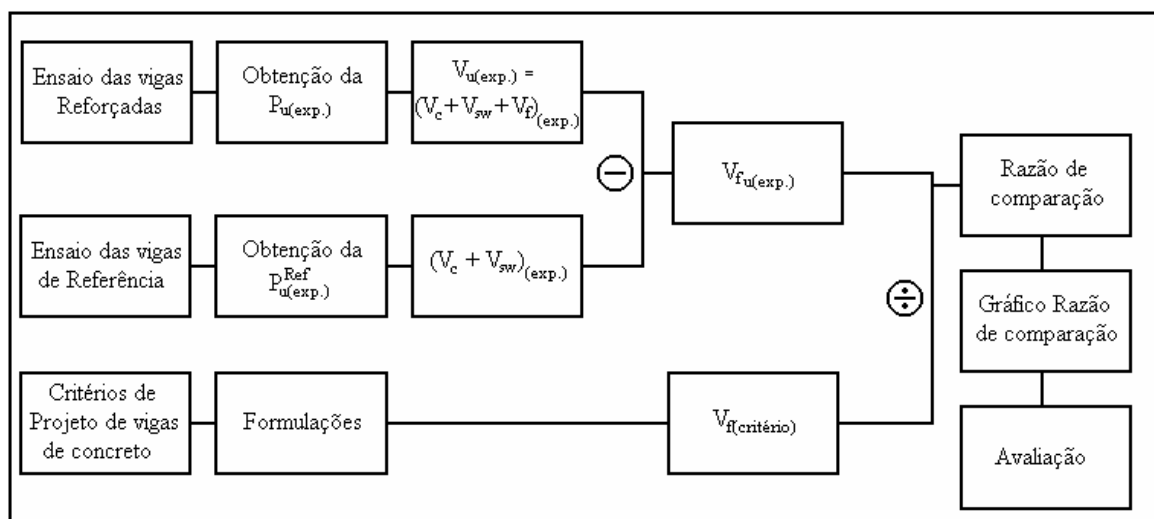


Figura 4.5 - Representação esquemática do método II de avaliação da resistência do reforço.

## 4.2 SIMPLIFICAÇÕES ADOTADAS

Para os critérios aqui apresentados serão utilizadas as seguintes simplificações, respeitando-se as limitações impostas:

- i. Resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), igual à tensão específica à compressão do concreto ( $f'_c$ ), que serão representadas e substituídas pelo valor médio de resistência à compressão dos resultados experimental ( $f_c$ );
- ii. Tensão característica de escoamento do aço ( $f_{yk}$ ), igual à tensão específica de escoamento do aço, que serão representadas e substituídas pela tensão de tração experimental do aço ( $f_y$ );
- iii. Todos os coeficientes de minoração das resistências e de majoração das cargas serão iguais à unidade.
- iv. Para o modelo II da NBR:6118, Modelo das Bielas com Inclinação Variável (MBIV) do EUROCODE 2 e para CEB-FIP, utilizar-se-á  $30^\circ$  para o ângulo das bielas de concreto comprimido.

## 5 CRITÉRIOS DE PROJETOS PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS COM PRFC.

Este capítulo detalhará os critérios de projeto para cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado e do reforço com PRFC, conforme já apresentado na Figura 4.1, abrangendo suas considerações, formulações e os mais diversos coeficientes por eles tratados.

Todos os critérios aqui abordados utilizam a teoria aditiva para a determinação da capacidade resistente à força cortante de uma viga reforçada, o que significa que a força resistente ao cisalhamento de uma viga de concreto armado reforçada com PRFC é dada pela contribuição das parcelas resistivas do “concreto”, da armadura transversal (interna) e do reforço, como se apresenta na fórmula [5.1], (FIB, 2001).

$$V_r = V_c + V_{sw} + V_f \quad [5.1]$$

onde:

$V_r$  – força cortante resistente da viga reforçada;

$V_c$  – força cortante resistente devido ao “concreto”;

$V_{sw}$  – força cortante resistente devido à armadura transversal (interna);

$V_f$  – força cortante resistente devido ao reforço com PRFC.

### 5.1 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Serão aqui apresentados os critérios de projeto da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto. Estes critérios contemplarão o cálculo das duas primeiras parcelas da equação [5.1].

A primeira trata da resistência ao cisalhamento do “concreto” ( $V_c$ ), que é função do efeito de pino das armaduras longitudinais, engrenamento dos agregados, resistência do concreto não fissurado e do efeito arco (O’BRIEN & DIXON, 1994).

A segunda é devido à armadura transversal, que tem como objetivo minimizar a abertura das fissuras ocasionadas na diagonal tracionada e transmitir as tensões de um lado para o outro da fissura (BEBER, 2003).

Os critérios de projeto, para determinação das forças cortantes resistidas pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), estudados neste trabalho, serão os da NBR6118 (2003), ACI 318(1995), CEB-FIP MC(1990), EUROCODE 2(1991) e o do pesquisador ZSUTTY (1968).

Observa-se que todos os critérios possuem como base a analogia de treliça, divergindo em coeficientes de minoração oriundos de resultados experimentais que levam a resultados finais dispersos.

Para o melhor entendimento das equações propostas para o cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” e pela armadura, apresentam-se na figura 5.1, os principais elementos geométricos destas equações.

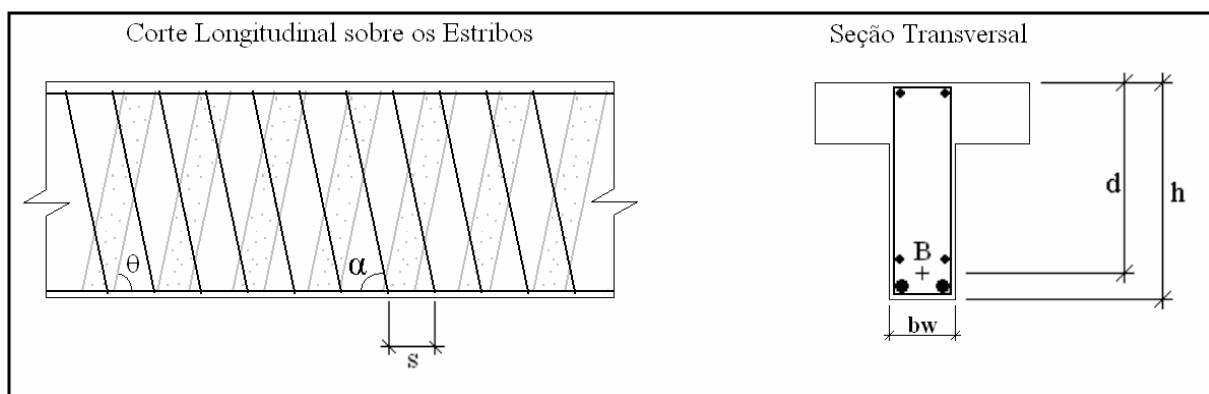


Figura 5.1– Elementos geométricos da seção e armadura transversal.

A partir desta figura, no corte longitudinal sobre os estribos, têm-se: o espaçamento entre eles ( $s$ ), o ângulo entre a armadura transversal e o eixo longitudinal da peça ( $\alpha$ ), e a indicação do ângulo de inclinação das bielas de concreto ( $\theta$ ). A seção transversal apresenta: altura da viga ( $h$ ), altura útil ( $d$ ) e largura de sua alma ( $b_w$ ).

### 5.1.1 Critério da ABNT NBR 6118 (2003)

Esta norma possui dois modelos de cálculo da resistência de uma viga ao cisalhamento, cada um com particularidades que serão abordadas na sua apresentação.

Existem também, considerações comuns a ambos os modelos, que serão apresentadas e detalhadas preliminarmente.

#### 5.1.1.1 Considerações gerais para os dois modelos

Segundo NBR 6118 (2003), a resistência de uma viga ao cisalhamento em uma determinada seção transversal é considerada aceitável quando satisfeitas as condições das equações [5.2] e [5.3].

A primeira condição é a garantia que não haja a ruptura da biela de concreto por esmagamento.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad [5.2]$$

A condição a seguir é que, o esforço cortante solicitante de cálculo seja no máximo igual à soma da resistência do “concreto” e da armadura ao cisalhamento.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad [5.3]$$

onde:

$V_{Sd}$  – força cortante solicitante de cálculo na seção;

$V_{Rd2}$  – força cortante resistente de cálculo nas bielas comprimidas de concreto;

$V_{Rd3}$  – força cortante resistente de cálculo da diagonal tracionada.

Na seqüência, apresentar-se-ão as deduções comentadas das expressões sobre as forças cortantes resistentes de cálculo: nas bielas comprimidas de concreto ( $V_{Rd2}$ ) e na diagonal tracionada ( $V_{Rd3}$ );

A fim de analisar a resistência da biela de concreto comprimido expressa pelas equações [5.15] e [5.18], tem-se que, da condição do equilíbrio de forças na direção vertical na Figura 5.2, origina-se a equação [5.4].

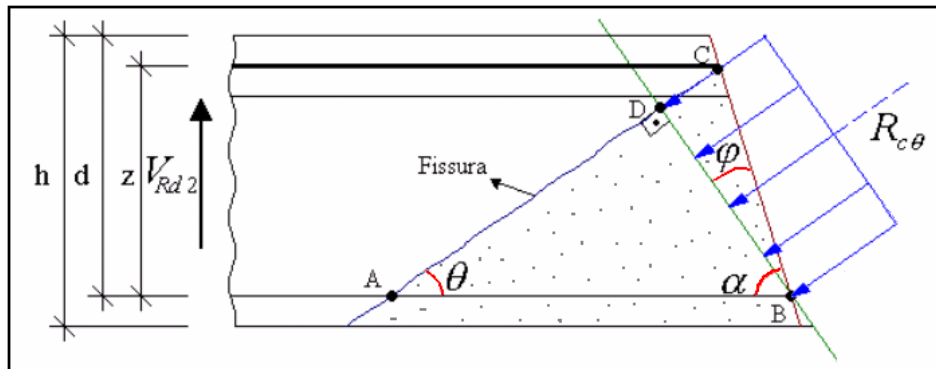


Figura 5.2 – Ilustração da biela comprimida.

$$V_{Rd2} = R_{c\theta} \cdot \text{sen}(\theta) \quad [5.4]$$

onde:

$R_{c\theta}$  – resultante das forças na biela comprimida

Considerando a largura da alma da viga “ $b_w$ ”, a resultante na biela ( $R_{c\theta}$ ) é dada por:

$$R_{c\theta} = \sigma_{c\theta} \cdot BD \cdot b_w \quad [5.5]$$

onde:

$\sigma_{c\theta}$  – tensão de compressão do concreto na direção  $\theta$

Para a determinação do segmento BD, utiliza-se a geometria e trigonometria, obtendo-se:

$$z = BC \cdot \text{sen}(\alpha) \quad \text{que implica em} \quad BC = \frac{z}{\text{sen}(\alpha)}$$

Do triângulo BCD, tem-se:  $BD = BC \cdot \text{cos}(\varphi)$ , então:

$$BD = \frac{z}{\text{sen}(\alpha)} \text{cos}(\varphi)$$

Aplicando o teorema de Thales no triângulo ABD tem-se:

$$\theta + 90 + \alpha - \varphi = 180; \quad \theta + \alpha - \varphi = 90; \quad \varphi = \theta + \alpha - 90; \quad \varphi = \alpha - (90 - \theta)$$

$$\text{Então: } BD = \frac{z}{\text{sen}(\alpha)} \cdot \cos(\alpha - (90 - \theta))$$

Utilizando a trigonometria tem-se:

$$BD = \frac{z}{\text{sen}(\alpha)} \cdot [\cos(\alpha) \cdot \cos(90 - \theta) + \text{sen}(\alpha) \cdot \text{sen}(90 - \theta)]$$

$$BD = \frac{z}{\text{sen}(\alpha)} \cdot [\cos(\alpha) \cdot \text{sen}(\theta) + \text{sen}(\alpha) \cdot \cos(\theta)] = z[\cot(\alpha) \cdot \text{sen}(\theta) + \cos(\theta)]$$

Dividindo a equação acima por  $\text{sen}(\theta)$ :  $\frac{BD}{\text{sen}(\theta)} = z[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]$

Logo, o segmento de reta BD é dado pela equação [5.6]:

$$BD = z[\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \text{sen}(\theta) \quad [5.6]$$

Substituindo o resultado da equação [5.6] substituída na [5.5], na equação [5.4] obtém-se:

$$V_{Rd2} = \sigma_{c\theta} \cdot z \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \text{sen}(\theta) \cdot b_w \cdot \text{sen}(\theta)$$

$$V_{Rd2} = \sigma_{c\theta} \cdot z \cdot b_w \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \text{sen}^2(\theta) \quad [5.7]$$

A tensão de compressão do concreto na direção  $\theta$  ( $\sigma_{c\theta}$ ) está representada na equação [5.8]:

$$\sigma_{c\theta} = 0,7 \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cong 0,6 \cdot f_{cd} \quad [5.8]$$

Considerando que os coeficientes da equação [5.8] são **0,7** e **0,85** tem-se que:

- O coeficiente **0,7**, representa uma redução de 30% na resistência da biela de concreto devido às fissuras que atravessam a mesma (FUSCO, 1995).
- O coeficiente **0,85**, representa uma redução de 15% na resistência do concreto, que é devido:
  1. Ao Efeito Rüsçh, ou seja, redução da resistência do concreto sob carregamento de longa duração (ARAÚJO, J.M, 2003);
  2. Ao concreto, que adquire maior resistência com o aumento da sua idade, pois, em laboratório é realizado o rompimento dos corpos de prova, sendo a carga, neste caso, aplicada de maneira muito rápida, com relação ao que ocorre nas obras;
  3. Ao coeficiente usado para estruturas de concreto que não apresentam confinamento, enquanto que nos laboratórios os corpos de prova são confinados pelos pratos da prensa (FUSCO, 1995).

Para o braço ( $z$ ) entre o banzo comprimido e tracionado, O'BRIEN & DIXON (1995) indicam a aproximação exposta na equação [5.9].

$$z \cong 0,9.d \quad [5.9]$$

Substituindo a equação [5.8] e [5.9] na equação [5.7], obtém-se a equação [5.10] apresentada abaixo:

$$V_{Rd2} = 0,6.f_{cd}.b_w.0,9.d.(\cot(\theta) + \cot(\alpha)).\text{sen}^2(\theta)$$

$$V_{Rd2} = 0,54.f_{cd}.b_w.d.(\cot(\theta) + \cot(\alpha)).\text{sen}^2(\theta) \quad [5.10]$$

A equação [5.10] dá origem às equações do cálculo de  $V_{Rd2}$  dos dois modelos propostos por esta norma. Tanto para o modelo I como para o II, utiliza-se o coeficiente de minoração de  $V_{Rd2}$ , o coeficiente  $\alpha_{v2}$ , que é função do concreto. Este coeficiente, é denominado por O'BRIEN & DIXON (1995) como fator de efetividade



que reflete a diferença entre tensão, medida em corpos de prova cilíndricos em laboratório, e tensão efetiva, na biela de concreto.

A resistência da diagonal tracionada é expressa pela soma dos esforços cortantes resistidos pelo “concreto” e pela armadura transversal, de acordo com a equação abaixo.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad [5.11]$$

A parcela atribuída ao “concreto” ( $V_c$ ), é o somatório do esforço cortante resistido pelo concreto não fissurado ( $V_{cnf}$ ), pelo efeito de pino ( $V_{ep}$ ) e pelo engrenamento dos agregados ( $V_{ia}$ ), de acordo com a equação [5.12]:

$$V_c = V_{c.nf} + V_{e.p} + V_{i.a} \quad [5.12]$$

A parcela atribuída à armadura transversal ( $V_{sw}$ ) origina-se da teoria de treliça generalizada apresentada no capítulo 3, conforme equação [5.13].

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_y \cdot z (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s} \quad [5.13]$$

#### 5.1.1.2 Modelo de cálculo I

Este modelo de cálculo possui considerações particulares com relação ao outro modelo proposto por esta mesma norma, a saber:

- i. As diagonais de compressão estão inclinadas segundo um ângulo ( $\theta$ ) igual à  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da viga;
- ii. A parcela resistida pelos elementos complementares de treliça, ou seja, a resistência devido ao “concreto” ( $V_c$ ), possui valor constante, independente do esforço cortante solicitante ( $V_{sd}$ ) (NBR 6118, 2003).

A primeira verificação proposta pela norma é a análise da diagonal de concreto comprimido, expressa pela equação [5.2], já apresentada, levando em

consideração que o modelo preconiza que a inclinação das bielas de concreto possui um ângulo ( $\theta$ ) igual a  $45^\circ$ . Para o caso de a armadura transversal ser composta por estribos verticais ( $\alpha = 90^\circ$ ), a equação [5.10] adquire a forma apresentada na equação abaixo:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (\cot(45^\circ) + \cot(90^\circ)) \cdot \text{sen}^2(45^\circ)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + 0) \cdot \frac{1}{2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad [5.14]$$

Aplicando o coeficiente de efetividade ( $\alpha_{v2}$ ), discutido previamente, a equação [5.14] assume a forma apresentada na equação [5.15] abaixo:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad [5.15]$$

onde:

$$\alpha_{v2} \text{ – coeficiente de efetividade, } \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ fck em MPa.}$$

A segunda verificação, proposta por esta norma, é a análise da diagonal tracionada conforme a equação [5.3]. Ainda, com relação à mesma equação a parcela  $V_c$ , já discutida anteriormente, apresenta um valor constante igual a  $V_{c0}$ , conforme se observa na equação abaixo:

$$V_c = V_{c0} = 0,06 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad [5.16]$$

onde:

$$f_{ctd} \text{ – resistência do concreto à tração, valor de cálculo, } (f_{ctk,inf} / \gamma_c) \text{ ;}$$

$$f_{ctk,inf} \text{ – resistência do concreto à tração, valor característico inferior, } (0,7 \cdot f_{ctm}) \text{ ;}$$

$f_{ctm}$  – resistência do concreto à tração média,  $\left(0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right)$ ,  $f_{ck}$  em MPa.

Ainda, dentro da segunda verificação proposta, a equação [5.17], fornece o esforço cortante resistente devido à armadura interna.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad [5.17]$$

onde:

$A_{sw}$  – área da armadura transversal

$f_{yd}$  – resistência de cálculo ao escoamento da armadura passiva

### 5.1.1.3 Modelo de Cálculo II

Este modelo, diferentemente do modelo de cálculo I, possui as seguintes considerações:

- i. As diagonais de compressão possuem inclinação ( $\theta$ ) em relação ao eixo longitudinal da viga, variando livremente entre 30° e 45°;
- ii. A parcela resistida pelos elementos complementares de treliça, ou seja, a resistência devido ao “concreto” ( $V_c$ ), sofre uma redução em função do aumento do esforço cortante solicitante ( $V_{sd}$ ), (NBR 6118, 2003).

A primeira verificação proposta por esta norma, é a análise da diagonal de concreto comprimido de acordo com a equação [5.2]. Levando em consideração que este modelo dispõe que a inclinação das bielas de concreto possui um ângulo ( $\theta$ ) variando de 30° à 45°, que a armadura transversal possui um ângulo ( $\alpha$ ) variando desde 45° até 90°, aplicando-se o coeficiente de efetividade ( $\alpha_{v2}$ ), a equação [5.10] adquire a forma apresentada na [5.18], como verifica-se abaixo:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad [5.18]$$

Neste modelo, a segunda verificação proposta por esta norma é absolutamente similar ao do modelo de cálculo I, divergindo apenas com relação ao cálculo da parcela  $V_c$ , que neste caso é igual a  $V_{c1}$ , conforme a equação [5.19]:

$$V_c = V_{c1} = \begin{cases} V_{c0} = 0,06 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d & \text{se } V_{sd} \leq V_{c0} \quad (a) \\ \frac{(V_{sd} - V_{c0}) \cdot V_{c0}}{V_{c0} - V_{Rd2}} + V_{c0} & \text{se } V_{c0} < V_{sd} < V_{Rd2} \quad (b) \\ 0 & \text{se } V_{sd} = V_{Rd2} \quad (c) \end{cases} \quad [5.19]$$

O Gráfico 5.1, exposto a seguir, elucida a equação [5.19], mostrando que  $V_{c1}$  varia de  $V_{c0}$  à zero, em função do crescimento do  $V_{sd}$ .

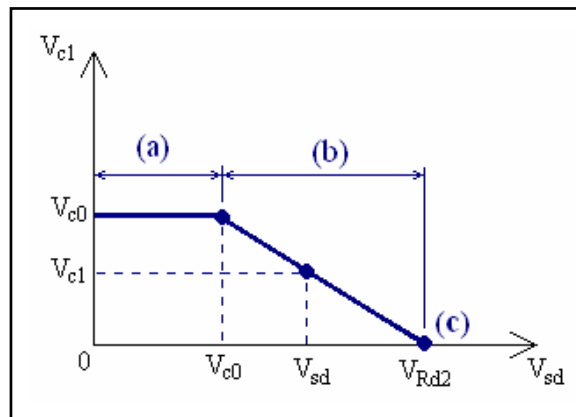


Gráfico 5.1 – Variação da parcela  $V_{c1}$  com relação a solicitação  $V_{sd}$ .

Com a variação da inclinação da biela de concreto de  $45^\circ$  para  $30^\circ$ , verifica-se, através da equação [5.18], que ocorre uma diminuição da capacidade de absorção de esforço cortante pela biela de concreto comprimida. Outro efeito da diminuição da angulação das bielas comprimidas é o aumento da força cortante resistente pela armadura transversal, conforme equação [5.20], e conseqüentemente o aumento da tensão nas mesmas.

$$V_{sw} = \left( A_{sw} / s \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen}(\alpha) \quad [5.20]$$

Segundo O'BRIEN & DIXON (1995), com este aumento da tensão as armaduras podem atingir a tensão de escoamento, ocorrendo assim a sua plastificação, fazendo com que as fissuras na viga se abram mais rapidamente. Visto isso, a fração

da força cortante resistida pelo engrenamento dos agregados reduz-se, ocasionando mesmo efeito na parcela ( $V_{c1}$ ).

### 5.1.2 Critério do ACI 318 (1995)

Este critério possui considerações que podem ser observadas a seguir:

- i. As diagonais de compressão estão inclinadas segundo ângulo ( $\theta$ ) igual a  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da viga;
- ii. A parcela resistida pelos elementos complementares de treliça, ou seja, a resistência devido ao “concreto”, possui valor constante, independente do esforço cortante solicitante;
- iii. Usa-se uma simplificação: braço ( $z$ ) é igual a altura útil ( $d$ );
- iv. Considera-se que o ângulo da armadura transversal é sempre  $90^\circ$ .

Esta norma preconiza o dimensionamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado, e que a força cortante última ( $V_u$ ) seja no máximo igual à força cortante resistente nominal ( $V_n$ ) minorada, como representado na equação [5.21]. Recomenda-se para este coeficiente de minoração ( $\phi$ ) o valor de 0,85 (ACI 318, 1995).

$$V_u \leq \phi V_n \quad [5.21]$$

A força cortante resistente nominal é dada pelo somatório da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), conforme equação [5.22].

$$V_n = V_c + V_{sw} \quad [5.22]$$

A parcela da força cortante resistente pelo “concreto”, em quilo-Newton (kN), proposta por esta norma, é expressa pela equação [5.23]. Esta parcela subestima a

contribuição da armadura longitudinal, ou seja, o efeito de pino, e superestima a contribuição do concreto não fissurado (ACI 318, 1995).

$$V_c = \text{Min} \left\{ \left( 0,016\sqrt{f'_c} + 1,72\rho_l \cdot \frac{d}{a} \right) b_w d; 0,029b_w d \sqrt{f'_c} \right\} \quad [5.23]$$

onde:

$f'_c$  – resistência característica à compressão do concreto (MPa);

$\rho_l$  – taxa geométrica de armadura longitudinal, igual à  $\frac{A_s}{b_w \cdot d}$  ;

$a$  – vão de cisalhamento (cm);

$b_w$  – largura da base da viga (cm);

$d$  – altura útil da viga (cm);

O cálculo da parcela da força cortante absorvida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), é realizado considerando-se uma treliça com diagonais comprimidas a 45° com o eixo da viga. A equação [5.24] apresenta este cálculo, considerando que os estribos estão dispostos de forma perpendicular ao eixo da viga.

$$V_{sw} = \text{Min} \left\{ \frac{A_{sw} \cdot f_y \cdot d}{s}; 0,0249 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [5.24]$$

onde:

$f_y$  – tensão específica de escoamento do aço.

### 5.1.3 Critério do CEB-FIP MC(1990)

Este critério possui as seguintes considerações:

- i. As diagonais de compressão tem inclinação variando entre 18,4° e 45° com relação ao eixo longitudinal da viga;

- ii. A parcela resistida pelos elementos complementares de treliça, ou seja, a resistência devido ao “concreto”, é função do concreto, do efeito de pino, da altura da viga e da relação  $a/d$ .

Este critério preconiza a verificação da diagonal comprimida e tracionada, verificando se as solicitações são menores que as resistências.

A força cortante resistente pela biela comprimida ( $V_{Rd2}$ ) é determinada pela equação [5.25].

$$V_{Rd2} = f_{cd2} \cdot b_w \cdot z \cdot \cos(\theta) \quad [5.25]$$

onde:

$f_{cd2}$  – resistência média de cálculo à compressão do concreto para a zona subarmada.

$$f_{cd2} = 0,60 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$$

onde:

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto (MPa).

Esta norma preconiza que a força cortante resistente na diagonal tracionada é dada pela equação [5.26] (CEB-FIP, 1990).

$$V_{Rd3} = V_{sw} + V_c \quad [5.26]$$

A força cortante resistente pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), é calculada pela equação [5.27], a seguir.

$$V_{sw} = \left[ \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s} \right] \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \quad [5.27]$$

A força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ), expressa em quilo-Newton (kN), é calculada pela equação [5.28], apresentada a seguir.

$$V_c = 0,015 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot d}{a}} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d} \quad [5.28]$$

onde:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{20}{d}}, \text{ d (cm);}$$

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto (MPa).

Na equação [5.28] a função  $\sqrt[3]{\frac{3 \cdot d}{a}}$  é uma expressão empírica que considera a influência da compressão transversal devido às reações de apoio.

#### 5.1.4 Critério do EUROCODE 2 (1991)

Esta norma possui dois modelos de cálculo da resistência de uma viga ao cisalhamento, cada um com particularidades que serão abordadas na sua apresentação. Porém, existem também considerações que são comuns a ambos os modelos, que serão apresentadas e detalhadas primeiramente.

##### 5.1.4.1 Considerações gerais para os dois modelos

De acordo com EUROCODE 2 (1991), as seções nas quais o valor de cálculo do esforço cortante atuante ( $V_{sd}$ ) for inferior a  $V_{Rd1}$ , não há a necessidade de armadura de cisalhamento, no entanto, é necessária a utilização de armadura mínima. O valor do esforço cortante resistente do elemento sem armadura de cisalhamento ( $V_{Rd1}$ ) é calculado de acordo com a equação [5.29].

$$V_{Rd1} = V_c = [\tau_{Rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_{lm})] b_w \cdot d \quad [5.29]$$

onde:

K – coeficiente em função da distribuição da armadura longitudinal ao longo do vão.



$$K = \begin{cases} 1; & \text{para elementos em que mais de 50\% da armadura inferior é interrompida no vão} \\ \text{Min}\left\{\frac{160-d}{100}; 1\right\}; & \text{para caso contrário.} \end{cases}$$

$\rho_{lm}$  – menor taxa de armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento  $2.h$  a partir da face do apoio, igual a  $\text{Min}\left\{\frac{A_s}{b_w \cdot d}; 0,02\right\}$ ;

$\tau_{Rd}$  – valor da tensão de referência para o cálculo do esforço cortante resistente, igual a  $\frac{0,25 \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$

$\gamma_c$  – coeficiente de minoração da resistência do concreto, valor indicado igual 1,5;

$f_{ctk}$  – tensão de ruptura característica do concreto à tração simples.

Quando a força cortante solicitante for maior que a resistência do “concreto”, será necessária armadura transversal. Neste caso, o EUROCODE 2 (1991) indica que a resistência ao esforço cortante de uma seção com armadura de cisalhamento é dada pela equação [5.30].

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad [5.30]$$

Ainda segundo EUROCODE 2 (1991), o valor de cálculo da força cortante resistente máximo ( $V_{Rd2}$ ), para verificação relativa ao esmagamento da biela comprimida é dado pela equação [5.31].

$$V_{Rd2} = 0,45 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad [5.31]$$

onde:

$v$  – fator de eficácia, calculado pela equação [5.32].

$$v = \text{Min}\left\{0,7 - \frac{f_{ck}}{200}; 0,5\right\}, f_{ck} \text{ em MPa.} \quad [5.32]$$

$f_{ck}$  – resistência característica a compressão do concreto (MPa).

A seguir, apresentam-se os dois métodos propostos por esta norma, para a determinação da força cortante resistente pela armadura.

#### 5.1.4.2 Método Padrão (MP)

Este modelo de cálculo possui uma consideração particular: as diagonais de compressão estão inclinadas segundo um ângulo ( $\theta$ ) igual a  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da viga, logo, o esforço cortante resistido pela armadura transversal é dado pela equação [5.33]:

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad [5.33]$$

#### 5.1.4.3 Método das Bielas com Inclinação Variável (MBIV)

Este modelo, diferentemente do Modelo Padrão, possui a seguinte consideração: as diagonais de compressão possuem inclinação ( $\theta$ ) em relação ao eixo longitudinal da viga, variando dentro dos limites expostos abaixo.

$$\begin{cases} 21,8^\circ \leq \theta \leq 68,20^\circ & A_s \text{ é constante ao longo da viga} \\ 26,56^\circ \leq \theta \leq 63,43^\circ & A_s \text{ é variável ao longo da viga} \end{cases}$$

Levando em consideração que este modelo preconiza a inclinação acima para as bielas de concreto, e a armadura transversal apresenta um ângulo ( $\alpha$ ), obtém-se, para cálculo da força cortante resistente desta armadura, a equação a seguir.

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad [5.34]$$

#### 5.1.5 Critério Proposto por ZSUTTY (1968)

De acordo ZSUTTY (1968) a resistência última ao esforço cortante de vigas de concreto armado é determinada de acordo com a equação [5.35].

$$V_u = \phi \cdot (V_c + V_s) \quad [5.35]$$

onde:

$\phi$  – coeficiente de minoração da capacidade resistente da viga ao cisalhamento, ZSUTTY propõe a adoção do valor recomendado pelo ACI 318 (1995) igual a 0,85.

A resistência ao cisalhamento de cálculo proveniente do “concreto” é função da relação vão de cisalhamento por altura útil ( $a/d$ ) de cada viga. Os valores desta resistência em quilo-Newton (kN) são apresentados na equação [5.36]. Na mesma equação as unidades lineares estão em centímetros.

$$V_c = \begin{cases} \left(\frac{2,5}{a/d}\right) \left(0,23 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_c \rho_l \cdot \frac{d}{a}}\right) & \text{se } a/d < 2,5 \\ 0,23 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_c \rho_l \cdot \frac{d}{a}} & \text{se } a/d \geq 2,5 \end{cases} \quad [5.36]$$

onde:

$f_c$  – resistência à compressão do concreto [MPa];

Por fim, a resistência à tração fornecida pelos estribos é expressa de acordo com a equação [5.37].

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_y \cdot d}{s} \quad [5.37]$$

## 5.2 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA REFORÇO COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC)

A fim de aumentar a resistência ao esforço cortante das vigas, aplica-se o reforço com PRFC nas faces laterais delas, agregando desta maneira uma “armadura” externa às mesmas. As configurações clássicas de reforço ao cisalhamento podem ser:

somente nas laterais, em forma de “U” e com envolvimento completo, conforme a figura 5.3 (ACI, 2002).

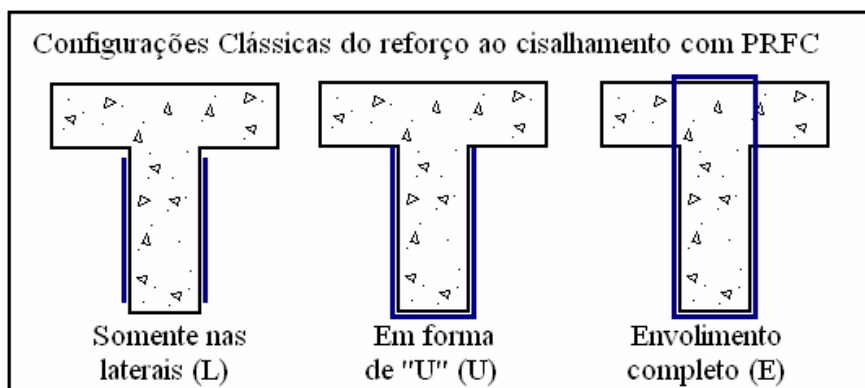


Figura 5.3 – Configurações clássicas de reforço

Buscando melhorar o sistema de ancoragem do reforço, os pesquisadores procuram desenvolver novas configurações de reforço. BEBER (2003) propõe o reforço em forma de “L”, conforme figura abaixo.

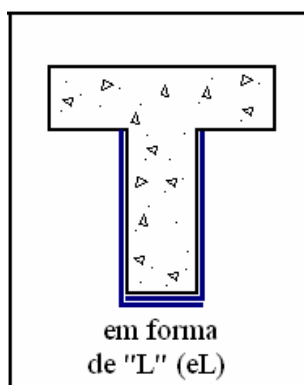


Figura 5.4 – Configuração de reforço em forma de “L”

Segundo SWAMY *et al.* (1999, apud BEBER, 2003), a ruptura ao cisalhamento deve-se muito mais ao comprimento de ancoragem do que à própria resistência à tração do composto, sendo este comprimento um dos principais limitantes para a resistência do reforço.

O comprimento efetivo de ancoragem ( $l_e$ ) é representado na figura 5.5, para as diversas configurações de reforço (KHALIFA *et al.*, 1998).

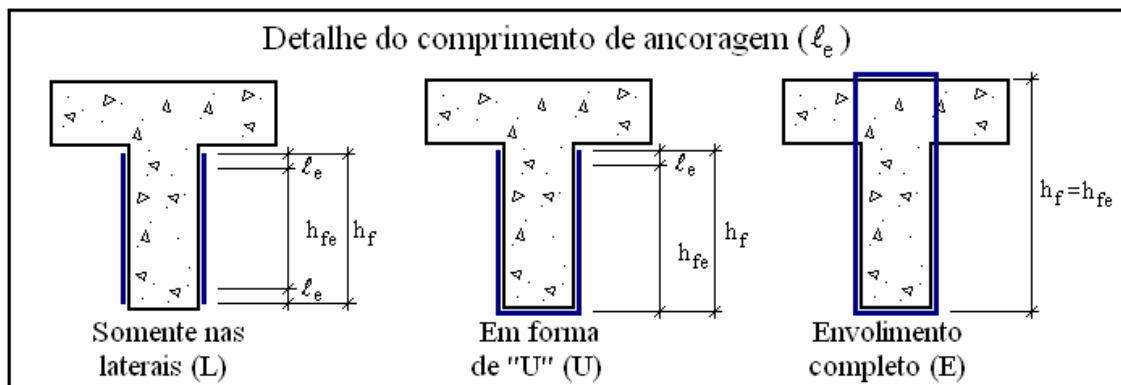


Figura 5.5 – Detalhe do comprimento de ancoragem

Para o melhor entendimento das equações propostas para o cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC, apresentam-se na figura 5.6 os principais elementos geométricos destas equações.

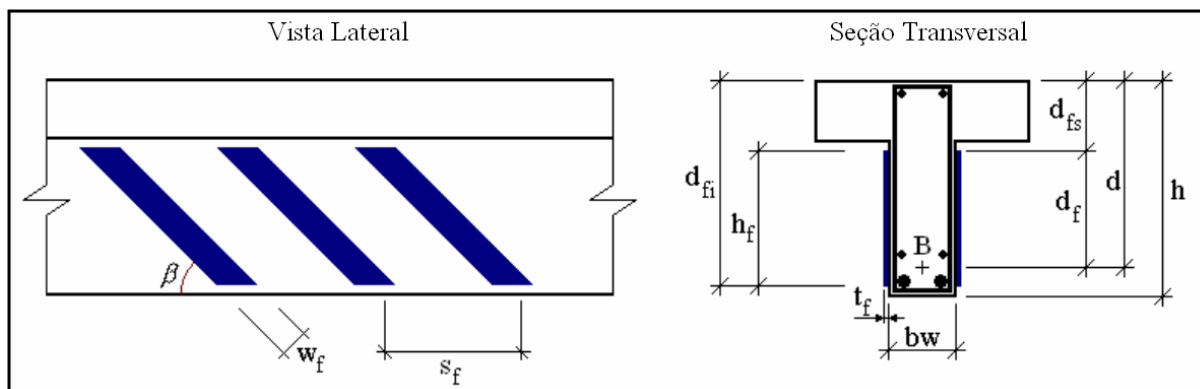


Figura 5.6– Elementos geométricos do reforço com PRFC

A partir desta figura, em sua vista lateral tem-se: largura do composto ( $w_f$ ), espaçamento entre as fibras ( $s_f$ ) e ângulo entre fibras e eixo longitudinal da peça ( $\beta$ ). A seção transversal apresenta altura do composto ( $h_f$ ), altura útil do composto ( $d_f$ ), distância da face comprimida até o topo do composto ( $d_{fs}$ ), distância da face comprimida até a base do composto ( $d_{fi}$ ), espessura de cada camada do composto ( $t_f$ ) e novamente características da seção transversal da viga, como: altura da viga ( $h$ ), altura útil ( $d$ ) e a largura de sua base ( $b_w$ ).

Em todas as formulações do cálculo da parcela da força cortante resistente devido ao reforço ( $V_f$ ), serão utilizados parâmetros geométricos do composto como a área da sua seção transversal ( $A_f$ ), representada na equação [5.38],

$$A_f = \begin{cases} 2nt_f w_f & \text{se reforço com tiras} \\ 2t_f \text{sen}(\beta) a & \text{se reforço contínuo} \end{cases} \quad [5.38]$$

onde:

n – número de camadas de fibra

a – vão de cisalhamento

Quando o reforço é executado de forma contínua, significa que ele é contínuo, no mínimo, no vão de cisalhamento (a).

Quanto à taxa geométrica de área do composto ( $\rho_f$ ), tem-se sua exposição na equação a seguir.

$$\rho_f = \begin{cases} \frac{2nt_f w_f}{b_w s_f} & \text{se reforço com tiras} \\ \frac{2nt_f \text{sen}(\beta)}{b_w} & \text{se reforço contínuo} \end{cases} \quad [5.39]$$

Sobre os critérios de projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço externo com PRFC ( $V_f$ ), observa-se que todos se baseiam na teoria de treliça, divergindo em coeficiente para a estimativa do valor da deformação específica efetiva do composto ( $\varepsilon_{fe}$ ).

### 5.2.1 Critério do ACI (2002)

Este critério propõe uma formulação para a determinação da contribuição do reforço externo ( $V_f$ ), em tiras, expressa através da equação [5.40].

$$V_f = \frac{A_f f_{fe} (\text{sen}(\beta) + \cos(\beta)) d_f}{s_f} \quad [5.40]$$

onde:

$f_{fe}$  – tensão efetiva na fibra;

Sobre a equação [5.40] tem-se que, para reforço contínuo é necessária a realização de pequenas adaptações na equação. Observa-se, também, que a inclinação da biela de concreto é constante, igual a 45°.

A tensão efetiva do composto é diretamente proporcional à deformação específica efetiva, que é dada por:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad [5.41]$$

onde:

$\varepsilon_{fe}$  – deformação específica efetiva do composto;

$E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto.

A deformação específica no composto é função da deformação específica última ou de ruptura, e do modo de execução do reforço.

Para envolvimento total da seção, a deformação específica é exposta na equação [5.42].

$$\varepsilon_{fe} = \text{Min}\{0,75\varepsilon_{fu}; 0,004\} \quad [5.42]$$

onde:

$\varepsilon_{fu}$  – deformação específica efetiva de ruptura do composto;

Para reforço apenas nas laterais e em forma de “U”, a deformação específica é dada por:

$$\varepsilon_{fe} = \text{Min}\{\kappa_v \varepsilon_{fu}; 0,004\} \quad [5.43]$$

Sendo que o coeficiente de redução de aderência ( $\kappa_v$ ) é função da: resistência do concreto, configuração do reforço e rigidez do composto.

$$\kappa_v = \text{Min} \left\{ \frac{k_1 k_2 l_e}{11900 \varepsilon_{fu}}; 0,75 \right\} \quad [5.44]$$

onde:

$l_e$  – comprimento efetivo de ancoragem (mm).

O comprimento efetivo de ancoragem ( $l_e$ ) é função da espessura do composto e de sua rigidez.

$$l_e = \frac{23.300}{(n t_f E_f)^{0,58}} \quad [5.45]$$

$t_f$  – espessura do composto (mm);

$E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto (MPa).

O coeficiente de modificação  $k_1$  é função da resistência do concreto, como se observa na equação abaixo.

$$k_1 = \left( \frac{f_c}{27} \right)^{2/3} \quad [5.46]$$

onde:

$f_c$  – resistência à compressão do concreto (MPa).

O coeficiente de modificação  $k_2$  é função da configuração do reforço (que leva em consideração o comprimento efetivo de ancoragem), como se pode notar na equação abaixo.

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_f - 2l_e}{d_f} & \text{apenas nas laterais} \\ \frac{d_f - l_e}{d_f} & \text{em forma de "U"} \end{cases} \quad [5.47]$$



### 5.2.2 Critério da FIB (2001)

Este critério propõe uma formulação para a determinação da contribuição do reforço externo ( $V_f$ ), expressa através da equação [5.48].

$$V_f = 0,9 \varepsilon_{fe} E_f \rho_f b_w d (\cot(\theta) + \cot(\beta)) \text{sen}(\beta) \quad [5.48]$$

onde:

$\theta$  – Inclinação da biela de concreto comprimida

Nesta equação, utiliza-se a substituição do braço ( $z$ ) por 90% da altura útil ( $d$ ).

A deformação específica efetiva do composto é expressa pelas equações a seguir, salientando que ela possui um valor máximo de 0,006 para garantir o mecanismo de engrenamento dos agregados.

Para reforço com envolvimento total da seção, a deformação efetiva é expressa de acordo com a equação [5.49].

$$\varepsilon_{fe} = \text{Min} \left\{ 0,17 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu}; 0,006 \right\} \quad [5.49]$$

E para reforço apenas nas laterais e em forma de “U”, a deformação efetiva é expressa de acordo com a equação [5.50].

$$\varepsilon_{fe} = \text{Min} \left\{ 0,65 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0,56} 10^{-3}; 0,17 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu}; 0,006 \right\} \quad [5.50]$$

*descolamento*      *rompimento*

onde:

$f_c$  – resistência à compressão do concreto (MPa).

$E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto (GPa).

### 5.2.3 Critério proposto por CHENG & TENG (2001)

Estes pesquisadores propõem a seguinte formulação para a determinação da contribuição do reforço externo ( $V_f$ ), expressa na [5.51].

$$V_f = 2 f_{fe} t_f w_f \frac{h_{fe} (\cot(\theta) + \cot(\beta)) \text{sen}(\beta)}{s_f} \quad [5.51]$$

onde:

$h_{fe}$  – altura efetiva do composto.

A altura efetiva do composto é dada pela expressão abaixo:

$$h_{fe} = d_{fi} - d_{fs} - h + 0,9d \quad [5.52]$$

onde os elementos desta equação estão representados nas figuras 5.5 e 5.6.

A tensão efetiva atuante nas fibras ( $f_{fe}$ ) é função da tensão máxima resistida pela fibra ( $\sigma_{f,max}$ ), ponderada pelo fator ( $D_f$ ).

$$f_{fe} = D_f \sigma_{f,max} \quad [5.53]$$

Como a ligação entre o concreto e o reforço geralmente apresenta certo deslizamento após atingir sua máxima resistência de aderência, o modelo proposto considera que todo o composto interceptado pela fissura de cisalhamento pode desenvolver sua resistência de aderência plenamente.

Porém, a resistência de aderência de uma determinada porção depende da posição relativa da fissura com relação ao reforço, levando estes fatos em consideração, desenvolveu-se o coeficiente  $D_f$  expresso na equação [5.54].

$$D_f = \begin{cases} \frac{2}{\pi\lambda} \frac{1 - \cos\left(\frac{\pi}{2}\lambda\right)}{\operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{2}\lambda\right)} & \text{se } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi\lambda} & \text{se } \lambda > 1 \end{cases} \quad [5.54]$$

onde:

$\lambda$  – fator entre o comprimento máximo do composto ( $L_{\max}$ ) e comprimento de ancoragem efetivo ( $l_e$ ).

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{l_e} \quad [5.55]$$

O comprimento máximo do composto ( $L_{\max}$ ), é expresso pela equação 5.56:

$$L_{\max} = \begin{cases} \frac{h_{fe}}{\operatorname{sen}(\beta)} & \text{para reforço em "U"} \\ \frac{h_{fe}}{2\operatorname{sen}(\beta)} & \text{para reforço lateral} \end{cases} \quad [5.56]$$

O comprimento efetivo de ancoragem ( $l_e$ ), calculado em milímetros (mm), está apresentado na equação abaixo:

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_c}}} \quad [5.57]$$

A tensão máxima do composto ( $\sigma_{f,\max}$ ), calculada em MPa, é obtida segundo a expressão [5.58]:

$$\sigma_{f,\max} = \min \left\{ f_f; 0,427 \beta_w \beta_l \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \right\} \quad [5.58]$$

onde:

- $f_f$  – tensão de ruptura do composto (MPa);
- $f_c$  – resistência à compressão do concreto (MPa);
- $E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto (MPa);
- $t_f$  – espessura do composto (mm);
- $\beta_w$  – coeficiente de largura do reforço;
- $\beta_l$  – coeficiente de comprimento de ancoragem.

Nota-se que  $\beta_l$  é o coeficiente de comprimento de ancoragem, e é dependente do comprimento de aderência, calculado pela equação [5.59]

$$\beta_l = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda \geq 1 \\ \text{sen}\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right) & \text{se } \lambda < 1 \end{cases} \quad [5.59]$$

$\beta_w$  é o coeficiente de largura do reforço, é função da relação entre esta largura e o espaçamento do composto, como se pode notar na equação [5.60].

$$\beta_w = \frac{\sqrt{2 - \frac{w_f}{s_f \text{sen}(\beta)}}}{\sqrt{1 + \frac{w_f}{s_f \text{sen}(\beta)}}} \quad [5.60]$$

Quando o reforço é contínuo faz-se  $s_f = w_f$ , que implica que  $\beta_w = \sqrt{2}/2$ .

#### 5.2.4 Critério proposto por TRIANTAFILLOU (1998)

TRIANAFILLOU (1998) propõe a seguinte formulação para a determinação da contribuição do reforço externo:

$$V_f = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d (1 + \cot(\beta)) \text{sen}(\beta) \quad [5.61]$$

onde:

$\gamma_f$  – fator parcial de segurança, para PRFC, valor recomendável de 1,15;

Como o critério proposto pelo ACI, este critério também considera a inclinação da biela de concreto comprimida igual a 45°.

A deformação específica efetiva do composto ( $\varepsilon_{fe}$ ) é função do produto da taxa de reforço pelo módulo de elasticidade do composto, ( $\rho_{frp} E_{frp}$ ), conforme observa-se na equação [5.62].

$$\varepsilon_{fe} = \begin{cases} 0,0119 - 0,0205(\rho_f E_f) + 0,0104(\rho_f E_f)^2 & \text{se } 0 \leq \rho_f E_f \leq 1 \\ -0,00065(\rho_f E_f) + 0,00245 & \text{se } \rho_f E_f > 1, \end{cases} \quad [5.62]$$

onde:

$E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto (GPa).

### 5.2.5 Critério proposto por KHALIFA *et al.* (1998)

KHALIFA *et al.* (1998) propõem uma formulação para a determinação da contribuição do reforço externo representada pela equação [5.63], que é derivada da equação [3.34], onde o braço (z) é substituído por 90% da altura útil (d).

$$V_f = \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w 0,9d (\text{sen}(\beta) + \cos(\beta)) \quad [5.63]$$

A deformação específica do composto é função da deformação específica de ruptura, conforme a equação [5.64].

$$\varepsilon_{fe} = R \cdot \varepsilon_{fu} \quad [5.64]$$

Observe-se que a razão R depende do modo de falha do reforço, e na equação [5.65], o pesquisador leva em conta a ocorrência de possíveis falhas por tração no composto, entretanto, por falta de resultados experimentais, esta formulação não considera a resistência do concreto ou a forma da superfície de aderência.

$$R = \text{Min} \left\{ 0,5622 \times 10^{-6} (\rho_f E_f)^2 - 1,2188 \times 10^{-2} (\rho_f E_f) + 0,778; 0,50 \right\} \quad [5.65]$$

onde a deformação específica do composto é limitada à 50% da deformação específica de ruptura, para que em conjunto mantenham a integridade do concreto. Com elevados níveis de deformação, a abertura das fissuras compromete o engrenamento dos agregados, reduzindo a resistência ao cisalhamento do concreto.

Outro modo de falha, ocorre por descolamento do composto (*debonding failure*), devido às elevadas tensões de tração que devem ser transferidas para o concreto.

Com a finalidade de evitar este descolamento do reforço por tração, KHALIFA determinou experimentalmente uma expressão para o comprimento efetivo de ancoragem ( $l_e$ ), obtido através da equação [5.66].

$$l_e = e^{5,167 - 0,58 \ln(t_f E_f)} \quad [5.66]$$

Logo, a resistência ao cisalhamento não atua em toda altura do reforço, e sim na altura efetiva de reforço ( $h_{fe}$ ), que é função desta última e da configuração do reforço utilizado, conforme equação [5.67], oriunda do entendimento da figura 5.5.

$$h_{fe} = \begin{cases} h_f - 2l_e & \text{somente nas laterais} \\ h_f - l_e & \text{em forma de "U"} \\ h_f & \text{envolvimento completo} \end{cases} \quad [5.67]$$

Então, o coeficiente de redução R para o modo de falha por descolamento do reforço é dado pela equação [5.68], sendo válida apenas para  $200 \leq E_f t_f \leq 900 \text{ kN/cm}$ .

$$R = 4,6416 \times 10^{-6} \frac{\sqrt[3]{f_c^2 h_{fe}}}{\varepsilon_{fu} d_f} [738,93 - 0,406(E_f t_f)] \quad [5.68]$$

onde:

$f_c$  – resistência à compressão do concreto (kN/cm<sup>2</sup>);

$E_f$  – módulo de elasticidade longitudinal do composto (kN/cm<sup>2</sup>).

## 6 EXPERIMENTOS E AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO

Neste capítulo serão detalhados os experimentos nacionais e estrangeiros realizados com vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com PRFC, apresentados na figura 4.2, bem como serão aplicados os critérios de projeto a estes experimentos. Após, tais critérios serão avaliados segundo os métodos propostos no Capítulo 4.

### 6.1 PRELIMINARES

Na execução dos ensaios de todos os experimentos, o esquema estático adotado está representado na figura 6.1, porém, observa-se que alguns pesquisadores não aplicaram apenas uma carga concentrada em (A), e sim duas concentradas de mesmo valor em (B) e (C). Para estes casos, é necessário multiplicar esta carga aplicada nestes pontos por 2 (dois) para a obtenção da carga última experimental ( $P_{u(\text{exp})}$ ).

Ainda na mesma figura, nota-se uma prática corrente entre todos os pesquisadores, que consiste no desprezo do peso próprio das vigas nos diagramas abaixo, por ser muito pequeno com relação à carga de ruptura.

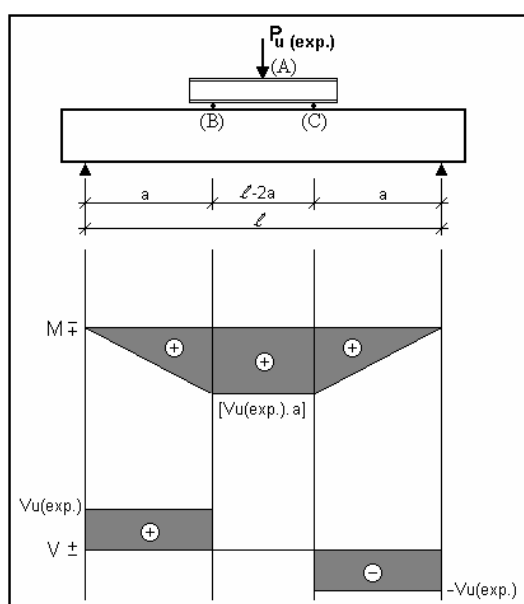


Figura 6.1 – Esquema geral do carregamento e dos diagramas.



Em alguns experimentos, os pesquisadores não explicitam os valores do cobrimento ( $c$ ) e nem do espaçamento vertical entre as armaduras ( $e_v$ ), logo, nesta dissertação, será adotado o valor de 1,5cm, conforme a figura 6.2, para ambos.

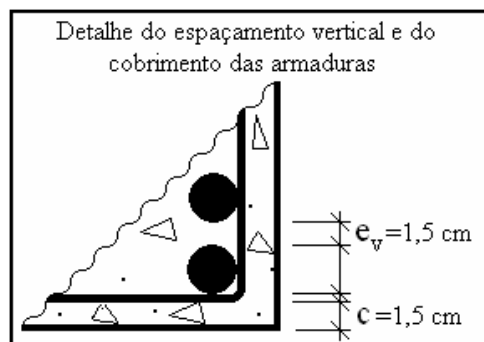


Figura 6.2 – Detalhe do cobrimento e espaçamento vertical.

A apresentação dos experimentos será feita de forma padronizada, e para uma melhor compreensão didática, foram adotados os parâmetros descritos a seguir.

Nos quadros esquemáticos de configuração de reforço estão incluídas as características geométricas do reforço: largura ( $w_f$ ), espaçamento ( $s_f$ ), vão de cisalhamento ( $a$ ), ângulo da disposição do compostos ( $\beta$ ), configuração do reforço (somente nas laterais, em "U", com envolvimento completo, e em "L") e a quantidade de camadas do reforço.

Nas tabelas que apresentam os valores das propriedades geométricas das vigas destacam-se: largura da base ( $b_w$ ), altura ( $h$ ), vão livre teórico ( $l$ ), altura útil ( $d$ ) e tipo de seção transversal, bem como a resistência à compressão experimental do concreto ( $f_c$ ), após, sintetiza algumas informações sobre as armaduras longitudinais, tais como: número de barras ( $N$ ), diâmetro das armaduras longitudinais ( $\Phi_l$ ), área da seção transversal de armadura tracionada ( $A_s$ ) e taxa geométrica de armadura tracionada ( $\rho_l$ ). Por fim, encerra fornecendo informações sobre a armadura transversal como: o diâmetro do estribo ( $\Phi_t$ ), espaçamento entre eles ( $s$ ), área da seção transversal do estribo sempre de dois ramos ( $A_{s_w}$ ), taxa geométrica de armadura transversal ( $\rho_w$ ), tensão de tração experimental ( $f_y$ ) e o módulo de elasticidade do aço dos estribos ( $E_s$ ).

Na tabela que contém os valores das propriedades geométricas do reforço com PRFC, tem-se: largura das tiras ( $w_f$ ), espessura ( $t_f$ ), espaçamento entre as tiras ( $s_f$ ), altura do reforço ( $h_f$ ), número de camadas ( $n$ ), ângulo das fibras com o eixo da viga ( $\beta$ ), área da seção transversal ( $A_f$ ), taxa geométrica do reforço ( $\rho_f$ ). Aborda também propriedades das fibras: deformação específica última ( $\varepsilon_{fu}$ ), tensão de ruptura ( $f_f$ ), módulo de elasticidade longitudinal ( $E_f$ ) e ainda, sobre o reforço, expõe o tipo de configuração. A tabela é encerrada com resultados obtidos dos ensaios, quais sejam: a posição do carregamento definindo o vão de cisalhamento ( $a$ ), a relação  $a/d$ , o modo de falha do reforço, a definição de pré-fissuração da viga ou não, a deformação específica efetiva experimental ( $\varepsilon_{fe}$ ) e a carga última experimental ( $P_{u(exp.)}$ ).

## 6.2 EXPERIMENTOS NACIONAIS

Os experimentos nacionais foram realizados em universidades brasileiras que integraram artigos, dissertações e teses.

A figura 6.3 mostra a divisão dos experimentos entre as diversas universidades, com a quantidade de vigas ensaiadas por cada pesquisador.

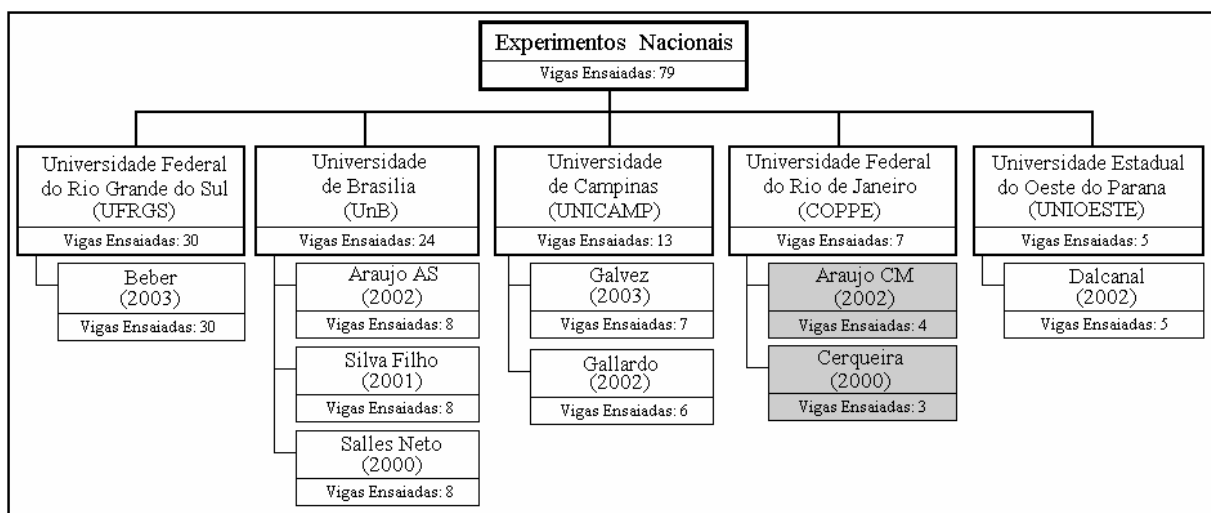


Figura 6.3 – Divisão dos experimentos nacionais entre as diversas universidades.

### 6.2.1 Experimento de BEBER (2003)

#### 6.2.1.1 Apresentação do experimento

BEBER executou ensaios verificando reforços à flexão e ao cisalhamento com PRFC. Ao cisalhamento foram ensaiadas trinta vigas que receberam a designação de Grupo C, sendo duas de referência, e as outras 28 com diversas configurações de reforço (BEBER, 2003).

Todas as vigas do grupo C possuem seção transversal retangular de 15x30 cm<sup>2</sup>, 300 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.4.

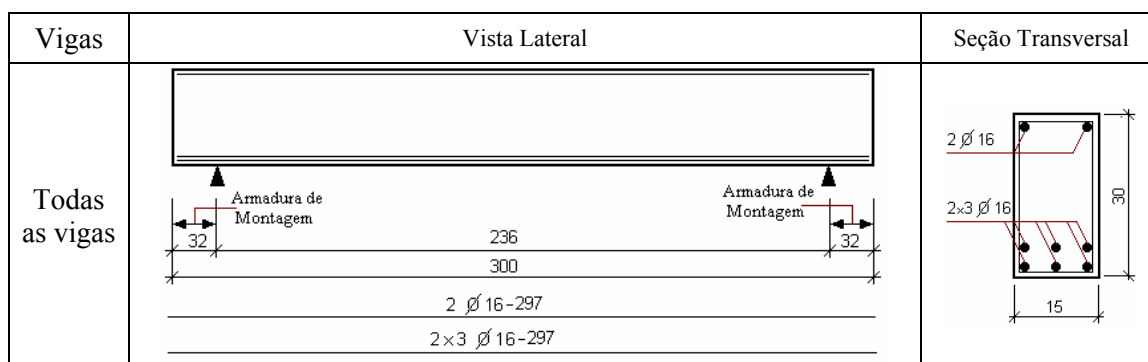
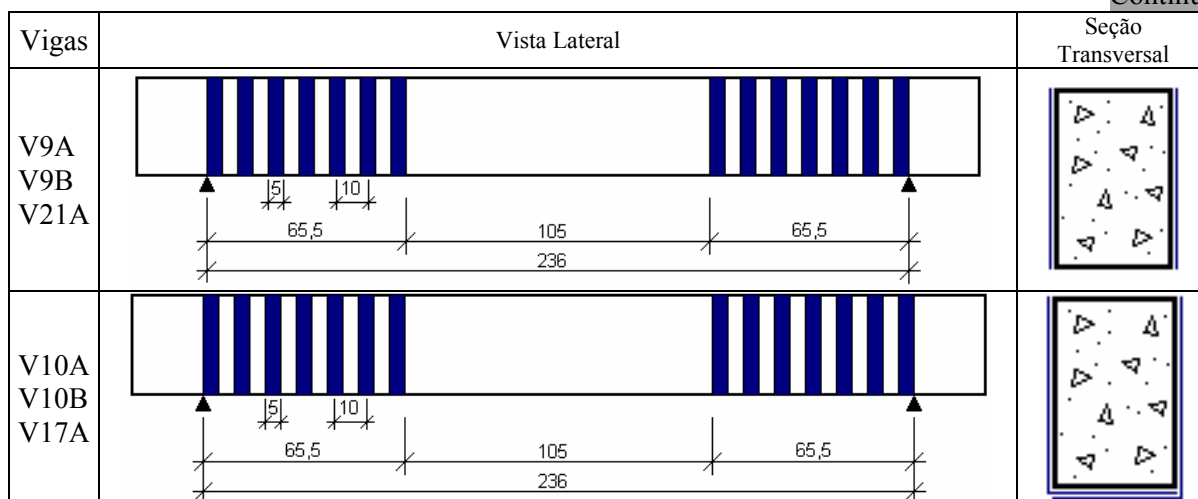


Figura 6.4 – Armadura das vigas do Grupo C dos Experimento de BEBER (2003)

O quadro 6.1 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por BEBER (2003).

Quadro 6.1 – Representação esquemática das vigas reforçadas por BEBER (2003) (vista lateral e seção transversal).





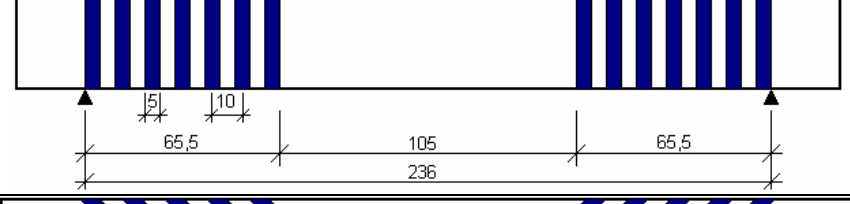
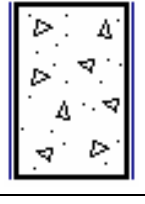
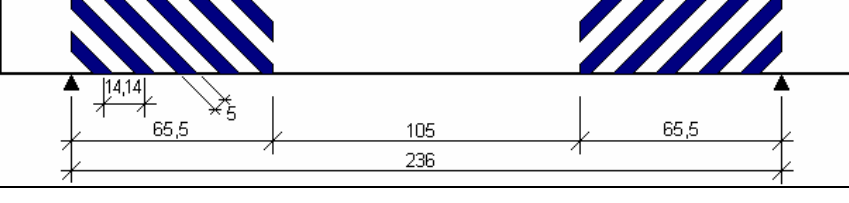
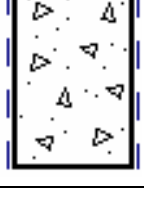
Continua

**Quadro 6.1 – Representação esquemática das vigas reforçadas por BEBER (2003) (vista lateral e seção transversal).**

Continua

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V11A V11B V17B		
V12A V18A V20A		
V12B V14B		
V19A V19B		
V13A V13B		
V15B V16B		
V18B V16A		

**Quadro 6.1 – Representação esquemática das vigas reforçadas por BEBER (2003) (vista lateral e seção transversal).**

Vigas	Vista Lateral		Conclusão
	Seção Transversal		
V14A V15A			
V22B V20B			
V21B V22A			

A tabela 6.1 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.1 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por BEBER.**

Vigas	Geometria				Seção	Concreto		Armaduras								
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]		fc [MPa]	N	Φl [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρl [%]	Φt [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	ρw [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
V8A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V8B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V9A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V9B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V21A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V10A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V10B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V17A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V11A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V11B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V17B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V12A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V18A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V20A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V12B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V14B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V19A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V19B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V13A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V13B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V15B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V16B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V18B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V16A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V14A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V15A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V22B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V20B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V21B	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-
V22A	15	30	236	25,27	Ret.	32,8	6	16	12,06	3,18	-	-	-	-	-	-

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.2 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

Tabela 6.2 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de BEBER (2003).

Vigas	Reforço com PRFC											Ensaio						
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\varepsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de Falha	Pré fiss.	$\varepsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
V8A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	65,5	2,59	Cisalh.	N	-	114,70
V8B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	65,5	2,59	Cisalh.	N	-	112,98
V9A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	196,24
V9B	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	208,58
V21A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	230,38
V10A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-eL	65,5	2,59	Descol.	N	*	214,97
V10B	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-eL	65,5	2,59	Descol.	N	*	211,98
V17A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-eL	65,5	2,59	Descol.	N	*	205,57
V11A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-U	65,5	2,59	Descol.	N	*	196,85
V11B	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-U	65,5	2,59	Descol.	N	*	249,60
V17B	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-U	65,5	2,59	Descol.	N	*	185,86
V12A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-E	65,5	2,59	Ruptura	N	*	232,71
V18A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-E	65,5	2,59	Ruptura	N	*	254,57
V20A	5,0	0,110	10,00	30,0	1	90	0,110	0,733	1,48	3400	230	Ti-E	65,5	2,59	Ruptura	N	*	280,24
V12B	5,0	0,110	14,14	30,0	1	45	0,110	0,519	1,48	3400	230	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	203,30
V14B	5,0	0,110	14,14	30,0	1	45	0,110	0,519	1,48	3400	230	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	183,30
V19A	5,0	0,110	14,14	30,0	1	45	0,110	0,519	1,48	3400	230	Ti-eL	65,5	2,59	Descol.	N	*	236,83
V19B	5,0	0,110	14,14	30,0	1	45	0,110	0,519	1,48	3400	230	Ti-eL	65,5	2,59	Descol.	N	*	230,36
V13A	65,5	0,110	65,50	30,0	1	90	1,441	1,467	1,48	3400	230	C-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	244,01
V13B	65,5	0,110	65,50	30,0	1	90	1,441	1,467	1,48	3400	230	C-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	251,50
V15B	65,5	0,110	65,50	30,0	1	90	1,441	1,467	1,48	3400	230	C-U	65,5	2,59	Descol.	N	*	276,74
V16B	65,5	0,110	65,50	30,0	1	90	1,441	1,467	1,48	3400	230	C-U	65,5	2,59	Descol.	N	*	224,85
V18B	65,5	0,110	65,50	30,0	1	90	1,441	1,467	1,48	3400	230	C-E	65,5	2,59	Flexão	N	*	267,92
V16A	65,5	0,110	65,50	30,0	1	90	1,441	1,467	1,48	3400	230	C-E	65,5	2,59	Flexão	N	*	404,82
V14A	65,5	0,110	65,50	30,0	1	45	1,441	1,037	1,48	3400	230	C-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	256,78
V15A	65,5	0,110	65,50	30,0	1	45	1,441	1,037	1,48	3400	230	C-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	241,12
V22B	5,0	1,400	10,00	30,0	1	90	1,400	9,333	1,22	2500	205	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	285,82
V20B	5,0	1,400	10,00	30,0	1	90	1,400	9,333	1,22	2500	205	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	225,02
V21B	5,0	1,400	14,14	30,0	1	45	1,400	6,601	1,22	2500	205	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	271,40
V22A	5,0	1,400	14,14	30,0	1	45	1,400	6,601	1,22	2500	205	Ti-L	65,5	2,59	Descol.	N	*	251,19

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. - **Cisalhamento**; Descol. - **Descolamento** do reforço; Ruptura - **Ruptura** do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.2.1.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Para esta avaliação, foram utilizadas duas vigas de referência rompidas pelo pesquisador que ora se refere. Como neste experimento não foi utilizada armadura transversal, a resistência ao cisalhamento destas vigas é devida apenas à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ).

Na tabela 6.3 são apresentados valores das resistências teóricas por sete critérios diferentes juntamente com resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.3 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de BEBER.**

Vigas	Critérios de Projeto	Vc+Vsw(teó) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vu(exp.)/Vc+Vsw(teó.)
<b>V8A</b>	ABNT - Modelo I	48,94	57,35	1,17
	ABNT - Modelo II	46,92		1,22
	ACI	42,74		1,34
	CEB-FIP	53,11		1,08
	EUROCODE - MP	50,42		1,14
	EUROCODE - MBIV	50,42		1,14
	Zsutty	64,38		0,89
<b>V8B</b>	ABNT - Modelo I	48,94	56,49	1,15
	ABNT - Modelo II	47,12		1,20
	ACI	42,74		1,32
	CEB-FIP	53,11		1,06
	EUROCODE - MP	50,42		1,12
	EUROCODE - MBIV	50,42		1,12
	Zsutty	64,38		0,88

Observa-se que para estas vigas, o critério de projeto que forneceu resultados mais próximos dos experimentais, com razão de comparação de 1,07, foi o proposto pelo CEB-FIP. A variação percentual média entre o valor teórico e o experimental foi de -7%, tendo se mostrado mais conservador o critério proposto pelo ACI, com variação percentual média de -33%.

#### 6.2.1.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.1 apresenta variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. Para vigas com mesma configuração de reforço, os resultados se mostraram uniformes, com pequenas variações decorrentes da execução das vigas e do reforço;
- ii. Na comparação entre vigas reforçadas apenas nas laterais, com as reforçadas em forma de “L”, observa-se os seguintes pontos:
  - Grupo das vigas V9A, V9B e V21A reforçadas apenas nas laterais apresenta valores da razão de comparação na mesma faixa que as vigas V10A, V10B e V17A reforçadas em forma de “L”, observando-se apenas que a viga V21A possui valor disperso.
  - Grupo das vigas V12B e V14B reforçadas apenas nas laterais, apresenta valores da razão de comparação ligeiramente abaixo dos valores das vigas V19A e V19B reforçadas em forma de “L”, observando-se apenas que a viga V14B possui valor disperso.

Saliente-se que nenhum critério apresenta consideração para reforço executado em forma de “L”, sendo assim, utilizou-se as formulações de reforço executado apenas nas laterais. Não foi observada vantagem no reforço em forma de “L” com relação ao executado apenas nas laterais.
- iii. Para as vigas V21A e V11B, notam-se pequenos “picos” localizados, gerados por variabilidades decorrentes da execução dos experimentos, pois, vigas com iguais configurações apresentaram resultados mais uniformes.
- iv. Para o conjunto das vigas V12A, V18A e V20A ocorreu um primeiro “pico” significativo no gráfico, pelo fato de ser o primeiro grupo de vigas reforçadas com envolvimento completo da seção. Para essas vigas,



o modo de falha foi à ruptura do reforço, sendo que até então tinha sido por descolamento.

- v. Nas vigas V18B e V16A ocorreu o segundo “pico” significativo no gráfico, decorrente também de vigas reforçadas com envolvimento completo da seção, porém, com uma alteração, eis que para essas vigas o modo de falha foi modificado para flexão.
- vi. O grupo de vigas V22B, V20B, V21B e V22A foi o único em que as vigas foram reforçadas com laminados. Observa-se para este que, os valores de critérios do ACI, FIB e TRIANTAFILLOU estão sendo superestimados. Neste caso, o critério proposto por KHALIFA não é aplicável devido às limitações explicitadas em seu critério.

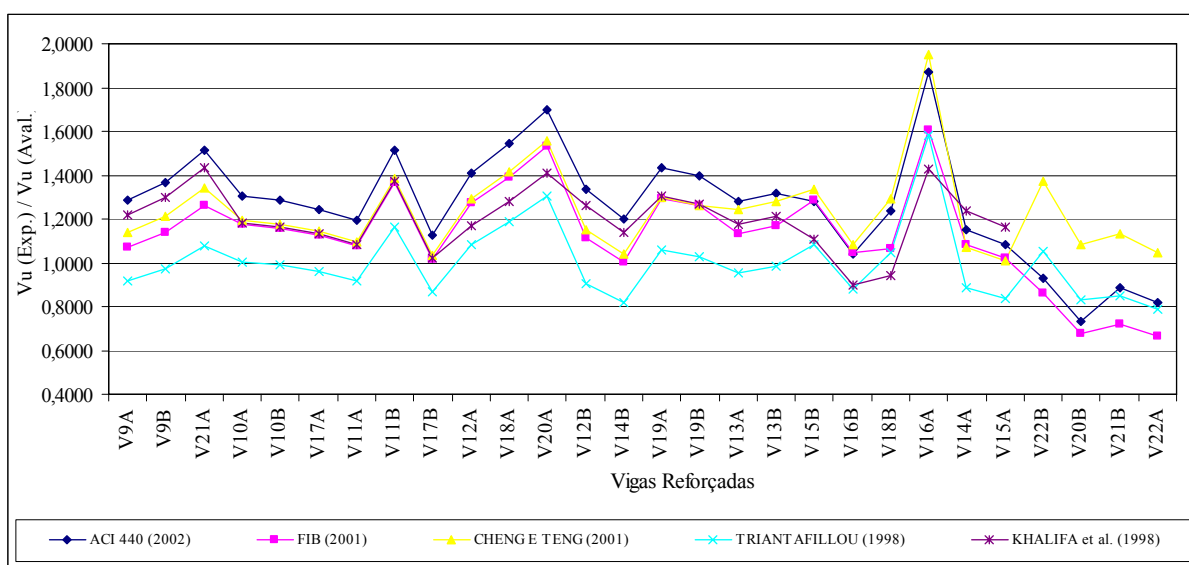


Gráfico 6.1 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por BEBER (2003), MÉTODO I.

Através do método I de análise e para este experimento, observa-se na tabela 6.4, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação sendo praticamente igual a 1. Este mesmo critério apresentou um dos menores valores de desvio padrão, porém, seu coeficiente de variação foi de 16,69%, estando na média dos outros

coeficientes. Em alguns casos, a capacidade resistente do reforço é superestimada, gerando razões menores que a unidade.

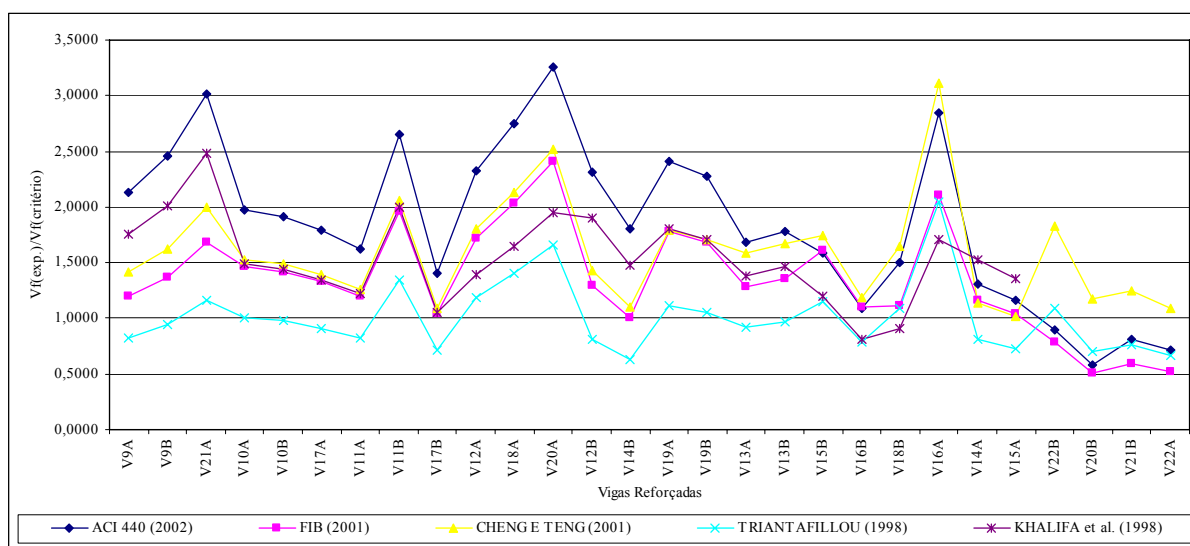
- ii. O critério de projeto proposto pelo ACI 440 mostrou-se o mais conservador entre os avaliados, com a razão de comparação de 26,71% em média, acima de 1. Este mesmo critério apresentou os maiores valores de desvio padrão e coeficiente de variação, quando comparados com os demais.

**Tabela 6.4 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de BEBER (2003), Método I.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{ACI})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{fib})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{C.T.})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{Tr.})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{Kh.})$
Média	1,2671	1,1283	1,2372	1,0007	1,2036
Des. Padrão	0,2516	0,2231	0,1953	0,1671	0,1379
Coef. Var.	19,86%	19,77%	15,79%	16,69%	11,45%

O gráfico 6.2 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada por cada critério de projeto, contemplando o método II de avaliação. Identifica-se no mesmo gráfico o seguinte:

- i. Apresentação de valores mais afastados da unidade se comparado com os do gráfico 6.1, por ser originado de quocientes de valores menores;
- ii. Na comparação entre vigas reforçadas apenas nas laterais e as reforçadas em forma de “L”, as considerações apresentadas para o método I continuam válidas;
- iii. Nota-se que, nas vigas V21A, V11B, V20A e V16A ocorreram “picos”. Para as duas primeiras, é devido a variações de condições de ensaio, já para as últimas, é atribuído à configuração do reforço que é do tipo envolvimento completo da seção que, para a V16A, mudou o modo de falha da viga para flexão;
- iv. Para o grupo de vigas V22B, V20B, V21B e V22A, são válidas as mesmas considerações feitas para o método I.



**Gráfico 6.2 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Beber (2003), MÉTODO II.**

Através do método II de análise, para este experimento, observa-se na tabela 6.5, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação sendo praticamente igual a 1. Este mesmo critério apresentou um dos menores valores de desvio padrão, porém, seu coeficiente de variação foi de 31,10%, estando na média dos coeficientes obtidos pelos demais critérios, sendo que, em alguns casos, a capacidade resistente do reforço é superestimada, gerando razões menores que a unidade.
- ii. O critério de projeto proposto pelo ACI 440 mostrou-se o mais conservador entre os avaliados, com a razão de comparação estando 85,98%, em média, acima de 1. Este mesmo critério apresentou os maiores valores de desvio padrão e coeficiente de variação, quando comparado aos demais.

**Tabela 6.5 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de BEBER (2003), Método II.**

	<b>ACI 440 (2002)</b>	<b>FIB (2001)</b>	<b>CHENG E TENG (2001)</b>	<b>TRIANAFILLOU (1998)</b>	<b>KHALIFA et al. (1998)</b>
	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
Média	1,8598	1,3505	1,5987	1,0099	1,5437
Des. Padrão	0,7176	0,4704	0,4711	0,3141	0,3801
Coef. Var.	38,58%	34,83%	29,47%	31,10%	24,63%

6.2.2 Experimento de ARAÚJO, A. S. (2002)

6.2.2.1 Apresentação do experimento

ARAÚJO, A. S. executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas oito vigas, sendo duas de referência e as outras 6 com diversas configurações de reforço (ARAÚJO, A. S., 2002).

Todas as vigas possuem seção transversal em forma de “T”, com alma de 15 x 40 cm<sup>2</sup>, mesa de 55 x 10cm<sup>2</sup> e 440 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.5.

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V1REF V2 V3 V4	<p>26 <math>\varnothing</math> 4,2 a c/ 17 400 3 <math>\varnothing</math> 16 - 470 3 <math>\varnothing</math> 20 - 470</p>	<p>55 10 30 15 3 <math>\varnothing</math> 16 3 <math>\varnothing</math> 20 <math>\varnothing</math> 4.2</p>
V5REF V6 V7 V8	<p>26 <math>\varnothing</math> 4,2 a c/ 17 400 6 <math>\varnothing</math> 22 - 470</p>	<p>55 10 30 15 6 <math>\varnothing</math> 22 <math>\varnothing</math> 4.2</p>

Figura 6.5 – Armadura das vigas do experimento de ARAÚJO,A.S.(2002)

O quadro 6.2 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por ARAÚJO, A. S.(2002).

Quadro 6.2 – Representação esquemática das vigas reforçadas por ARAÚJO, A.S. (2002) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V2	<p>5 20 15 23 107 186 107 20 440</p>	

Continua

**Quadro 6.2 – Representação esquemática das vigas reforçadas por ARAÚJO, A.S. (2002) (vista lateral e seção transversal).**

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal	Conclusão
V3			
V4			
V6			
V7			
V8			

A tabela 6.6 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.6 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por ARAÚJO, A.S.(2002).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N	Φl [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρl [%]	Φt [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	ρw [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
V1REF	15	40	400	35,60	T	23,3	3	16	15,46	2,89	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
							3	20								
V2	15	40	400	35,60	T	22,5	3	16	15,46	2,89	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
							3	20								
V3	15	40	400	35,60	T	22,5	3	16	15,46	2,89	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
							3	20								
V4	15	40	400	35,60	T	22,5	3	16	15,46	2,89	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
							3	20								
V5 REF	15	40	400	34,88	T	46,1	6	22	22,81	4,36	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
V6	15	40	400	34,88	T	45,7	6	22	22,81	4,36	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
V7	15	40	400	34,88	T	45,8	6	22	22,81	4,36	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330
V8	15	40	400	34,88	T	46,6	6	22	22,81	4,36	4,2	26	0,28	0,071	771,30	330

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.7 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.7 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de ARAÚJO, A.S.(2002).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	β [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	ρf 10 <sup>(-3)</sup>	εfu [%]	f <sub>f</sub> [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de Falha	Pré fiss. S	εfe 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
V1REF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	3,01	Cisalhamento	S	-	260,00
V2	15,0	0,165	23,0	30,0	1	90	0,495	1,435	1,70	3790	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	2,920	295,00
V3	15,0	0,165	23,0	30,0	1	90	0,495	1,435	1,70	3790	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	2,810	315,00
V4	15,0	0,165	20,0	30,0	2	90	0,990	3,300	1,70	3790	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	0,840	300,00
V5 REF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	3,07	Cisalhamento	S	-	372,00
V6	15,0	0,165	23,0	40,0	1	90	0,495	1,435	1,70	3790	288	Ti-E	107	3,07	Ruptura	S	7,500	650,00
V7	15,0	0,165	20,0	40,0	2	90	0,99	3,300	1,70	3790	288	Ti-E	107	3,07	Ruptura	S	3,780	788,00
V8	15,0	0,165	32,5	40,0	1	45	0,495	1,015	1,70	3790	288	Ti-E	107	3,07	Ruptura	S	6,310	612,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalhamento - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço.

### 6.2.2.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Duas vigas de referência foram utilizadas para esta avaliação, neste experimento foi utilizada armadura transversal, logo, a resistência ao cisalhamento destas vigas é oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e da armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas por sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.8 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de ARAÚJO, A.S. (2002)**

Experimento	Critérios de Projeto	Vc+Vsw(teó) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vu(exp.)/Vc+Vsw(teó.)
<b>V1REF</b>	ABNT - Modelo I	95,59	130,00	1,36
	ABNT - Modelo II	105,66		1,23
	ACI	95,31		1,36
	CEB-FIP	127,51		1,02
	EUROCODE - MP	94,63		1,37
	EUROCODE - MBIV	124,43		1,04
	Zsutty	119,86		1,08
<b>V5REF</b>	ABNT - Modelo I	124,64	186,00	1,49
	ABNT - Modelo II	130,96		1,42
	ACI	113,93		1,63
	CEB-FIP	149,24		1,25
	EUROCODE - MP	143,82		1,29
	EUROCODE - MBIV	173,01		1,08
	Zsutty	148,81		1,25

Observa-se que na viga de referência V1REF o critério de projeto que obteve os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,02, foi o proposto pelo CEB-FIP. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -2%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo EUROCODE - Método Padrão (MP), com variação percentual média de -37%.

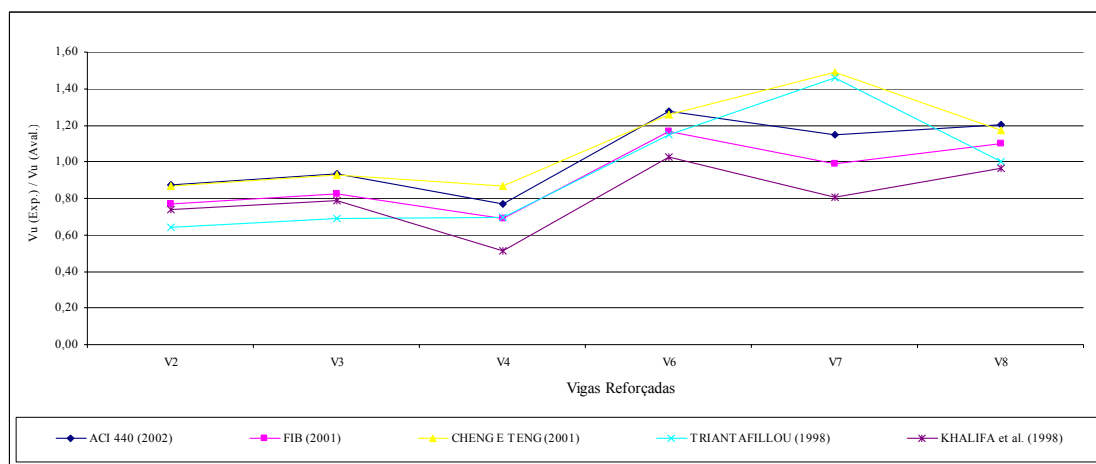
Já, na viga de referência V5REF, o critério de projeto que obteve os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,08, foi o proposto pelo EUROCODE - Método das Bielas com Inclinação Variável (MBIV). A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -8%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual média de -63%.

### 6.2.2.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.3 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se no mesmo gráfico o seguinte:

- i. Para as vigas V2, V3 e V4 as razões de comparação apresentaram pouquíssimas variações, mas com valores menores que a unidade, ou seja, a força cortante avaliada foi superestimada. No cálculo da força cortante avaliada não foi feita nenhuma consideração sobre a ancoragem, mas observa-se que por este método de análise não houve ganho na capacidade resistente devido a este fato. Para este conjunto de vigas, o critério que apresentou os resultados teóricos mais próximos dos experimentais foi o proposto por CHENG & TENG, com resultados praticamente iguais ao proposto pelo ACI, sendo que o critério que se mostrou mais arrojado foi o proposto por TRIANTAFILLOU.
- ii. As vigas V6, V7 e V8 apresentaram razões de comparação com valores maiores que a unidade, ou seja, para estas vigas, cujo reforço é com envolvimento completo da seção, a força cortante avaliada foi mais conservadora. Para este conjunto de vigas, o critério que apresentou os resultados teóricos mais próximos dos experimentais foi o proposto pela FIB, sendo que o que se apresentou mais conservador foi o proposto por CHENG & TENG.





**Gráfico 6.3–** Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por ARAÚJO, A.S. (2002), MÉTODO I.

Através do método I de análise, para este experimento, observa-se na tabela 6.9, que:

- i. O critério proposto pelo ACI apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 3,46% acima de 1. Este mesmo critério apresentou valor de desvio padrão na média dos demais, porém, seu coeficiente de variação de 19,53% foi verificado como sendo o menor entre os obtidos pelos demais critérios comparados.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou ser o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 19,32%, em média, abaixo de 1. Porém, este mesmo critério apresentou o menor valor de desvio padrão, logo, o coeficiente de variação ficou na média, quando comparado com os demais.

**Tabela 6.9–** Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de ARAÚJO, A. S. (2002), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf_{(exp.)}/Vf_{(ACI)}$	$Vf_{(exp.)}/Vf_{(Fib)}$	$Vf_{(exp.)}/Vf_{(C.T.)}$	$Vf_{(exp.)}/Vf_{(Tr.)}$	$Vf_{(exp.)}/Vf_{(Kh.)}$
Média	1,0346	0,9230	1,0966	0,9399	0,8068
Des. Padrão	0,2021	0,1912	0,2530	0,3254	0,1804
Coef. Var.	19,53%	20,72%	23,07%	34,62%	22,36%

O gráfico 6.4 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se no mesmo gráfico o seguinte:

- i. Para as vigas V2, V3 e V4 as razões de comparação apresentaram valores bem abaixo da unidade, ou seja, a força cortante resistente pelo

reforço calculada pelos critérios foi superestimada. No cálculo da força cortante resistente pelo reforço não foi feita nenhuma consideração sobre a ancoragem, observa-se que também por este método de análise não houve uma contribuição positiva devido a este fato. Para este conjunto de vigas, o critério que gerou resultados mais próximos dos experimentais foi o proposto por CHENG & TENG e pelo ACI, com resultados praticamente iguais, sendo que o critério mais arrojado foi o proposto por KHALIFA *et al.*

- ii. Nas vigas V6, V7 e V8, praticamente na totalidade das razões de comparação, os valores foram maiores que a unidade, ou seja, para estas vigas, cujo reforço se dá com envolvimento completo da seção, a força cortante resistente pelo reforço foi mais conservadora. Para este conjunto de vigas, o critério que obteve valores mais próximos dos experimentais foi o proposto por KHALIFA *et al.* e o mais conservador foi o proposto por CHENG & TENG.

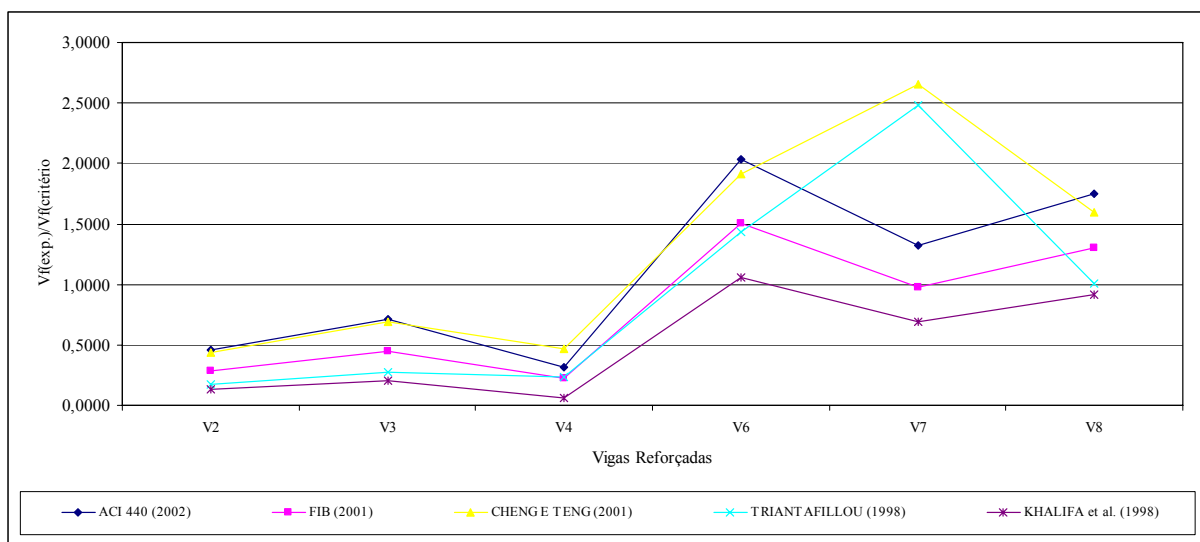


Gráfico 6.4 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por ARAÚJO, A. S. (2003), Método II.

Através do método II de análise e para este experimento, observa-se na tabela 6.10, que:

- i. O critério proposto pelo ACI apresentou resultados mais próximos dos experimentais, com razão de comparação 9,67% acima de 1. Este mesmo

critério apresentou valor de desvio padrão na média dos demais, porém, seu coeficiente de variação foi de 64,85%, o menor entre os obtidos pelos demais critérios.

- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 48,84%, em média, abaixo de 1. Porém, este mesmo critério apresentou o menor valor de desvio padrão e teve coeficiente de variação na média, quando comparado com os demais critérios.

**Tabela 6.10 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de ARAÚJO, A. S. (2002), Método II.**

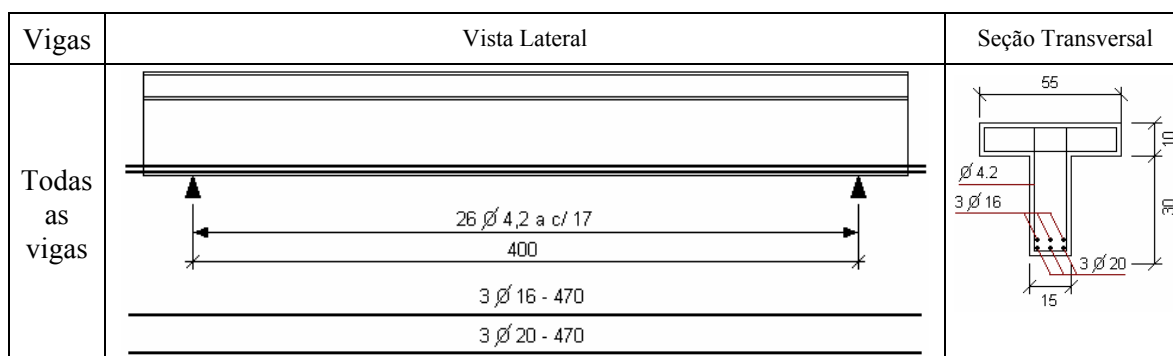
	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf_{exp.}/Vf_{ACI}$	$Vf_{exp.}/Vf_{fib}$	$Vf_{exp.}/Vf_{C.T.}$	$Vf_{exp.}/Vf_{Tr.}$	$Vf_{exp.}/Vf_{Kh.}$
Média	1,0967	0,7905	1,2921	0,9354	0,5116
Des. Padrão	0,7112	0,5457	0,9066	0,9111	0,4326
Coef. Var.	64,85%	69,02%	70,17%	97,41%	84,55%

### 6.2.3 Experimento de SILVA FILHO (2001)

#### 6.2.3.1 Apresentação do experimento

SILVA FILHO executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas oito vigas, sendo uma de referência e as outras 7 com diversas configurações de reforço (SILVA FILHO, 2001).

Todas as vigas eram de seção transversal em forma de “T”, com alma de 15 x 40 cm<sup>2</sup>, mesa de 55 x 10cm<sup>2</sup> e 440 cm de comprimento, e armaduras, conforme representado na figura 6.6.



**Figura 6.6 – Armadura das vigas do experimento de SILVA FILHO (2001)**

O quadro 6.3 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por SILVA FILHO (2001).

**Quadro 6.3 – Representação esquemática das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001) (vista lateral e seção transversal).**

Continua

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V2		
V3		
V4		
V5		
V6		

**Quadro 6.3 – Representação esquemática das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001) (vista lateral e seção transversal).**

Vigas	Vista Lateral		Conclusão
	Seção Transversal		
V7			
V8			

A tabela 6.11 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.11 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por SILVA FILHO (2001).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N -	Φl [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρl [%]	Φt [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	ρw [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
V1 REF	15	40	400	35,60	T	41,9	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V2	15	40	400	35,60	T	41,9	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V3	15	40	400	35,60	T	42,2	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V4	15	40	400	35,60	T	43,8	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V5	15	40	400	35,60	T	45,3	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V6	15	40	400	35,60	T	46,6	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V7	15	40	400	35,60	T	45,3	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208
V8	15	40	400	35,60	T	45,3	3 3	16 20	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	769,00	208

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.12 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.12 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de SILVA FILHO(2001).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\varepsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\varepsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
V1 REF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	3,01	Cisalh. am.	S	-	360,00
V2	15,0	0,165	23,0	40,0	1	90	0,495	1,435	1,70	3790	228	Ti-E	107	3,01	Flexão	S	3,140	589,00
V3	15,0	0,165	20,0	40,0	2	90	0,990	3,300	1,70	3790	228	Ti-E	107	3,01	Flexão	S	0,770	570,00
V4	15,0	0,165	20,0	30,0	3	90	1,485	4,950	1,70	3790	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	*	420,00
V5	15,0	0,165	23,0	40,0	1	45	0,495	1,435	1,70	3790	228	Ti-E	107	3,01	Flexão	S	1,060	579,00
V6	15,0	0,165	20,0	40,0	1	45	0,495	1,650	1,70	3790	228	Ti-E	107	3,01	Flexão	S	*	573,00
V7	15,0	0,165	23,0	30,0	1	45	0,495	1,435	1,70	3790	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	13,900	491,00
V8	15,0	0,165	20,0	30,0	2	45	0,990	3,300	1,70	3790	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	*	510,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. am. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.2.3.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Foi utilizada uma viga de referência para esta avaliação e neste experimento foi utilizada armadura transversal, logo, a resistência ao cisalhamento destas vigas é oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e da armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas por sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.13 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de SILVA FILHO (2001).**

Experimento	Critérios de Projeto	Vc+Vsw(teó) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vu(exp.)/Vc+Vsw(teó.)
V1	ABNT - Modelo I	106,98	180,00	1,68
	ABNT - Modelo II	109,02		1,65
	ACI	101,51		1,77
	CEB-FIP	132,99		1,35
	EUROCODE - MP	105,82		1,70
	EUROCODE - MBIV	135,53		1,33
	Zsutty	127,18		1,42

Observa-se que na viga de referência V1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,33, foi o proposto pelo EUROCODE - Método das Bielas com Inclinação Variável (MBIV). A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -33%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual média de -77%.

#### 6.2.3.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC (Vf)

O gráfico 6.5 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. As vigas V2, V3, V5 e V6 possuem reforço com envolvimento completo de seção e tiveram o modo de falha alterado para flexão, este fato não ficou evidenciado no gráfico das razões de comparação, pois o gráfico teria que apresentar valores, distantes da razão unitária, sendo que para este conjunto de vigas o critério que gerou resultados mais próximos dos experimentais foi o proposto por CHENG & TENG e o considerado mais arrojado foi o proposto por KHALIFA *et al.*
- ii. As vigas V4, V7 e V8, com ancoragem na alma através de duas barras de aço, não demonstraram nenhum ganho de resistência por este critério, visto que, nos cálculos não se faz nenhuma consideração sobre esta ancoragem. Para este conjunto de vigas, o critério que obteve valores mais próximos dos experimentais foi o proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG, inclusive com resultados muito próximos aos obtidos pelo ACI, e o critério que se apresentou mais arrojado foi o proposto por KHALIFA *et al.*

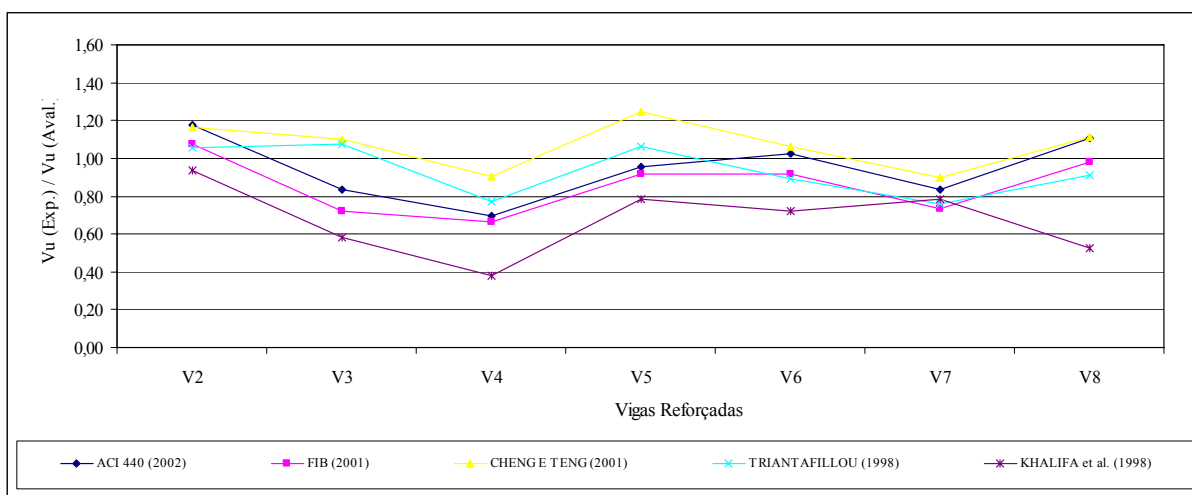


Gráfico 6.5 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001), MÉTODO I.

Através do método I de análise e para este experimento, observa-se na tabela 6.14, que:

- i. O critério proposto pelo ACI apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 5,2% abaixo de 1, porém, este mesmo critério apresentou um dos maiores valores de desvio padrão e coeficiente de variação, comparados com os obtidos pelos demais critérios.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou ser o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 32,67%, em média, abaixo de 1. Os valores do desvio padrão e coeficiente de variação foram os maiores comparados aos outros critérios.

Tabela 6.14 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SILVA FILHO (2001), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(FIB)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	0,9480	0,8586	1,0709	0,9317	0,6733
Des. Padrão	0,1707	0,1528	0,1294	0,1359	0,1893
Coef. Var.	18,00%	17,80%	12,09%	14,59%	28,12%

O gráfico 6.6 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se o seguinte:



- i. O gráfico mostrou-se muito oscilante. Um dos motivos pode ter sido a alteração do modo de falha para flexão em 4 vigas.
- ii. Sabe-se que as vigas V2, V3, V5 e V6 possuem reforço com envolvimento completo de seção e tiveram o modo de falha alterado para flexão, este fato não ficou evidenciado no gráfico das razões de comparação, e apenas o critério de CHENG & TENG deu indicativos desta mudança no modo de falha, que se evidenciou na viga V5.
- iii. As vigas V4, V7 e V8, com ancoragem na alma com duas barras de aço, não demonstraram por este critério nenhum ganho de resistência, visto que nos cálculos não se fez nenhuma consideração sobre esta ancoragem. Observa-se que, na viga V4 os valores dos critérios forneceram valores arrojados, resultando em um nítido “vale” no gráfico.

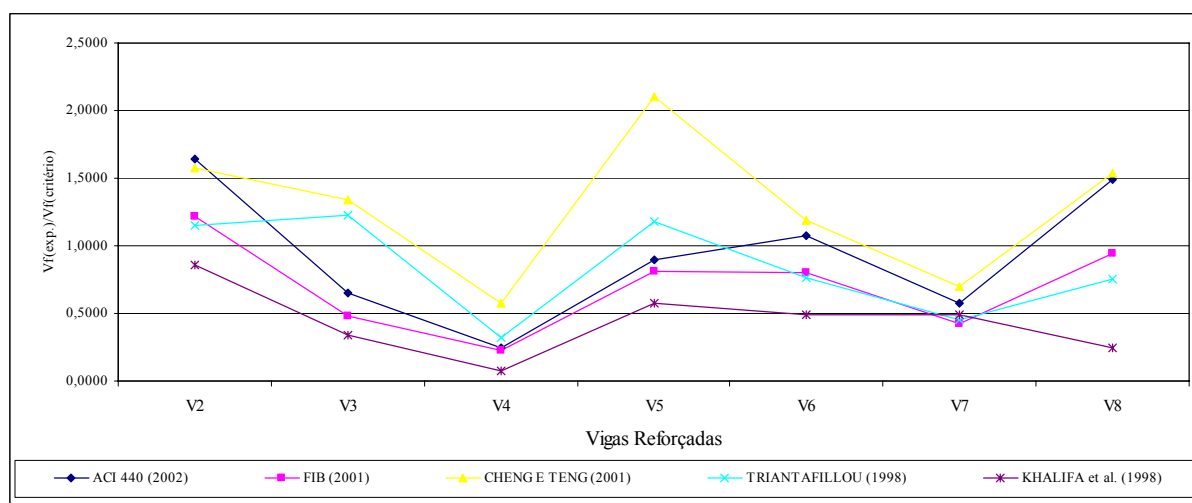


Gráfico 6.6 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SILVA FILHO (2001), MÉTODO II.

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.15, que:

- i. O critério proposto pelo ACI apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 6,08% abaixo de 1, porém, este mesmo critério apresentou um dos maiores valores de desvio padrão e coeficiente de variação, quando comparado aos demais.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de

comparação estando 55,98%, em média, abaixo de 1, e o valor do coeficiente de variação foi o maior comparado aos outros.

**Tabela 6.15 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SILVA FILHO (2001), Método II.**

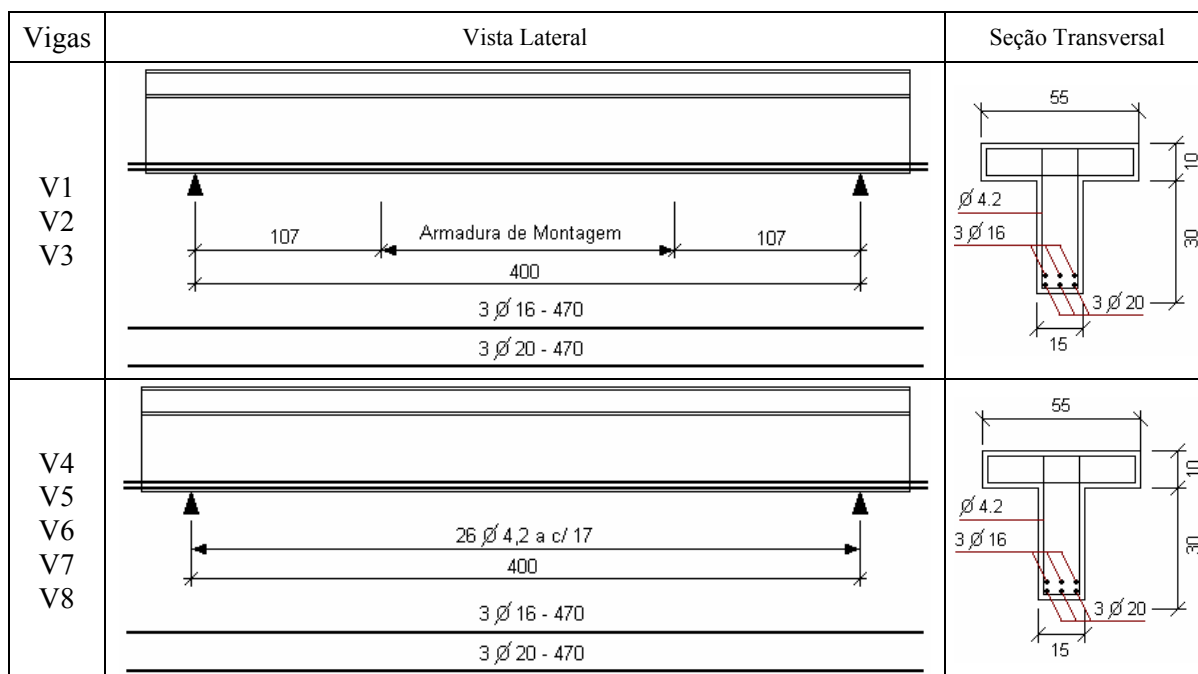
	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	0,9392	0,7001	1,2883	0,8358	0,4402
Des. Padrão	0,5022	0,3405	0,5271	0,3639	0,2503
Coef. Var.	53,47%	48,64%	40,91%	43,54%	56,86%

### 6.2.4 Experimento de SALLES NETO (2000)

#### 6.2.4.1 Apresentação do experimento

SALLES NETO executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas oito vigas, sendo duas de referência e as outras 6 com diversas configurações de reforço (SALLES NETO,2000).

Todas as vigas possuem seção transversal em forma de “T”, com alma de 15 x 40 cm<sup>2</sup>, mesa de 55 x 10cm<sup>2</sup> e 440 cm de comprimento, e armaduras, conforme representado na figura 6.7.



**Figura 6.7– Armadura das vigas do experimento de SALLES NETO (2000)**

O quadro 6.4 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por SALLES NETO (2000).

**Quadro 6.4 – Representação esquemática das vigas reforçadas por SALLES NETO (2000) (vista lateral e seção transversal).**

Continua

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V2		
V3		
V5		
V6		
V7		
V8		

A tabela 6.16 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.16 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por SALLES NETO (2000).**

Vigas	Geometria					Concreto		Armaduras								
	bw	h	l	d	Seção	fc	N	Φl	As	ρl	Φt	s	Asw	ρw	fy	Es
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]
V1	15	40	400	35,60	T	44,6	3	16	15,46	2,89	0	0	0,000	0	773,00	208
							3	20								
V2	15	40	400	35,60	T	44,6	3	16	15,46	2,89	0	0	0,000	0	773,00	208
							3	20								
V3	15	40	400	35,60	T	44,6	3	16	15,46	2,89	0	0	0,000	0	773,00	208
							3	20								
V4	15	40	400	35,60	T	40,0	3	16	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	773,00	208
							3	20								
V5	15	40	400	35,60	T	40,0	3	16	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	773,00	208
							3	20								
V6	15	40	400	35,60	T	40,0	3	16	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	773,00	208
							3	20								
V7	15	40	400	35,60	T	40,0	3	16	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	773,00	208
							3	20								
V8	15	40	400	35,60	T	40,0	3	16	15,46	2,89	4,2	17	0,277	0,109	773,00	208
							3	20								
Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T																

A tabela 6.17 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.17 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de SALLES NETO (2000).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf	tf	sf	hf	n	β	Af	ρf	εfu	ff	Ef	Config.	a	a/d	Modo de	Pré	εfê	Pu(exp.)
	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	-	[°]	[cm <sup>2</sup> ]	10 <sup>(-3)</sup>	[%]	[MPa]	[GPa]	-	[cm]	-	falha	fiss.	10 <sup>(-3)</sup>	[kN]
V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	3,01	Cissalham.	N	-	251,00
V2	15,0	0,165	23,0	30,0	1	90	0,495	1,435	14,80	3792	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	N	2,715	275,60
V3	15,0	0,165	23,0	30,0	1	45	0,495	1,435	17,98	3792	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	N	4,410	320,50
V4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	3,01	Cissalham.	S	-	368,40
V5	15,0	0,165	23,0	30,0	1	90	0,495	1,435	22,40	3792	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	4,680	403,00
V6	15,0	0,165	20,0	30,0	2	90	0,990	3,300	22,40	3792	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	2,925	402,80
V7	15,0	0,165	23,0	30,0	1	45	0,495	1,435	22,40	3792	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	4,080	402,60
V8	15,0	0,165	18,0	30,0	1	45	0,495	1,833	22,40	3792	228	Ti-U	107	3,01	Descol.	S	2,995	395,30

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cissalham. - Cissalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço.

### 6.2.4.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

O experimento foi dividido em dois grupos de vigas: o primeiro, sem armadura transversal, composto por V1, V2 e V3, sendo V1 a viga de referência para esta avaliação e portanto, com resistência ao cisalhamento devida apenas à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ); o segundo, com armadura transversal, composto pelas vigas V4 a V8, sendo V4 a viga de referência, sendo que a resistência ao cisalhamento destas vigas é oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e da armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas por sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.18 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de SALLES NETO, (2000).**

Experimento	Critérios de Projeto	$V_c+V_{sw}$ (teó) [kN]	$V_u$ (exp.) [kN]	$V_u(\text{exp.})/V_c+V_{sw}(\text{teó.})$
V1	ABNT - Modelo I	66,40	125,50	1,89
	ABNT - Modelo II	52,01		2,41
	ACI	56,42		2,22
	CEB-FIP	62,70		2,00
	EUROCODE - MP	65,24		1,92
	EUROCODE - MBIV	65,24		1,92
	Zsutty	82,09		1,53
V4	ABNT - Modelo I	107,19	184,20	1,72
	ABNT - Modelo II	108,37		1,70
	ACI	101,74		1,81
	CEB-FIP	133,36		1,38
	EUROCODE	106,03		1,74
	EUROCODE - MBIV	135,89		1,36
	Zsutty	127,42		1,45

Observa-se que na viga de referência V1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,53, foi o proposto pelo pesquisador ZSUTTY, sendo que a variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -53%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pela ABNT – Modelo II com variação percentual de -141%.

Na viga de referência V4, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,36, foi o proposto pelo EUROCODE - Método das Bielas com Inclinação Variável (MBIV). A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -36% e o critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual média de -81%.

#### 6.2.4.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.7 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. As razões de comparação das vigas V2, V3 (sem armadura interna) apresentaram comportamento muito similar ao conjunto composto pelas vigas V5 a V8 (com armadura interna), logo, neste experimento, e, através deste método de análise, observou-se que os diferentes critérios conduzem à resultados homogêneos e arrojados. Ainda, não se observou no experimento influência da armadura interna.

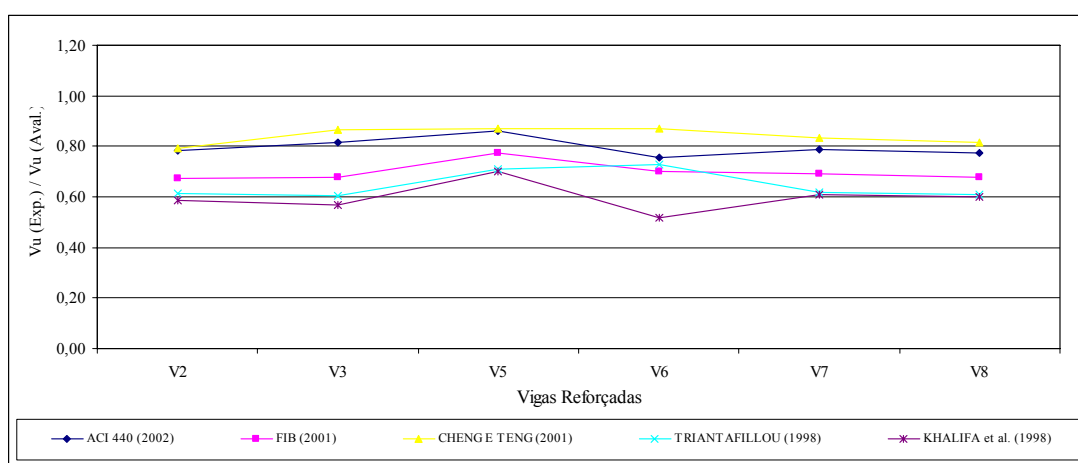


Gráfico 6.7 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SALLES NETO (2000), Método I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.19, que:

- i. O critério proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação no valor de 15,87% abaixo de 1, sendo que este mesmo critério apresentou os menores valores de desvio padrão e coeficiente de variação, comparados aos demais.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou ser o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 40,26%, em média, abaixo de 1, e com valor do coeficiente de variação maior quando comparado aos demais.

**Tabela 6.19 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SALLES NETO (2000), Método I.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	0,7963	0,6995	0,8413	0,6476	0,5974
Des. Padrão	0,0364	0,0386	0,0333	0,0563	0,0611
Coef. Var.	4,58%	5,51%	3,96%	8,70%	10,23%

O gráfico 6.8 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se no gráfico o seguinte:

- i. As razões de comparação obtidas, de modo geral, foram muito abaixo do valor unitário considerado ideal, ou seja, para este caso, a avaliação da resistência experimental do reforço ficou muito abaixo dos valores calculados pelos critérios.
- ii. A razão de comparação das vigas V3 (sem armadura interna) gerou um “pico” no gráfico, sem causa aparente, traduzindo-se em um ponto disperso no gráfico. Através deste método de análise não se observou influência da armadura interna no reforço.
- iii. Todos os critérios conduziram à resultados arrojados.

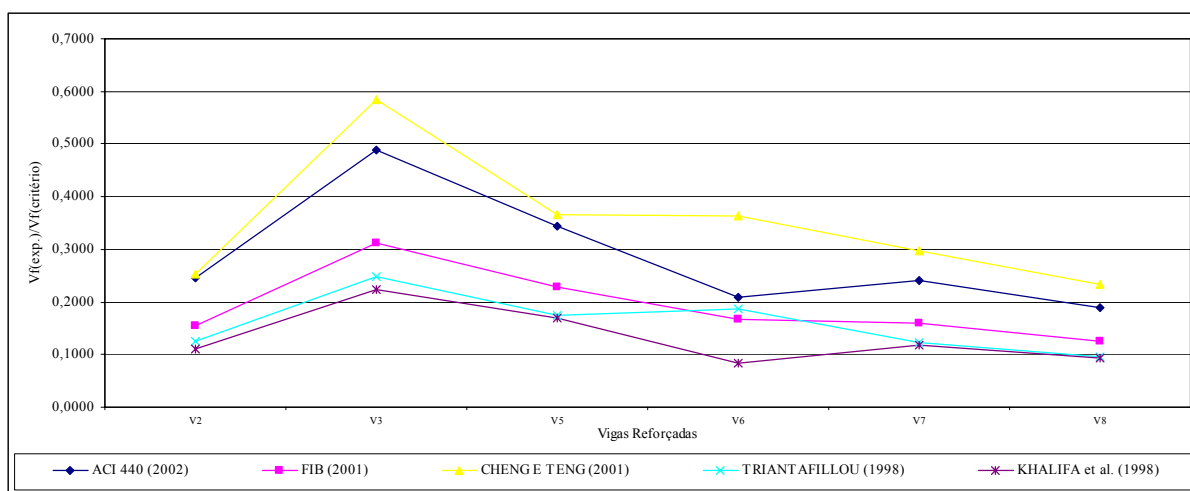


Gráfico 6.8 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por SALLES NETO (2000), MÉTODO II.

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.20, que:

- i. O critério proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com razão de comparação no valor de 65,04% abaixo de 1, e este mesmo critério apresentou coeficiente de variação na média dos outros resultados.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação em 86,72%, em média, abaixo de 1. O valor do coeficiente de variação foi o maior comparado aos outros.

Tabela 6.20 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de SALLES NETO (2000), Método II.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
Média	0,2863	0,1914	0,3496	0,1584	0,1328
Des. Padrão	0,1128	0,0678	0,1277	0,0556	0,0530
Coef. Var.	39,39%	35,41%	36,52%	35,08%	39,90%

### 6.2.5 Experimento de GALVEZ (2003)

#### 6.2.5.1 Apresentação do experimento

GALVEZ executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas sete vigas, sendo duas de referência e as outras cinco com diversas configurações de reforço (GALVEZ, 2003).



Todas as vigas possuem seção transversal retangular 15 x 20cm<sup>2</sup>, 180 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.8.

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
VTG1 V1G1 V2G1	<p>12 Ø 5 a c/ 15,75</p> <p>15 150 15</p> <p>180</p> <p>2 Ø 6,3</p> <p>3 Ø 12,5</p>	<p>2 Ø 6,3</p> <p>3 Ø 12,5</p> <p>20</p> <p>15</p>
VTG2 V1G2 V2G2 V3G2	<p>14 Ø 4,2 a c/ 12,5</p> <p>15 150 15</p> <p>180</p> <p>2 Ø 6,3</p> <p>3 Ø 16</p>	<p>2 Ø 6,3</p> <p>5 Ø 16</p> <p>20</p> <p>15</p>

Figura 6.8– Armadura das vigas do experimento de GALVEZ (2003)

O quadro 6.6 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por GALVEZ (2003).

Quadro 6.5 – Representação esquemática das vigas reforçadas por GALVEZ (2003) (vista lateral e seção transversal) .

Continua

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V1G1	<p>15 50 50 50 15</p> <p>180</p>	
V2G1	<p>15 50 50 50 15</p> <p>180</p>	

**Quadro 6.5 – Representação esquemática das vigas reforçadas por GALVEZ (2003) (vista lateral e seção transversal) .**

Vigas	Vista Lateral		Conclusão
	Seção Transversal		
V1G2			
V2G2			
V3G2			

A tabela 6.21 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.21 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por GALVEZ (2003).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw	h	l	d	Seção		$f_c$	N	$\phi l$	$A_s$	$\rho l$	$\phi t$	s	$A_{sw}$	$\rho_w$	$f_y$
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]
VTG1	15	20	150	17,38	Ret.	30	3	12,5	3,68	1,41	5	15,8	0,39	0,2	773,80	204,7
V1G1	15	20	150	17,38	Ret.	30	3	12,5	3,68	1,41	5	15,8	0,39	0,2	773,80	204,7
V2G1	15	20	150	17,38	Ret.	30	3	12,5	3,68	1,41	5	15,8	0,39	0,2	773,80	204,7
VTG2	15	20	150	16,57	Ret.	90	5	16,0	10,1	4,04	4,2	12,5	0,28	0,1	799,20	207,8
V1G2	15	20	150	16,57	Ret.	90	5	16,0	10,1	4,04	4,2	12,5	0,28	0,1	799,20	207,8
V2G2	15	20	150	16,57	Ret.	90	5	16,0	10,1	4,04	4,2	12,5	0,28	0,1	799,20	207,8
V3G2	15	20	150	16,57	Ret.	90	5	16,0	10,1	4,04	4,2	12,5	0,28	0,1	799,20	207,8

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.22 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

Tabela 6.22 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de GALVEZ (2003).

Vigas	Reforço com PRFC											Ensaio						
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\varepsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\varepsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
VTG1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	2,88	Cisalhame.	S	-	95,00
V1G1	50,00	0,117	50,0	20,0	1	90	1,17	1,560	1,55	3900	240	Ti-L	50	2,88	Flexão	S	*	134,00
V2G1	50,00	0,117	50,0	20,0	1	45	1,17	1,560	1,55	3900	240	Ti-L	50	2,88	Flexão	S	2,49	145,00
VTG2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60	3,62	Cisalhame.	S	-	150,00
V1G2	60,00	0,117	60,00	20,0	1	90	1,40	1,560	1,55	3900	240	Ti-L	60	3,62	Flexão	S	1,58	241,00
V2G2	5,00	0,117	10,0	20,0	1	90	0,12	0,780	1,55	3900	240	Ti-U	60	3,62	Descol.	S	3,45	175,00
V3G2	5,00	0,117	10,0	20,0	1	90	0,12	0,780	1,55	3900	240	Ti-E	60	3,62	Descol.	S	4,67	232,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalhame. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.2.5.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Duas vigas de referência foram utilizadas para esta avaliação. Como neste experimento foi utilizada armadura transversal, a resistência ao cisalhamento destas vigas é devido à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e à da armadura ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas por sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

Tabela 6.23 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de GALVEZ (2003).

Experimento	Critérios de Projeto	Vc+Vsw(teó) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vu(exp.)/Vc+Vsw(teó.)
VTG1	ABNT - Modelo I	61,59	47,50	0,77
	ABNT - Modelo II	79,59		0,60
	ACI	58,24		0,82
	CEB-FIP	80,40		0,59
	EUROCODE - MP	53,20		0,89
	EUROCODE - MBIV	75,07		0,63
	Zsutty	64,86		0,73
VTG2	ABNT - Modelo I	89,59	75,00	0,84
	ABNT - Modelo II	106,34		0,71
	ACI	72,19		1,04
	CEB-FIP	98,79		0,76
	EUROCODE - MP	100,74		0,74
	EUROCODE - MBIV	120,28		0,62
	Zsutty	87,02		0,86

Observa-se que na viga de referência VTG1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 0,89, foi o proposto pelo EUROCODE – Modelo Padrão (MP) e a variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de +11%. O critério que se mostrou mais arrojado foi o proposto pelo CEB-FIP, com variação percentual média de +41%.

Já na viga de referência VTG2, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,04, foi o proposto pelo ACI. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -4%. O critério que se mostrou mais arrojado foi o proposto pelo EUROCODE - Modelo das Bielas com Inclinação Variável (MBIV) e variação percentual média de +38%.

#### 6.2.5.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.9 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou uma uniformidade de resultados dos diversos critérios em relação às vigas ensaiadas, porém, com a maioria das razões de comparação menores que a unidade.
- ii. As razões de comparação das vigas V1G1 e V2G1 (do grupo 1), apresentaram-se levemente inferiores que as vigas do grupo 2, podendo ter influência da taxa de armadura longitudinal.

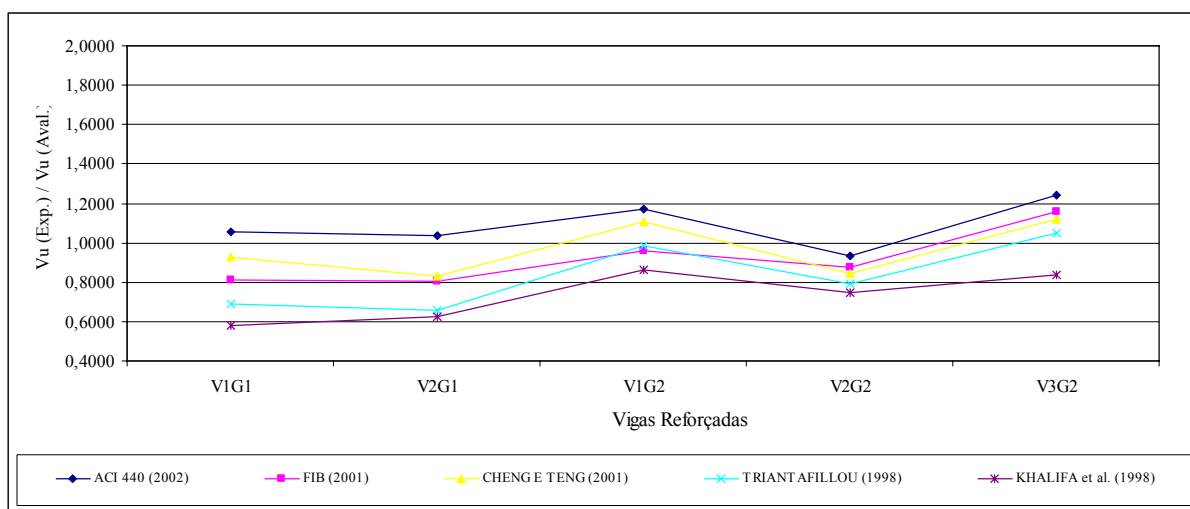


Gráfico 6.9 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2003), MÉTODO I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.24, que:

- i. O critério proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 3,49% abaixo de 1, e este mesmo critério apresentou um dos menores coeficientes de variação comparados aos demais resultados.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 26,96%, em média, abaixo de 1, sendo que o valor do coeficiente de variação foi um dos maiores.

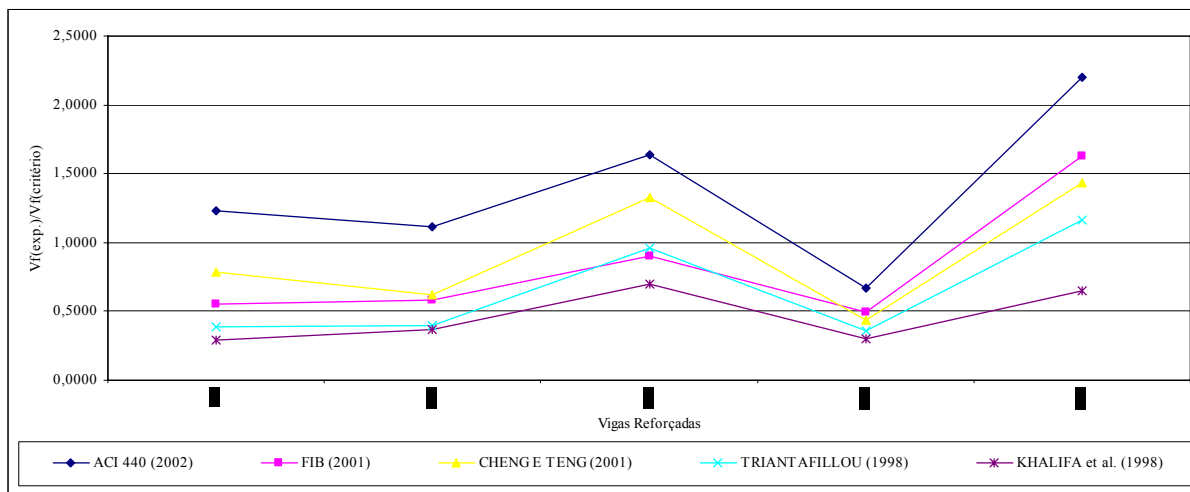
Tabela 6.24 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALVEZ (2003), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{ACI})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{Fib})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{C.T.})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{Tr.})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{Kh.})$
Média	1,0877	0,9215	0,9651	0,8341	0,7304
Des. Padrão	0,1194	0,1472	0,1397	0,1767	0,1248
Coef. Var.	10,98%	15,97%	14,47%	21,18%	17,08%

O gráfico 6.10 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou-se bem oscilante, porém, com a maioria das razões de comparação menores que a unidade.

- ii. As razões de comparação das vigas V1G1 e V2G1 (do grupo 1), apresentaram-se uniformes e levemente inferiores às vigas do grupo 2, que por sua vez, tiveram razões de comparação oscilantes entre “picos” e “vales”, sem uma razão bem definida.



**Gráfico 6.10 - Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2003), MÉTODO II.**

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.25, que:

- i. O critério proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 7,57% abaixo de 1, apresentando desvio padrão e coeficiente de variação na média dos demais.
- ii. O critério de projeto proposto por KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 54,07%, em média, abaixo de 1, porém, com um dos menores coeficientes de variação.

**Tabela 6.25 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALVEZ (2003), Método II.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIAN TAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fb)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,3694	0,8345	0,9243	0,6516	0,4593
Des. Padrão	0,5785	0,4733	0,4401	0,3793	0,1991
Coef. Var.	42,24%	56,71%	47,62%	58,21%	43,35%

### 6.2.6 Experimento de GALLARDO (2002)

#### 6.2.6.1 Apresentação do experimento

GALLARDO executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas seis vigas, sendo uma de referência e as outras cinco com diversas configurações de reforço (GALLARDO, 2002).

Todas as vigas possuem seção transversal em forma de “T”, sendo a alma  $12 \times 46\text{cm}^2$  e a mesa medindo  $10 \times 50 \text{ cm}^2$ , 400 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.9.

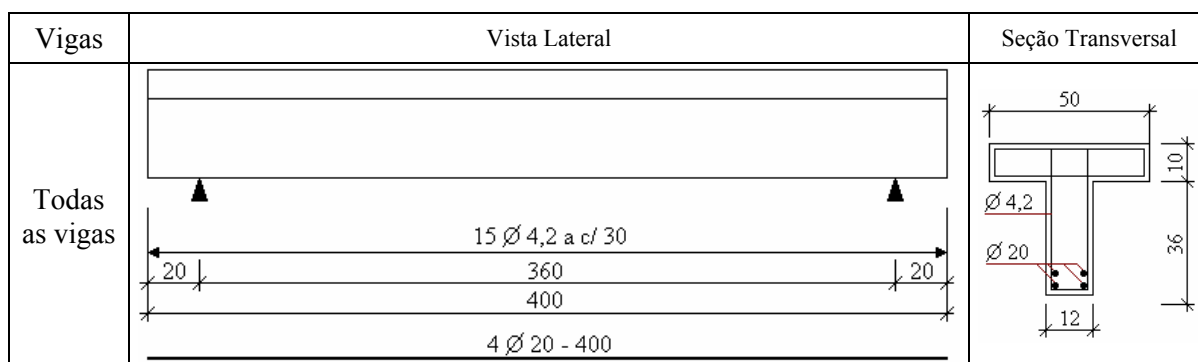
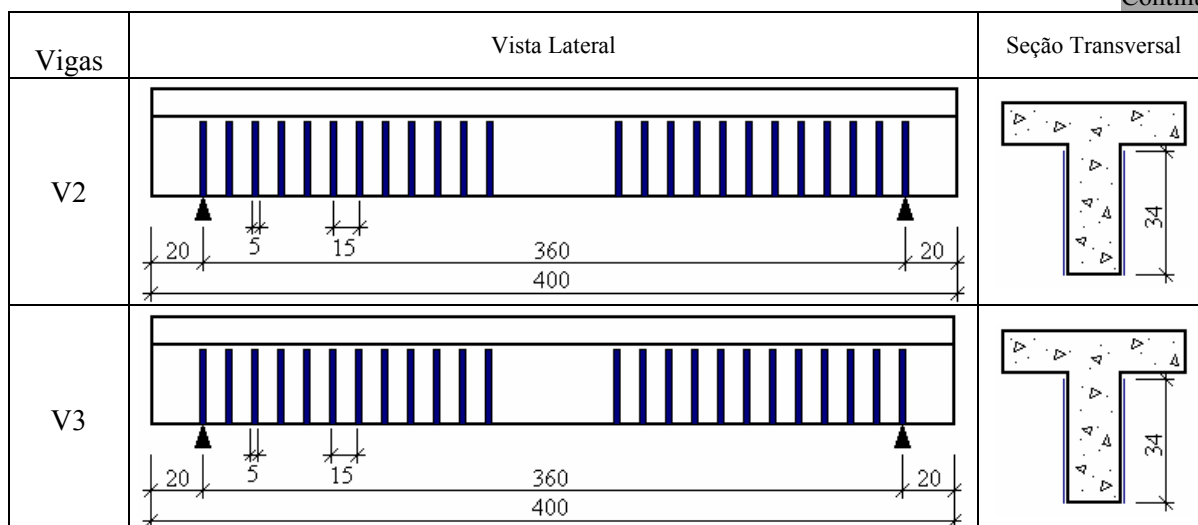


Figura 6.9 – Armadura das vigas do experimento de GALLARDO (2002)

O quadro 6.6 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por GALLARDO (2002).

Quadro 6.6 – Representação esquemática das vigas reforçadas por GALLARDO (2002) (vista lateral e seção transversal) .

Continua



Quadro 6.6 – Representação esquemática das vigas reforçadas por GALLARDO (2002) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Conclusão
		Seção Transversal
V4		
V5		
V6		

A tabela 6.26 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

Tabela 6.26 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por GALLARDO (2002).

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N -	$\Phi/l$ [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\rho/l$ [%]	$\Phi t$ [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	$\rho w$ [%]	f <sub>ym</sub> [MPa]	Es [GPa]
V1	12	46	360	41,33	T	45,33	4	20	12,57	2,53	4,2	30	0,277	0,1	681,90	162,4
V2	12	46	360	41,33	T	45,84	4	20	12,57	2,53	4,2	30	0,277	0,1	681,90	162,4
V3	12	46	360	41,33	T	46,23	4	20	12,57	2,53	4,2	30	0,277	0,1	681,90	162,4
V4	12	46	360	41,33	T	46,8	4	20	12,57	2,53	4,2	30	0,277	0,1	681,90	162,4
V5	12	46	360	41,33	T	45,12	4	20	12,57	2,53	4,2	30	0,277	0,1	681,90	162,4
V6	12	46	360	41,33	T	44,83	4	20	12,57	2,53	4,2	30	0,277	0,1	681,90	162,4

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.27 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.



**Tabela 6.27 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de GALLARDO (2002).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\epsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\epsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	150	3,63	Cisalham.	N	-	234,06
V2	5,00	0,117	15,0	34,0	1	90	0,117	0,650	0,8	2310,9	288	Ti-L	150	3,63	Descol.	N	*	212,48
V3	5,00	0,117	15,0	34,0	1	90	0,117	0,650	0,8	2.310,9	288	Ti-L	150	3,63	Descol.	N	*	257,16
V4	5,00	0,117	15,0	36,0	1	90	0,117	0,650	0,8	2.310,9	288	Ti-U	150	3,63	Descol.	N	*	277,00
V5	5,00	0,117	15,0	36,0	1	90	0,117	0,650	0,8	2.310,9	288	Ti-U	150	3,63	Descol.	N	*	323,00
V6	5,00	0,117	15,0	36,0	1	90	0,117	0,650	0,8	2.310,9	288	Ti-U	150	3,63	Descol.	N	*	298,46

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalham. - **Cisalhamento**; Descol. - **Descolamento** do reforço; Ruptura - **Ruptura** do reforço; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.2.6.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Uma viga de referência foi utilizada para esta avaliação. Como neste experimento foi utilizada armadura transversal, a resistência ao cisalhamento destas vigas é devido à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e à da armadura ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes que integram o trabalho, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.28 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de GALLARDO (2002).**

Experimento	Critérios de Projeto	$V_c+V_{sw}(teó)$ [kN]	$V_u$ (exp.) [kN]	$V_u(exp.)/V_c+V_{sw}(teó.)$
V1	ABNT - Modelo I	102,87	117,03	1,14
	ABNT - Modelo II	111,50		1,05
	ACI	85,41		1,37
	CEB-FIP	98,12		1,19
	EUROCODE - MP	96,70		1,21
	EUROCODE - MBIV	113,85		1,03
	Zsutty	103,76		1,13

Observa-se que, na viga de referência V1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,03, foi o proposto pelo EUROCODE – Modelo das Bielas de Inclinação Variável (MBIV). A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -3%. O

critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual de -37%.

### 6.2.6.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.11 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico é levemente crescente até o pico em V5, pois a cada viga, foi se incrementando o sistema de ancoragem do reforço. Há um ligeiro declive de V5 para V6, o que contraria as expectativas, face à V6 possuir, além da configuração de reforço de V5, ancoragem do reforço com uma faixa de fibra na direção longitudinal, o que *a priori* aumentaria a resistência ao cisalhamento da viga.

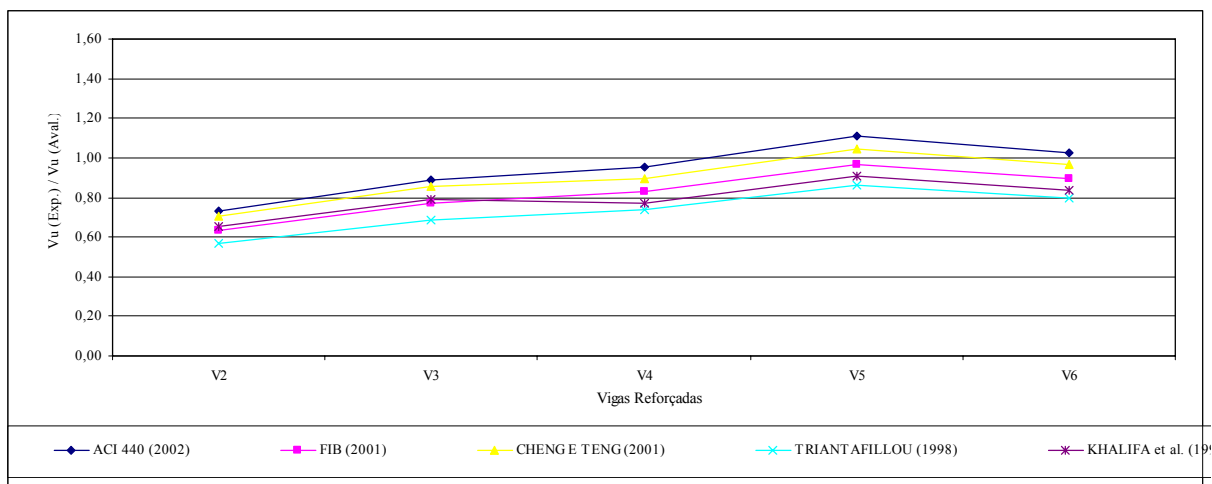


Gráfico 6.11 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALLARDO (2002), MÉTODO I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.29, que:

- i. O critério proposto pelo ACI apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com razão de comparação média 5,77% abaixo de 1, apresentando os maiores valores de desvio padrão e coeficiente de variação.

- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 27,01%, em média, abaixo de 1, e com um dos maiores coeficientes de variação.

**Tabela 6.29 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALLARDO (2002), Método I.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	0,9423	0,8184	0,8937	0,7299	0,7926
Des. Padrão	0,1448	0,1258	0,1283	0,1122	0,7926
Coef. Var.	15,37%	15,37%	14,36%	15,37%	11,75%

O gráfico 6.12 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se conforme descrito a seguir:

- i. Há uma ascendência das razões de comparação que culminam com o pico do gráfico em V5, pois a cada viga foi se incrementando o sistema de ancoragem do reforço. Há um declive da viga V5 para a V6, o que contraria as expectativas, face à V6 possuir além da configuração de reforço de V5, ancoragem do reforço com uma faixa de fibra na direção longitudinal, o que *a priori* aumentaria a resistência ao cisalhamento da viga.
- ii. As razões de comparação para a viga V2 ficaram abaixo de zero. Tal fato pode ser decorrente de: ruptura prematura, falha da execução da viga, problemas no ensaio ou algum outro fator incidente.

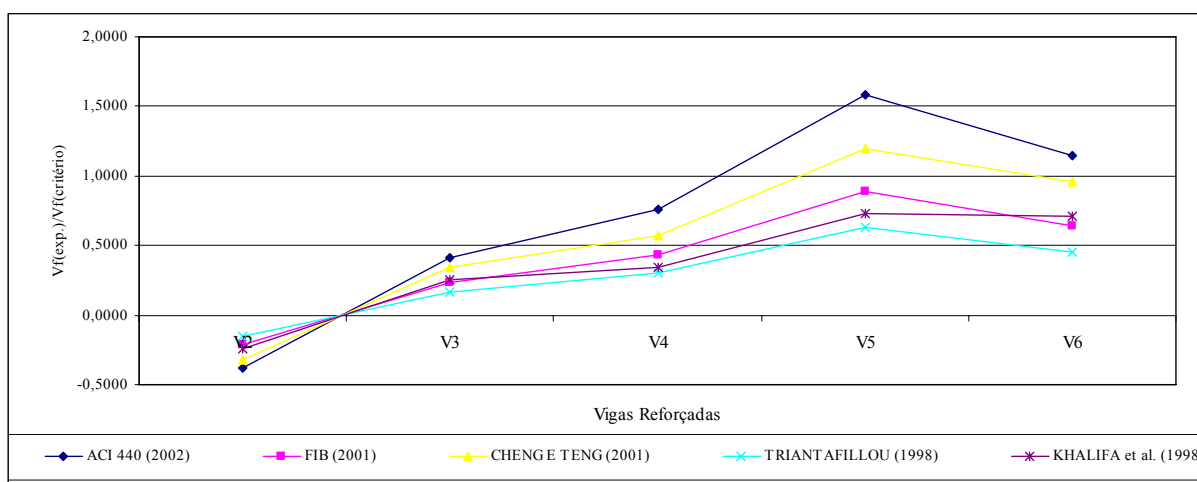


Gráfico 6.12 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALLARDO (2002), MÉTODO II.

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.30, que:

- i. O critério proposto por ACI apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 29,74% abaixo de 1, apresentando desvio padrão e coeficiente de variação na média dos demais, porém acima de 100%.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 71,91%, em média, abaixo de 1, e também com coeficiente de variação na média dos demais, porém acima de 100%.

Tabela 6.30 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de GALLARDO (2002), Método II.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA et al. (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(FIB)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	0,7026	0,3945	0,5484	0,2809	0,3588
Des. Padrão	0,7470	0,4195	0,5877	0,2987	0,3956
Coef. Var.	106,32%	106,32%	107,18%	106,32%	110,24%

## 6.2.7 Experimento de DALCANAL (2002)

### 6.2.7.1 Apresentação do experimento

DALCANAL executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas cinco vigas, sendo uma de referência e as outras quatro com diversas configurações de reforço (DALCANAL, 2002).

Todas as vigas possuem seção transversal retangular de 10 x 12 cm<sup>2</sup>, 150 cm de comprimento, e armaduras, conforme representado na figura 6.10.

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
Todas as Vigas	<p>1 <math>\varnothing</math> 4,2 a c/ 20</p> <p>75 135 75</p> <p>150</p> <p>2 <math>\varnothing</math> 6,3 - 140</p> <p>2 <math>\varnothing</math> 8,0 - 140</p> <p>2 <math>\varnothing</math> 10,0 - 140</p>	<p><math>\varnothing</math> 6,3</p> <p><math>\varnothing</math> 4,2</p> <p><math>\varnothing</math> 8,0</p> <p><math>\varnothing</math> 10,0</p> <p>12</p> <p>10</p>

Figura 6.10 – Armadura das vigas do experimento de DALCANAL (2002)

O quadro 6.7 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por DALCANAL (2002).

Quadro 6.7 – Representação esquemática das vigas reforçadas por DALCANAL (2002) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V45 1	<p>45 45 45</p> <p>135</p>	
V45 2	<p>45 45 45</p> <p>135</p>	
V90 1	<p>45 45 45</p> <p>135</p>	<p>1</p> <p>10</p> <p>1</p>
V90 2	<p>45 45 45</p> <p>135</p>	<p>1</p> <p>10</p> <p>1</p>

A tabela 6.31 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.31 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por DALCANAL (2002).**

Vigas	bw	h	l	d	Seção	f <sub>c</sub>	N	Φ l	A <sub>s</sub>	ρ <sub>l</sub>	Φ t	s	A <sub>sw</sub>	ρ <sub>w</sub>	f <sub>y</sub>	E <sub>s</sub>
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]
VT1	10	12	135	8,64	Ret.	32,0	2	8	2,58	2,98	4,2	20	0,277	0,13854	500,00	210
								10								
V45 1	10	12	135	8,64	Ret.	32,0	2	8	2,58	2,98	4,2	20	0,277	0,13854	500,00	210
								10								
V45 2	10	12	135	8,64	Ret.	32,0	2	8	2,58	2,98	4,2	20	0,277	0,13854	500,00	210
								10								
V90 1	10	12	135	8,64	Ret.	32,0	2	8	2,58	2,98	4,2	20	0,277	0,13854	500,00	210
								10								
V90 2	10	12	135	8,64	Ret.	32,0	2	8	2,58	2,98	4,2	20	0,277	0,13854	500,00	210
								10								

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.32 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.32 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de DALCANAL (2002).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf	tf	sf	hf	n	β	A <sub>f</sub>	ρ <sub>f</sub>	ε <sub>fu</sub>	f <sub>f</sub>	E <sub>f</sub>	Config.	a	a/d	Modo de	Pré	ε <sub>fê</sub>	Pu(exp.)
	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	-	[°]	[cm <sup>2</sup> ]	10 <sup>(-3)</sup>	[%]	[MPa]	[GPa]	-	[cm]	-	falha	fiss.	10 <sup>(-3)</sup>	[kN]
VT1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	5,21	Cisalh. m.	N	-	71,00
V45 1	2,5	1,200	11,6	12,0	1	45	0,6	5,172	1,04	2400	155	Ti-L	45	5,21	Flexão	N	*	106,46
V45 2	2,5	1,200	11,6	12,0	1	45	0,6	5,172	1,04	2400	155	Ti-L	45	5,21	Descol.	N	0,28	100,00
V90 1	2,5	1,200	11,3	10,0	1	90	0,6	5,310	1,04	2400	155	Ti-L	45	5,21	Descol.	N	*	85,00
V90 2	2,5	1,200	11,3	10,0	1	90	0,6	5,310	1,04	2400	155	Ti-L	45	5,21	Descol.	N	4,30	94,50

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. m. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.2.7.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Uma viga de referência foi utilizada para esta avaliação. Como neste experimento foi utilizada armadura transversal, a resistência ao cisalhamento destas vigas é devido à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e à da armadura ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.33 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de DALCANAL (2002).**

Experimento	Critérios de Projeto	$V_c+V_{sw}$ (teó) [kN]	$V_u$ (exp.) [kN]	$V_u(\text{exp.})/V_c+V_{sw}(\text{teó.})$
VT1	ABNT - Modelo I	19,37	35,50	1,83
	ABNT - Modelo II	19,59		1,81
	ACI	18,00		1,97
	CEB-FIP	26,97		1,32
	EUROCODE - MP	19,34		1,84
	EUROCODE - MBIV	25,49		1,39
	Zsuty	20,62		1,72

Observa-se que, na viga de referência VT1 o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,32, foi o proposto pelo CEB-FIB. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -32%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual média de -97%.

### 6.2.7.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.13 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com as razões de comparação oscilando ao redor da unidade.
- ii. As razões de comparação das vigas V45 1 e V45 2, apresentaram-se maiores que a unidade e as razões de comparação das vigas reforçadas com fibras a 90° (V90 1 e V90 2).

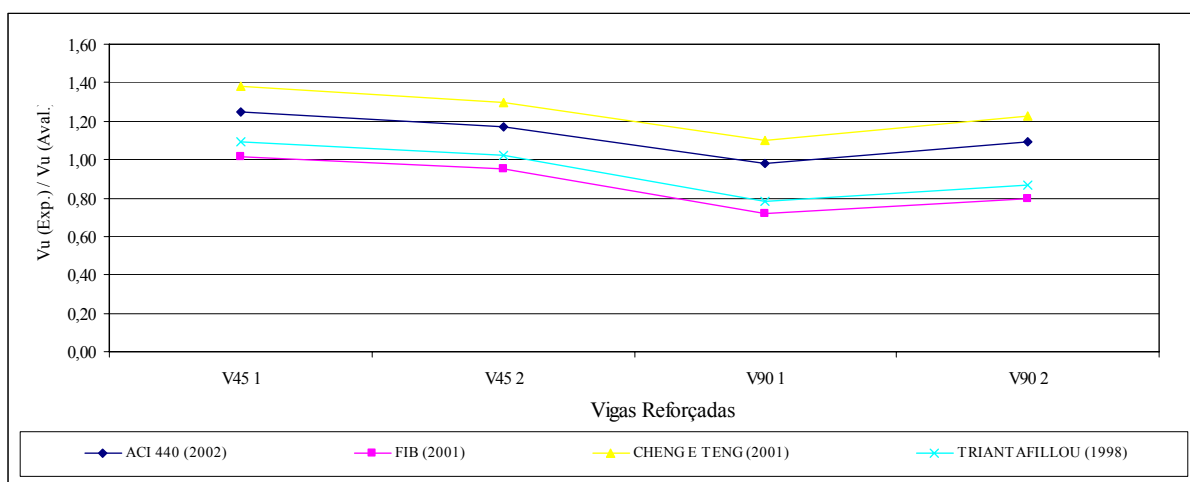


Gráfico 6.13 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DALCANAL (2002), MÉTODO I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.34, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 5,87% abaixo de 1, apresentando um dos maiores coeficientes de variação.
- ii. O critério de projeto proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG mostrou-se mais conservador entre os avaliados, com a razão de comparação estando 25,14%, em média, acima de 1, porém, com o menor coeficiente de variação.
- iii. Para este experimento, o critério proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* não foi aplicado, em virtude das características do experimento não atenderem às limitações do critério por ele proposto.

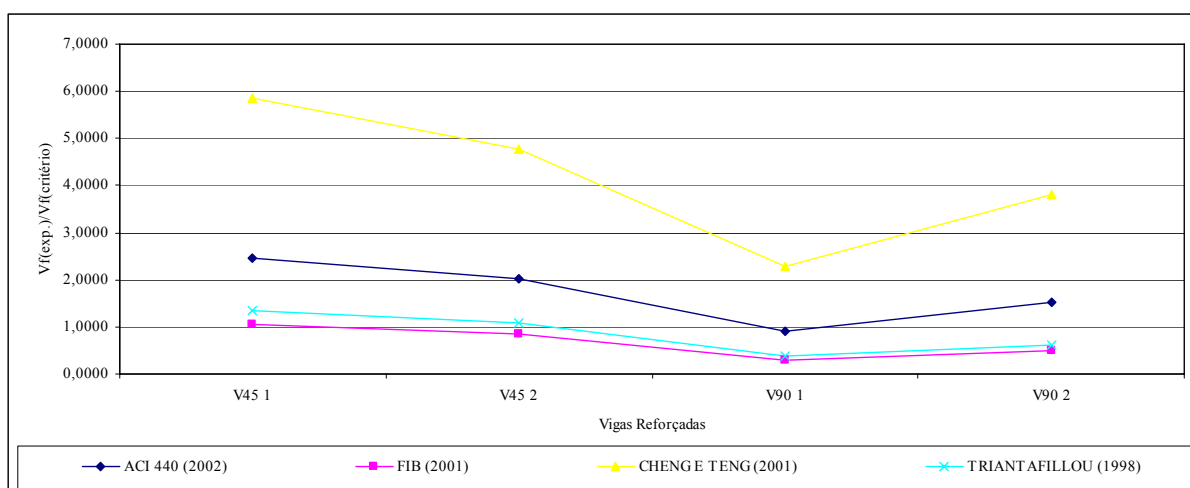
Tabela 6.34 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DALCANAL (2002), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fb)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,1231	0,8716	1,2514	0,9413	-
Des. Padrão	0,1127	0,1369	0,1185	0,1425	-
Coef. Var.	10,03%	15,70%	9,47%	15,14%	-

O gráfico 6.14 apresenta variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelos compostos e a calculada, contemplando o método II de avaliação, podendo ser observados os seguintes aspectos:



- i. O gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com as razões de comparação oscilando ao redor da unidade, com exceção das geradas pelo critério de CHENG & TENG, que apresentou valores afastados com relação aos demais. Nesta pesquisa, não foi possível avaliar a origem desta dispersão.
- ii. As razões de comparação das vigas V45 1 e V45 2, apresentaram-se maiores que a unidade e as razões de comparação das vigas reforçadas com fibras a 90° (V90 1 e V90 2).



**Gráfico 6.14–** Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DALCANAL (2002), MÉTODO II.

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.35, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 14,52% abaixo de 1, porém, apresentando um dos maiores coeficientes de variação.
- ii. O critério de projeto proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG mostrou-se o mais conservador entre os avaliados, com a razão de comparação de 4,1790.

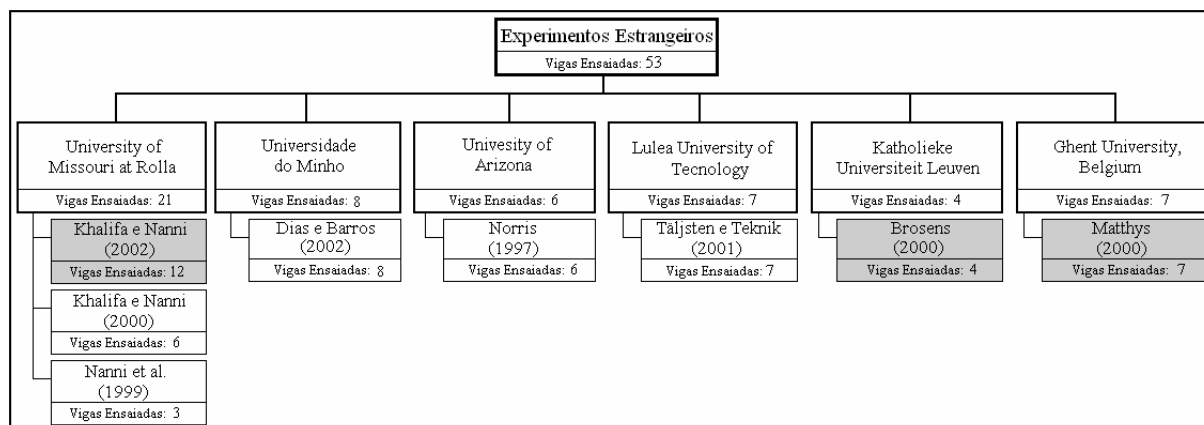
**Tabela 6.35– Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DALCANAL (2002), Método II.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,7231	0,6744	4,1790	0,8548	-
Des. Padrão	0,6683	0,3404	1,5152	0,4396	-
Coef. Var.	38,79%	50,48%	36,26%	51,42%	-

### 6.3 EXPERIMENTOS ESTRANGEIROS

Estes experimentos foram realizados em universidades estrangeiras que integraram artigos, dissertações e teses.

A figura 6.11 abaixo mostra a divisão dos experimentos entre as diversas universidades, com a quantidade de vigas ensaiadas por cada pesquisador.



**Figura 6.11 – Divisão dos experimentos estrangeiros entre as diversas universidades.**

#### 6.3.1 Experimento de KHALIFA & NANNI (2000)

##### 6.3.1.1 Apresentação do experimento

KHALIFA & NANNI executaram ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas seis vigas, sendo uma de referência e as demais com diversas configurações de reforço (KHALIFA & NANNI, 2000).

Todas as vigas do experimento possuem seção transversal em forma de “T”, com alma de 15 x 40,5 cm<sup>2</sup>, mesa de 38 x 10cm<sup>2</sup>, 305 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.12.

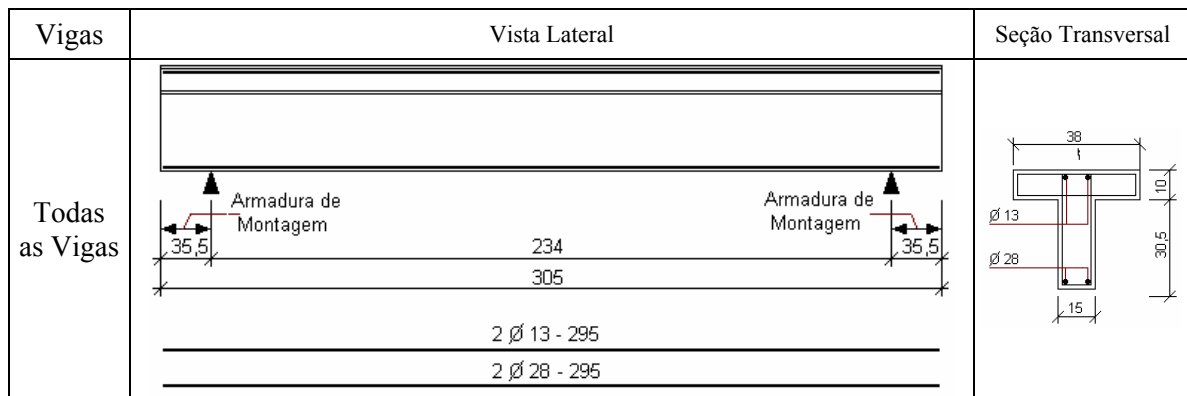
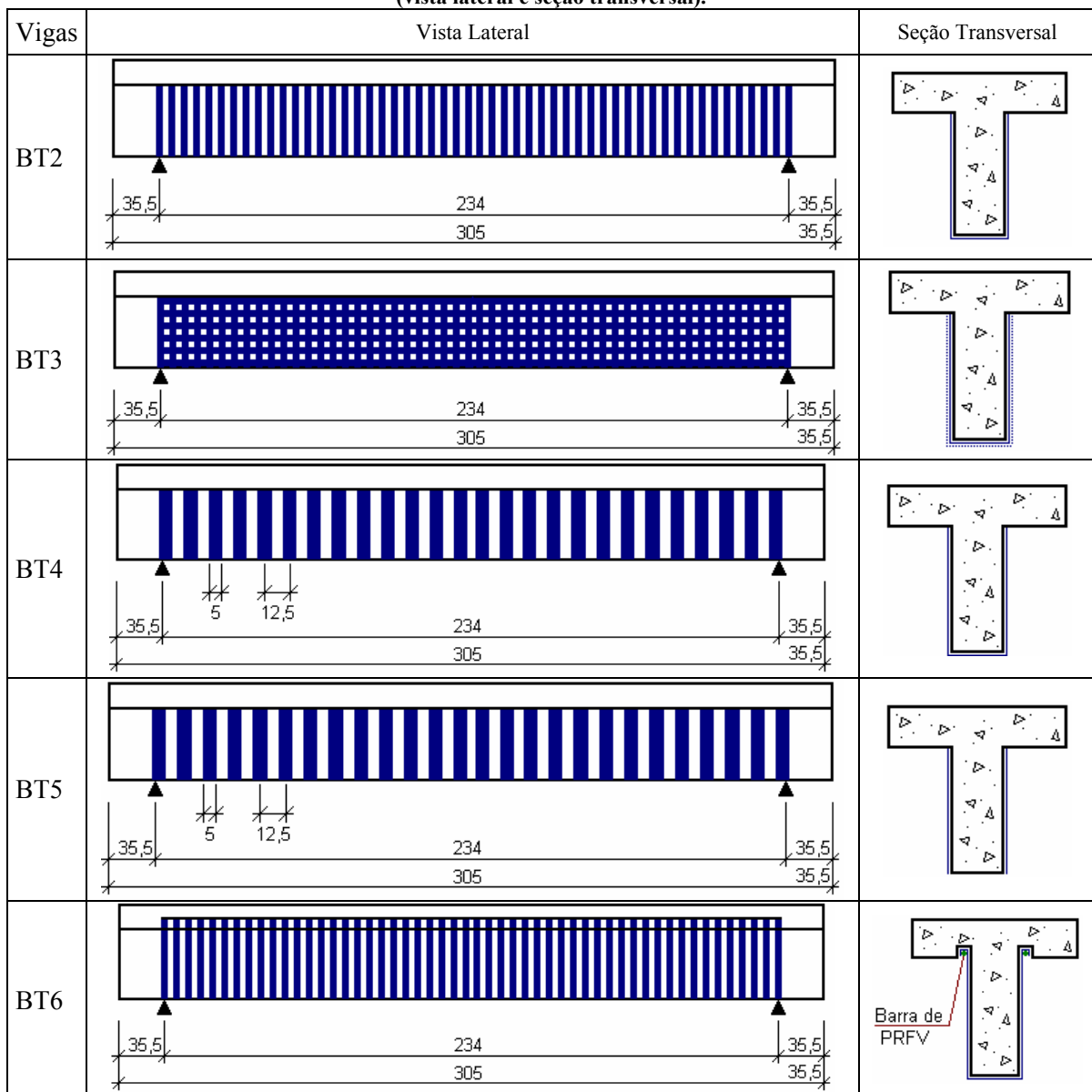


Figura 6.12 – Armadura das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2000)

O quadro 6.8 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por KHALIFA & NANNI (2000).

Quadro 6.8 – Representação esquemática das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000) (vista lateral e seção transversal).



A tabela 6.36 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.36 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por KHALIFA & NANNI (2000).**

Vigas	Geometria					Concreto		Armaduras								
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N -	$\Phi/l$ [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\rho/l$ [%]	$\Phi t$ [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	$\rho w$ [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
BT1	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	470,00	228
BT2	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	470,00	228
BT3	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	470,00	228
BT4	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	470,00	228
BT5	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	470,00	228
BT6	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	470,00	228

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.37 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.37 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2000).**

Vigas	Reforço com PRFC											Ensaio						
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n -	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\epsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config. -	a [cm]	a/d -	Modo de falha	Pré fiss.	$\epsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
BT1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	2,92	Cisalhamento	S	-	180,00
BT2	152,5	0,165	152,5	30,5	1	90	5,0325	2,200	1,60	3790	228	C-U	107	2,92	Descol.	S	4,50	310,00
BT3	152,5	0,165	152,5	30,5	2	$\frac{0}{90}$	5,0325	2,200	1,60	3790	228	C-U	107	2,92	Descol.	S	*	315,00
BT4	5,0	0,165	12,5	30,5	1	90	0,165	0,880	1,60	3790	228	Ti-U	107	2,92	Descol.	S	*	324,00
BT5	5,0	0,165	12,5	30,5	1	90	0,165	0,880	1,60	3790	228	Ti-L	107	2,92	Descol.	S	*	243,00
BT6	152,5	0,165	152,5	30,5	1	90	5,0325	2,200	1,60	3790	228	C-U	107	2,92	Flexão	S	6,30	442,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envoltimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.3.1.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Foi utilizada uma viga de referência para esta avaliação, neste experimento não foi utilizada armadura transversal, e a resistência ao cisalhamento destas vigas é devida, apenas, à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes integrantes do trabalho, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.38 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de KHALIFA & NANNI (2000).**

Experimento	Critérios de Projeto	$V_c+V_{sw}$ (teó) [kN]	$V_u$ (exp.) [kN]	$V_u(\text{exp.})/V_c+V_{sw}(\text{teó.})$
<b>BT1</b>	ABNT - Modelo I	74,02	90,00	1,22
	ABNT - Modelo II	70,23		1,28
	ACI	59,22		1,52
	CEB-FIP	61,87		1,45
	EUROCODE - MP	64,69		1,39
	EUROCODE - MBI	64,69		1,39
	Zsutty	81,48		1,10

Observa-se que na viga de referência BT1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,10, foi o proposto pelo pesquisador ZSUTTY. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -10%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual média de -52%.

### 6.3.1.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.15 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com as razões de comparação oscilando ao redor da unidade.
- ii. As razões de comparação da viga BT6 mostraram-se maiores que a da viga BT2, pois aquela, além da configuração de reforço desta, apresenta também ancoragem das fibras na mesa, provocando alteração do modo de falha da viga para ruptura por flexão, evidenciando a eficiência desta técnica de ancoragem para este caso.
- iii. Não pode ser observado nenhum ganho de resistência da viga BT3 ancorada em toda a altura com fibras horizontais, quando comparada à

viga BT2 que não possui ancoragem, evidenciando a ineficiência, para este caso, desta técnica de ancoragem.

- iv. As razões da viga BT4 são maiores que a da viga BT5, o que pode ser explicado pelo fato de que a primeira apresenta reforço em forma de “U” e a segunda apenas nas laterais.

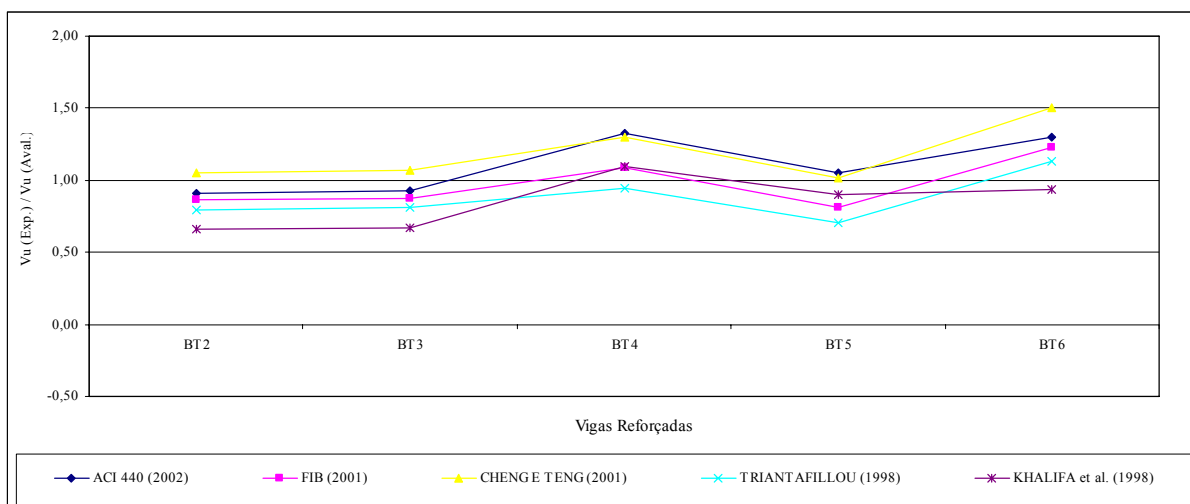


Gráfico 6.15 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000), Método I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.39, que:

- i. O critério proposto pela FIB apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 2,49% abaixo de 1, apresentando o coeficiente de variação na média dos demais.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 14,79%, em média, abaixo de 1, e com o maior coeficiente de variação.

Tabela 6.39 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de KHALIFA & NANNI (2000), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{ACI})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{fib})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{C.T.})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{Tr.})$	$V_f(\text{exp.})/V_f(\text{Kh.})$
Média	1,1038	0,9741	1,1888	0,8783	0,8521
Des. Padrão	0,1997	0,1774	0,2079	0,1660	0,1864
Coef. Var.	18,09%	18,21%	17,48%	18,90%	21,88%

O gráfico 6.16 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou uma grande variação para as vigas BT4 e BT6, com as razões de comparação apresentando picos.
- ii. Nas demais considerações verifica-se um comportamento similar aos desenvolvidos quando da avaliação pelo método I.

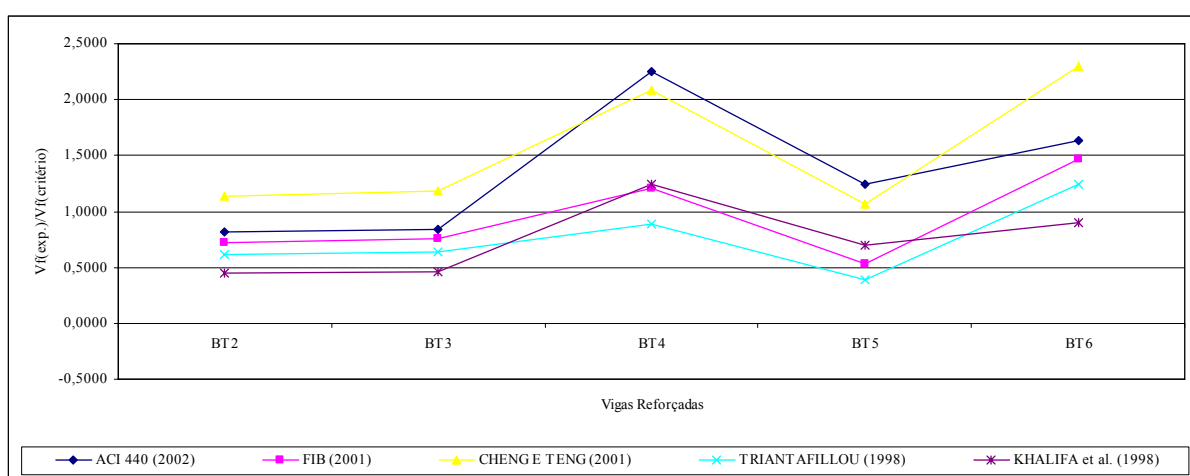


Gráfico 6.16 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000), Método II.

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.40, que:

- i. O critério proposto pela FIB apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com razão de comparação, em média, 6,25% abaixo de 1, apresentando o coeficiente de variação na média dos demais.
- ii. O critério de projeto proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG mostrou-se o mais conservador entre os avaliados, com a razão de comparação estando 55,33%, em média, acima de 1, porém, com menor coeficiente de variação.

Tabela 6.40 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de KHALIFA & NANNI (2000), Método II.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA et al. (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(FIB)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,3572	0,9375	1,5533	0,7567	0,7502
Des. Padrão	0,6013	0,3864	0,5871	0,3265	0,3306
Coef. Var.	44,30%	41,21%	37,80%	43,15%	44,06%

### 6.3.2 Experimento de NANNI *et al.*(1999)

#### 6.3.2.1 Apresentação do experimento

NANNI *et al.* executaram ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas três vigas, sendo uma de referência e as outras duas com diversas configurações de reforço (NANNI, 1999).

Todas as vigas do experimento possuem seção transversal em forma de “T”, com alma de 15 x 40,5 cm<sup>2</sup>, mesa de 38 x 10cm<sup>2</sup>, 305 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.13.

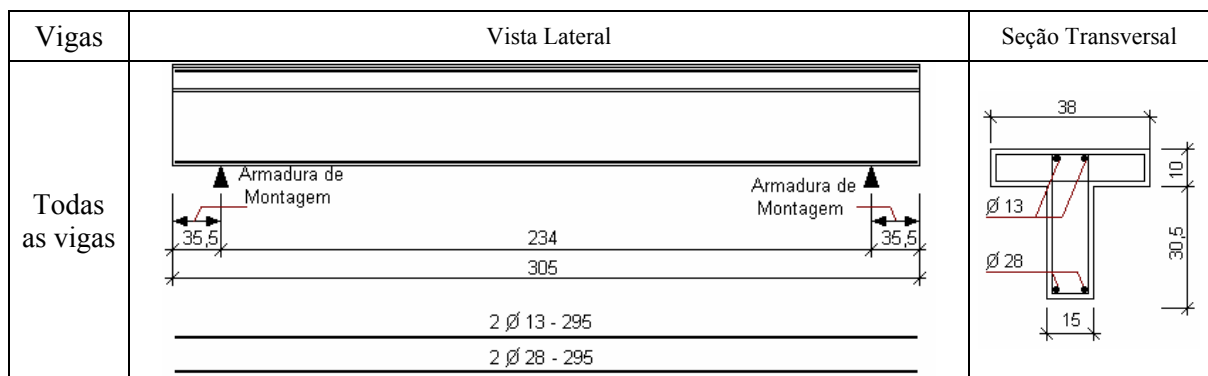
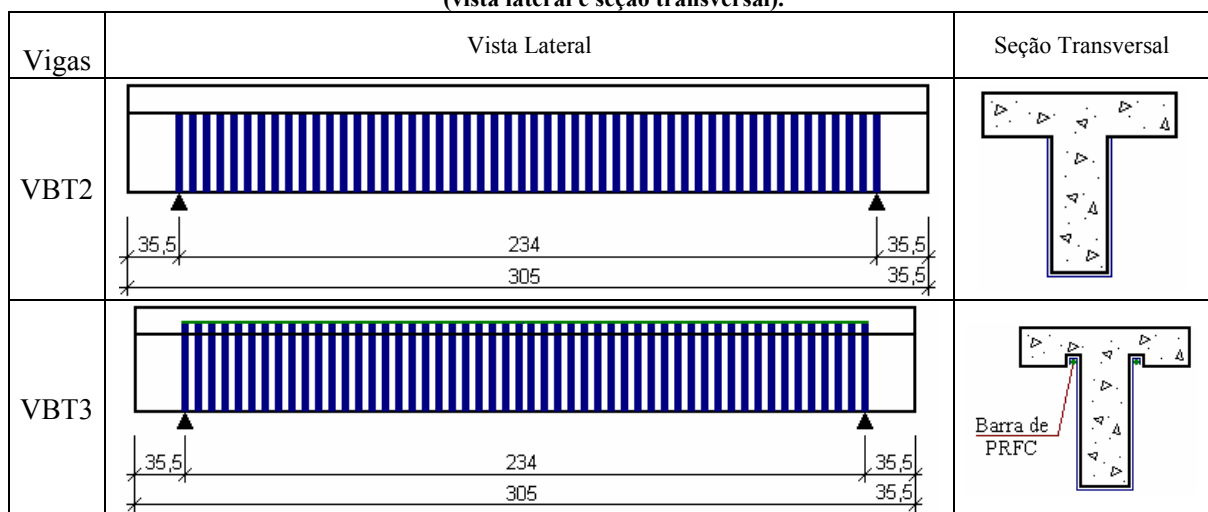


Figura 6.13 – Armadura das vigas do experimento de NANNI *et al.* (1999)

O quadro 6.9 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por NANNI *et al.* (1999).

Quadro 6.9 – Representação esquemática das vigas reforçadas por NANNI *et al.* (1999) (vista lateral e seção transversal).





A tabela 6.41 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.41 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por NANNI *et al.* (1999).**

Vigas	Geometria					Concreto		Armaduras									
	bw	h	l	d	Seção	fc	N	$\Phi/l$	As	$\rho/l$	$\Phi t$	s	Asw	$\rho w$	fym	Es	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]	
VBT1	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	-	-	-
VBT2	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	-	-	-
VBT3	15	40,5	234	36,6	T	35	2	28	12,32	2,24	-	-	-	-	-	-	-

Ret. - Seção **R**etangular; T - Seção em forma de **T**

A tabela 6.42 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.42 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de NANNI *et al.* (1999).**

Vigas	Reforço com PRFC											Ensaio						
	wf	tf	sf	hf	n	$\beta$	Af	$\rho f$	$\varepsilon_{fu}$	f $\bar{f}$	Ef	Config.	a	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\varepsilon_{fe}$	Pu(exp.)
	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	-	[°]	[cm <sup>2</sup> ]	10 <sup>(-3)</sup>	[%]	[MPa]	[GPa]	-	[cm]	-			10 <sup>(-3)</sup>	[kN]
VBT1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	107	2,92	Cisalham.	N	-	180,00
VBT2	107,00	0,165	107,0	30,5	1	90	3,531	2,200	1,6	3790	228	C-U	107	2,92	Descol.	N	4,50	310,00
VBT3	107,00	0,165	107,0	30,5	1	90	3,531	2,200	1,6	3790	228	C-U	107	2,92	Flexão	N	6,30	442,00

Ti - Reforço em **T**iras; C - Reforço **C**ontínuo; L - Reforço somente nas **L**aterais; eL - Reforço em forma de **L**

U - Reforço em forma de **U**; E - Reforço com **E**nvolvimento completo; S - **S**im; N - **N**ão; fiss. - **f**issurada

Cisalham. - **C**isalhamento; Descol. - **D**escolamento do reforço; Ruptura - **R**uptura do reforço.

### 6.3.2.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Foi utilizada uma viga de referência para esta avaliação. Como neste experimento não foi utilizada armadura transversal, a resistência ao cisalhamento destas vigas é devida apenas à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes já abordados, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados pela razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.43 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de NANNI *et al.* (1999).**

Viga	Critérios de Projeto	Vc+Vsw(teó) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vu(exp.)/Vc+Vsw(teó.)
<b>BT1</b>	ABNT - Modelo I	74,02	90,00	1,22
	ABNT - Modelo II	70,23		1,28
	ACI	59,22		1,52
	CEB-FIP	61,87		1,45
	EUROCODE - MP	64,69		1,39
	EUROCODE - MBIV	64,69		1,39
	Zsutty	81,48		1,10

Observa-se que na viga de referência BT1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,10, foi o proposto pelo pesquisador ZSUTTY. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -10%. O critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI, com variação percentual média de -52%.

### 6.3.2.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.17 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. As razões de comparação da viga VBT3 em todos os critérios apresentaram-se maiores que as da viga VBT2, evidenciando o ganho de resistência em virtude do sistema de ancoragem executado nesta viga, mostrando que o sistema de ancoragem usado foi eficiente.

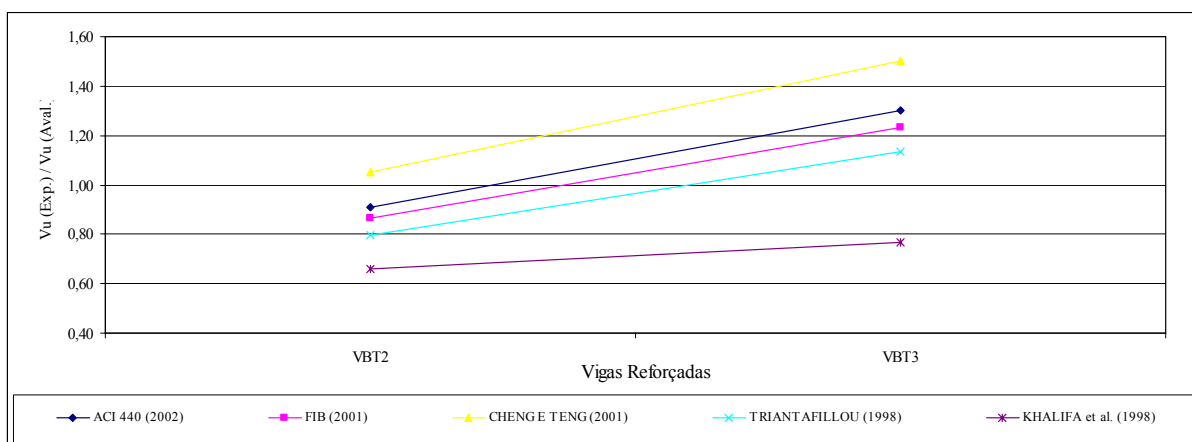


Gráfico 6.17 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NANNI *et al.* (1999), Método I.

Analisando-se o experimento pelo método I, observa-se na tabela 6.44, que:

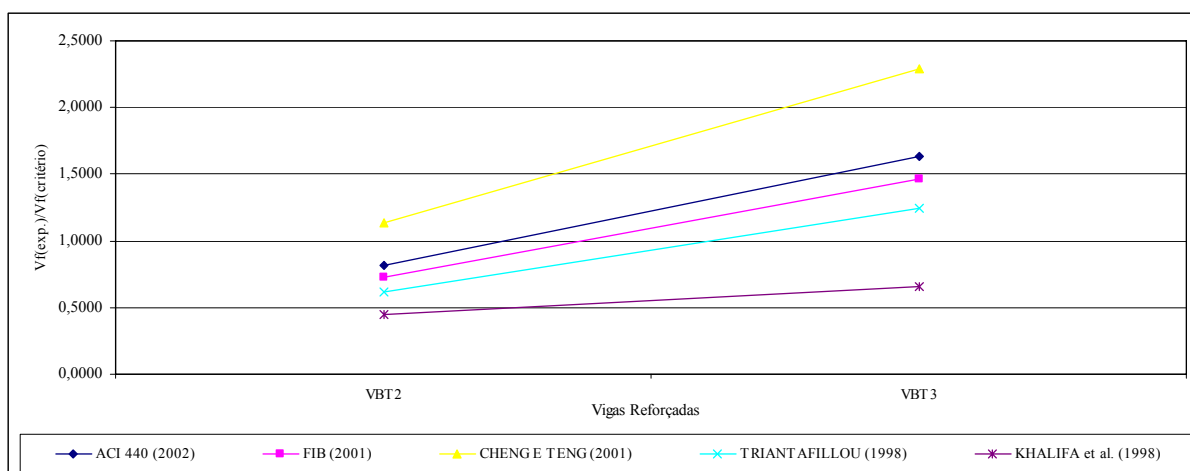
- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com razão de comparação no valor de 3,56% abaixo de 1, apresentando coeficiente de variação praticamente igual ao dos outros.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou ser o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 28,74%, em média, abaixo de 1, porém, com o menor coeficiente de variação.

Tabela 6.44 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NANNI *et al.* (1999), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIAN TAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,1055	1,0479	1,2781	0,9644	0,7126
Des. Padrão	0,2744	0,2601	0,3173	0,2394	0,0764
Coef. Var.	24,82%	24,82%	24,82%	24,82%	10,72%

O gráfico 6.18 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. Que as considerações feitas para o método I, aplicam-se também para este método.



**Gráfico 6.18 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NANNI (1999), MÉTODO II.**

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.45, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com razão de comparação 6,61% abaixo de 1, apresentando coeficiente de variação praticamente igual aos outros.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com a razão de comparação estando 44,61%, em média, abaixo do valor ideal, porém, com o menor coeficiente de variação.

**Tabela 6.45 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NANNI *et al.* (1999), Método II.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,2242	1,0962	1,7164	0,9339	0,5539
Des. Padrão	0,5830	0,5220	0,8174	0,4448	0,1510
Coef. Var.	47,62%	47,62%	47,62%	47,62%	27,26%

### 6.3.3 Experimento de DIAS & BARROS (2002)

#### 6.3.3.1 Apresentação do experimento

DIAS & BARROS executaram ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas oito vigas, sendo duas de referência e as outras seis com diversas configurações de reforço (DIAS & BARROS,2002).

Todas as vigas da Série A possuem seção transversal retangular de 15 x 30 cm<sup>2</sup> e 160 cm de comprimento; todas as vigas da serie B possuem seção transversal quadrada de 15 x 15 cm<sup>2</sup>, 100 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.14.

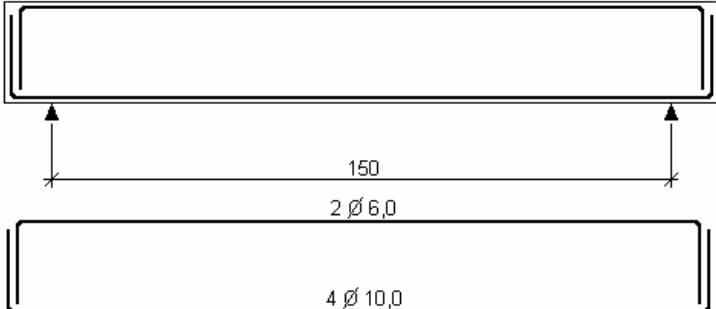
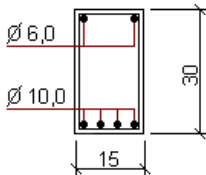
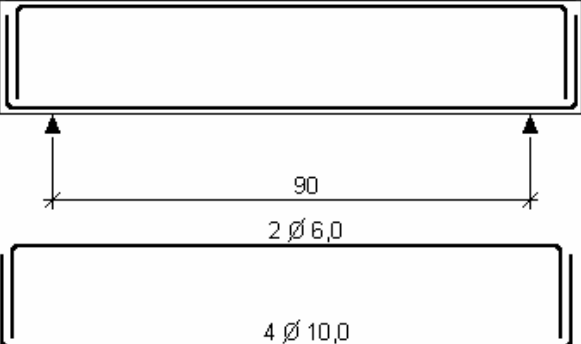
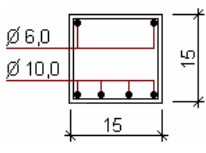
Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
VA-10 VAM-19 VACV-20 VACI-30		
VB-10 VBM-8 VBCV-10 VBCI-15		

Figura 6.14– Armadura das vigas do experimento de DIAS & BARROS (2002)

O quadro 6.10 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por DIAS & BARROS (2002).

Quadro 6.10 – Representação esquemática das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
VAM-19		
VACV-20		
VACI-30		
VBM-8		
VBCV-10		
VBCI-15		

A tabela 6.46 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.46 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por DIAS & BARROS (2002).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N -	$\Phi/l$ [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\rho/l$ [%]	$\Phi t$ [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_w$ [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
VA10	15	30	150	27,00	Ret.	49,2	4	10	3,14	0,78	-	-	-	-	-	-
VAM-19	15	30	150	27,00	Ret.	49,2	4	10	3,14	0,78	-	-	-	-	-	-
VACV-20	15	30	150	27,00	Ret.	49,2	4	10	3,14	0,78	-	-	-	-	-	-
VACI-30	15	30	150	27,00	Ret.	49,2	4	10	3,14	0,78	-	-	-	-	-	-
VB10	15	15	90	12,50	Ret.	56,2	4	10	3,14	1,68	-	-	-	-	-	-
VBM-8	15	15	90	12,50	Ret.	56,2	4	10	3,14	1,68	-	-	-	-	-	-
VBCV-10	15	15	90	12,50	Ret.	56,2	4	10	3,14	1,68	-	-	-	-	-	-
VBCI-15	15	15	90	12,50	Ret.	56,2	4	10	3,14	1,68	-	-	-	-	-	-

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.47 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.47 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de DIAS & BARROS (2002).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n -	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\epsilon_{fu}$ [%]	f'f [MPa]	Ef [GPa]	Config. -	a [cm]	a/d -	Modo de falha	Pré fiss.	$\epsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
VA10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	60	2,22	Cisalh. am.	N	-	100,40
VAM-19	2,50	0,167	19,0	30,0	2	90	0,167	0,586	0,8	3000	390	Ti-U	60	2,22	Descol.	N	*	122,06
VACV-20	0,95	1,450	20,0	30,0	1	90	0,276	0,918	1,4	2200	150	Ti-L	60	2,22	Flexão	N	*	158,64
VACI-30	0,95	1,450	30,0	30,0	1	45	0,390	0,866	1,4	2200	150	Ti-L	60	2,22	Flexão	N	*	157,90
VB10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	2,40	Cisalh. am.	N	*	74,02
VBM-8	2,50	0,167	8,0	15,0	2	90	0,167	1,392	0,8	3000	390	Ti-U	30	2,40	Descol.	N	*	111,14
VBCV-10	0,95	1,450	10,0	15,0	1	45	0,390	2,597	1,4	2200	150	Ti-L	30	2,40	Flexão	N	*	131,22
VBCI-15	0,95	1,450	15,0	15,0	1	45	0,390	1,732	1,4	2200	150	Ti-L	30	2,40	Flexão	N	*	120,44

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. am. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.3.3.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

As duas vigas, intituladas de referência, foram utilizadas para esta avaliação, pelo fato de neste experimento não ter sido utilizada armadura transversal, a resistência ao cisalhamento destas vigas é devida apenas à parcela oriunda do “concreto” ( $V_c$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.48 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de DIAS & BARROS (2002).**

Experimento	Critérios de Projeto	$V_c+V_{sw}(teó)$ [kN]	$V_u$ (exp.) [kN]	$V_{u(exp.)}/V_c+V_{sw}(teó.)$
VA10	ABNT - Modelo I	68,52	50,20	0,73
	ABNT - Modelo II	68,52		0,73
	ACI	47,88		1,05
	CEB-FIP	42,05		1,19
	EUROCODE - MP	43,11		1,16
	EUROCODE - MBI	43,11		1,16
	Zsutty	58,24		0,86
VB10	ABNT - Modelo I	34,66	37,01	1,07
	ABNT - Modelo II	34,14		1,08
	ACI	24,74		1,50
	CEB-FIP	31,21		1,19
	EUROCODE	27,01		1,37
	EUROCODE - MBI	27,01		1,37
	Zsutty	32,88		1,13

Observa-se que, na viga de referência VA10 o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,05, foi o proposto pelo ACI. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -5% e o critério que se mostrou mais arrojado foi o proposto pela ABNT – Modelos I e II, com variação percentual média de +27%.

Na viga de referência VB10, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,07, foi o proposto pela ABNT – Modelo I. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -7% e, ao contrário do que se viu acima, o critério que se mostrou mais conservador foi o proposto pelo ACI com variação percentual média de -50%.

#### 6.3.3.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.19 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:



- i. O gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com razões de comparação oscilantes em torno da unidade.
- ii. Observa-se que as razões de comparação para as vigas VAM-19 e VBM-8 foram menores que as das outras. Este fato indica que o reforço quando inserido dentro do concreto tem vantagens com relação ao colado na superfície.
- iii. Todas as vigas que tiveram reforço inserido no concreto apresentaram mudança no modo de falha, de cisalhamento para flexão.

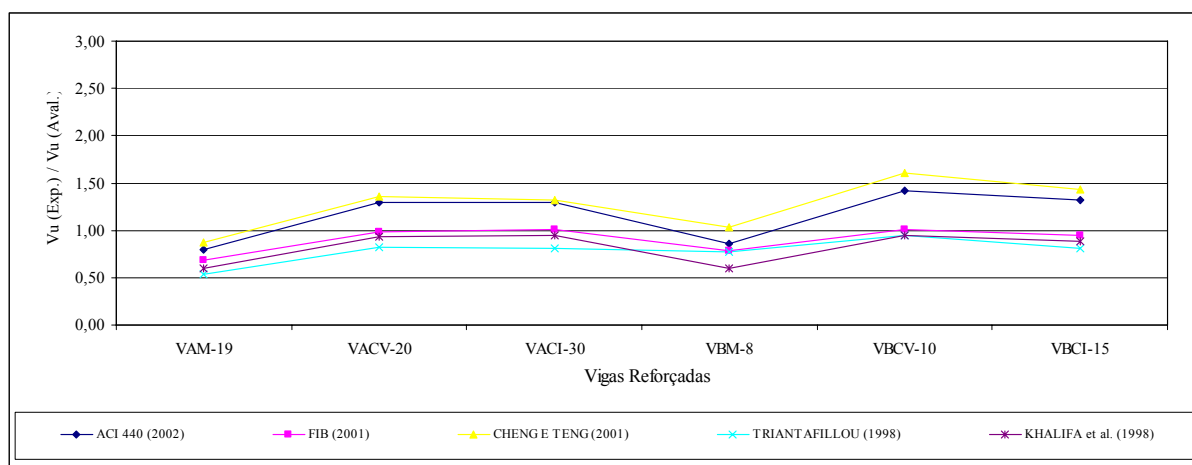


Gráfico 6.19 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002), Método I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.49, que:

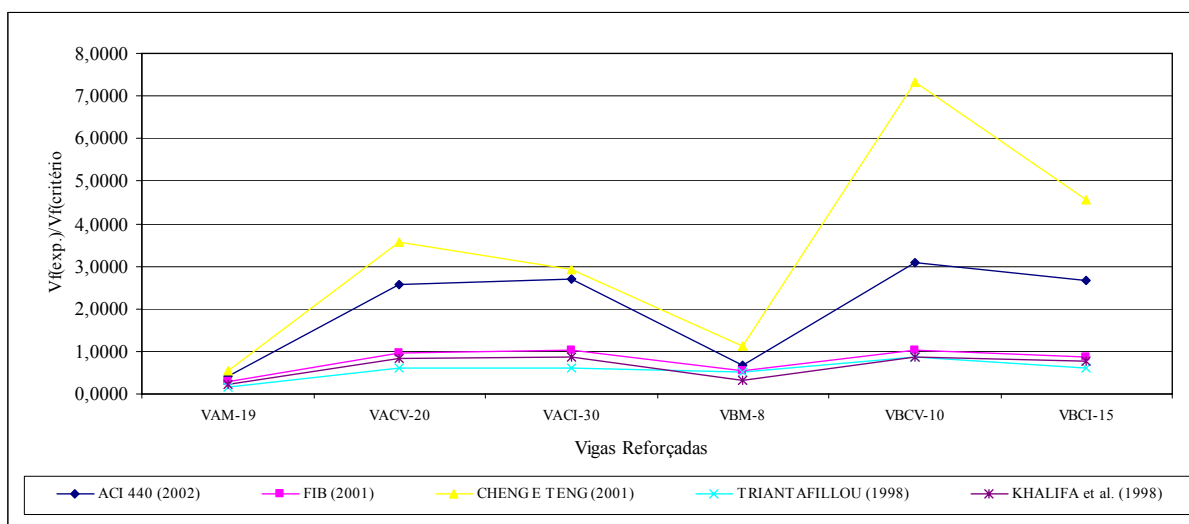
- i. O critério proposto pela FIB apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 9,49% abaixo de 1, e apresentou o menor coeficiente de variação comparado aos demais.
- ii. O critério de projeto proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG mostrou ser o mais conservador entre os avaliados, com razão de comparação estando 26,82%, em média, acima de 1, com um dos mais altos coeficientes de variação.

**Tabela 6.49 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DIAS & BARROS (2002), Método I.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	1,1622	0,9051	1,2682	0,7798	0,8188
Des. Padrão	0,2656	0,1346	0,2702	0,1348	0,1695
Coef. Var.	22,85%	14,87%	21,31%	17,29%	20,70%

O gráfico 6.20 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Pode ser observado através do gráfico o que segue:

- i. Os critérios propostos pela FIB e pelos pesquisadores TRIANAFILLOU e KHALIFA *et al.* mostraram-se uniformes e com resultados muito próximos uns dos outros.
- ii. Fica evidente que os critérios propostos pelo ACI e CHENG & TENG, não previam o ganho de resistência pela inserção das fibras dentro do concreto, apresentando valores bem dispersos. Porém, mais uma vez fica claro que, quando a fibra é inserida dentro do concreto, existe um maior ganho de resistência, se comparado às simplesmente coladas na superfície da viga (note-se os vales).

**Gráfico 6.20 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002), Método II.**

Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.50, que:

- i. O critério proposto pela FIB apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 21,29% abaixo

de 1, apresentando o menor coeficiente de variação comparado com os outros.

- ii. O critério de projeto proposto pelos pesquisadores CHENG & TENG mostrou-se o mais conservador entre os avaliados, com a razão de comparação estando 233,69%, em média, acima de 1, e também com o maior coeficiente de variação.

**Tabela 6.50 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de DIAS & BARROS (2002), Método II.**

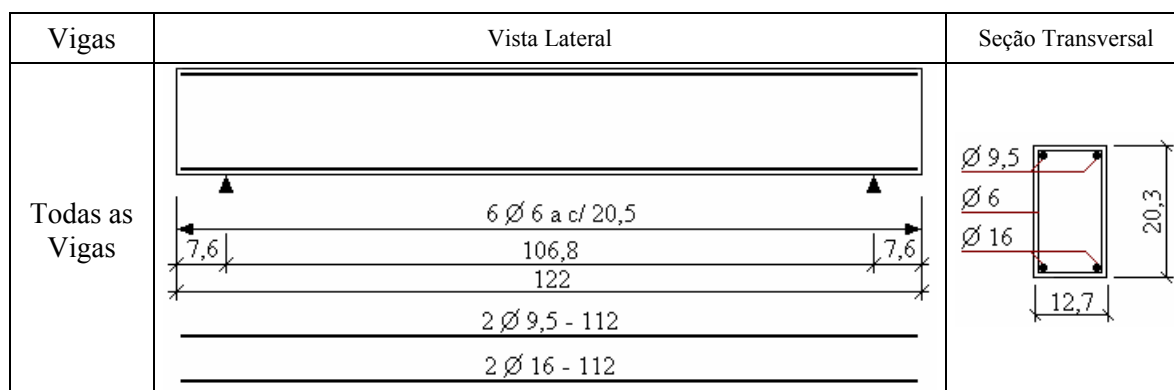
	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(Fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	2,0174	0,7871	3,3369	0,5700	0,6463
Des. Padrão	1,1634	0,3028	2,4692	0,2293	0,2947
Coef. Var.	57,67%	38,47%	74,00%	40,23%	45,60%

### 6.3.4 Experimento de NORRIS (1997)

#### 6.3.4.1 Apresentação do experimento

NORRIS executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas seis vigas, sendo uma de referência e as outras cinco com diversas configurações de reforço (NORRIS, 1997).

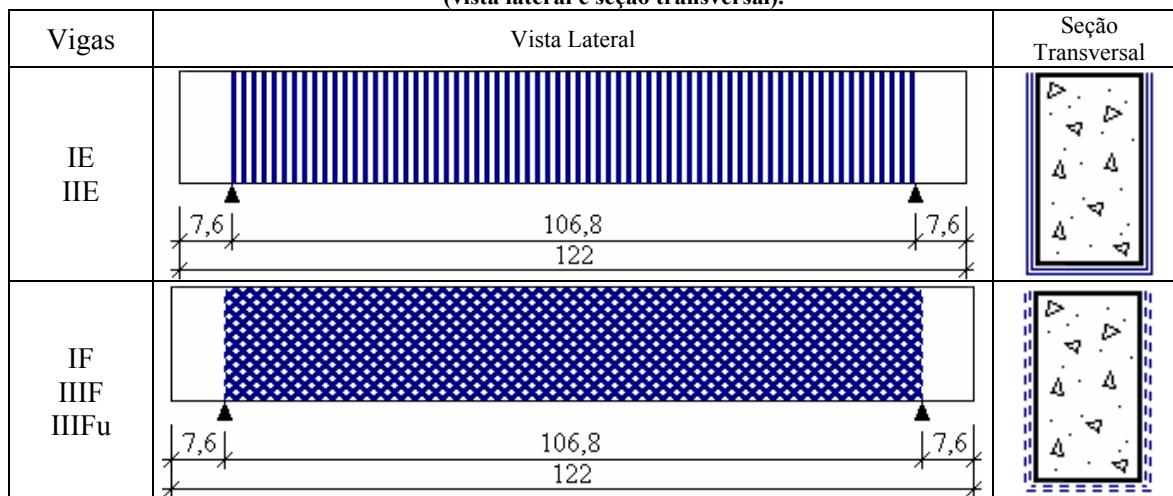
Todas as vigas possuem seção transversal retangular de 12,7 x 20,3cm<sup>2</sup>, 122 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.15.



**Figura 6.15 – Armadura das vigas do experimento de NORRIS (1997)**

O quadro 6.11 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por NORRIS (1997).

**Quadro 6.11 – Representação esquemática das vigas reforçadas por NORRIS (1997) (vista lateral e seção transversal).**



A tabela 6.51 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela 6.51 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por NORRIS (1997).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw	h	l	d	Seção	fc	N	Φl	As	ρl	Φt	s	Asw	ρw	fym	Es
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]
C48	12,7	20,3	106,8	17,4	Ret.	36,5	2	16	4,02	1,82	6	20,5	0,57	0,22	420,00	*
IE	12,7	20,3	106,8	17,4	Ret.	36,5	2	16	4,02	1,82	6	20,5	0,57	0,22	420,00	*
IIE	12,7	20,3	106,8	17,4	Ret.	36,5	2	16	4,02	1,82	6	20,5	0,57	0,22	420,00	*
IF	12,7	20,3	106,8	17,4	Ret.	36,5	2	16	4,02	1,82	6	20,5	0,57	0,22	420,00	*
IIIF	12,7	20,3	106,8	17,4	Ret.	36,5	2	16	4,02	1,82	6	20,5	0,57	0,22	420,00	*
IIIFu	12,7	20,3	106,8	17,4	Ret.	36,5	2	16	4,02	1,82	6	20,5	0,57	0,22	420,00	*

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador

A tabela 6.52 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela 6.52 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de NORRIS (1997).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf	tf	sf	hf	n	β	Af	ρf	εfu	f̄f	Ef	Config.	a	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	εf̄e	Pu(exp.)
	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	-	[°]	[cm <sup>2</sup> ]	10 <sup>(-3)</sup>	[%]	[MPa]	[GPa]	-	[cm]	-			10 <sup>(-3)</sup>	[kN]
C48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45,8	2,63	Cisalh. S	-	-	100,00
IE	45,80	1,000	45,80	20,30	2	90	18,32	31,496	15,5	28,9	34,1	C-U	45,8	2,63	Flexão S	*	148,00	
IIE	45,80	1,000	45,80	20,30	2	90	18,32	31,496	10,5	28,3	33,4	C-U	45,8	2,63	Flexão S	*	148,00	
IF	45,80	1,000	45,80	20,30	2	45	18,32	31,496	15,5	28,9	34,1	C-U	45,8	2,63	* S	*	*	
IIIF	45,80	1,500	45,80	20,30	2	45	27,48	47,244	10,2	28,3	28,3	C-U	45,8	2,63	Descol. S	*	*	
IIIFu	45,80	1,500	45,80	20,30	2	45	27,48	47,244	10,2	28,3	28,3	C-U	45,8	2,63	Descol. S	*	200,00	

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador

### 6.3.4.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Foi utilizada uma viga de referência para esta avaliação e neste experimento foi utilizada armadura transversal, sendo que a resistência ao cisalhamento destas vigas é oriunda do “concreto” ( $V_c$ ) e da armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.53 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de NORRIS (1997).**

Experimento	Critérios de Projeto	$V_c+V_{sw}$ (teó) [kN]	$V_u$ (exp.) [kN]	$V_u(\text{exp.})/V_c+V_{sw}(\text{teó.})$
C48	ABNT - Modelo I	52,69	50,00	0,95
	ABNT - Modelo II	64,29		0,78
	ACI	48,49		1,03
	CEB-FIP	67,25		0,74
	EUROCODE - MP	46,66		1,07
	EUROCODE - MBI	62,80		0,80
	Zsutty	56,62		0,88

Observa-se que, na viga de referência C48 o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,03, foi o proposto pelo ACI. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -3%. O critério que se mostrou mais arrojado foi o proposto pelo CEB-FIP, com variação percentual média de +26%.

### 6.3.4.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

O gráfico 6.21 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. Excetuando o critério proposto por CHENG & TENG, o gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com as razões de comparação oscilando em torno de 0,6, denotando que os demais critérios são arrojadados.

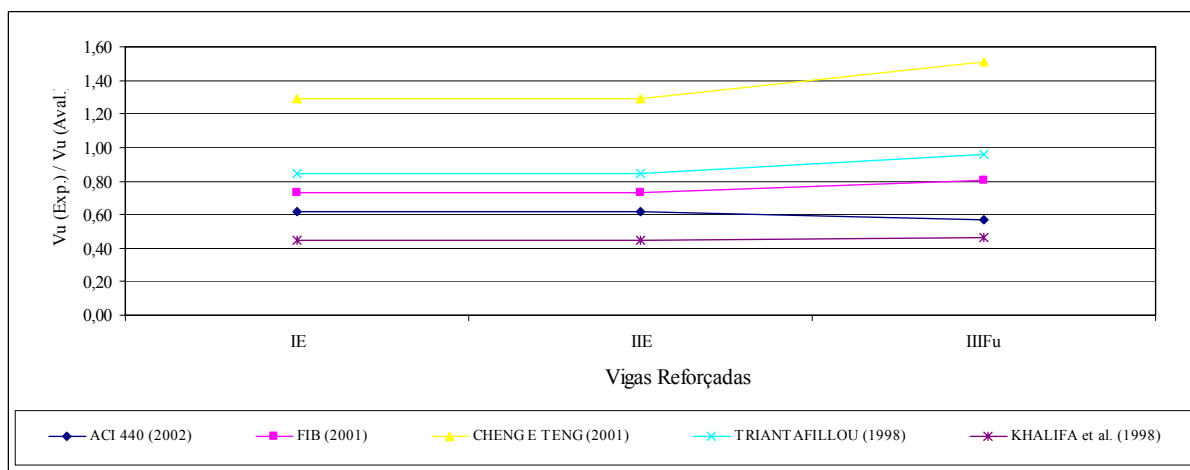


Gráfico 6.21 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NORRIS (1997), MÉTODO I.

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.54, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com razão de comparação 11,75% abaixo de 1, porém, com um dos mais altos coeficientes de variação comparado aos outros.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com razão de comparação estando 55,04%, em média, abaixo de 1, porém, com o mais baixo coeficiente de variação.

Tabela 6.54 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NORRIS (1997), Método I.

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{ACI})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{fib})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{C.T.})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{Tr.})$	$Vf(\text{exp.})/Vf(\text{Kh.})$
Média	0,6000	0,7564	1,3611	0,8825	0,4496
Des. Padrão	0,0243	0,0424	0,1274	0,0623	0,0082
Coef. Var.	4,05%	5,61%	9,36%	7,06%	1,82%

O gráfico 6.22 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com as razões de comparação oscilando em torno de 0,5, exceto para o critério de CHENG & TENG, que apresentou valores de razão de comparação bem afastados da unidade.
- ii. Todos os outros critérios superestimam a resistência do reforço, gerando razões menores que a unidade.
- iii. Nota-se que o critério proposto por CHENG & TENG mostrou-se extremamente mais conservador em todas as vigas deste experimento. No entanto, não foi possível uma determinação da origem deste fato.

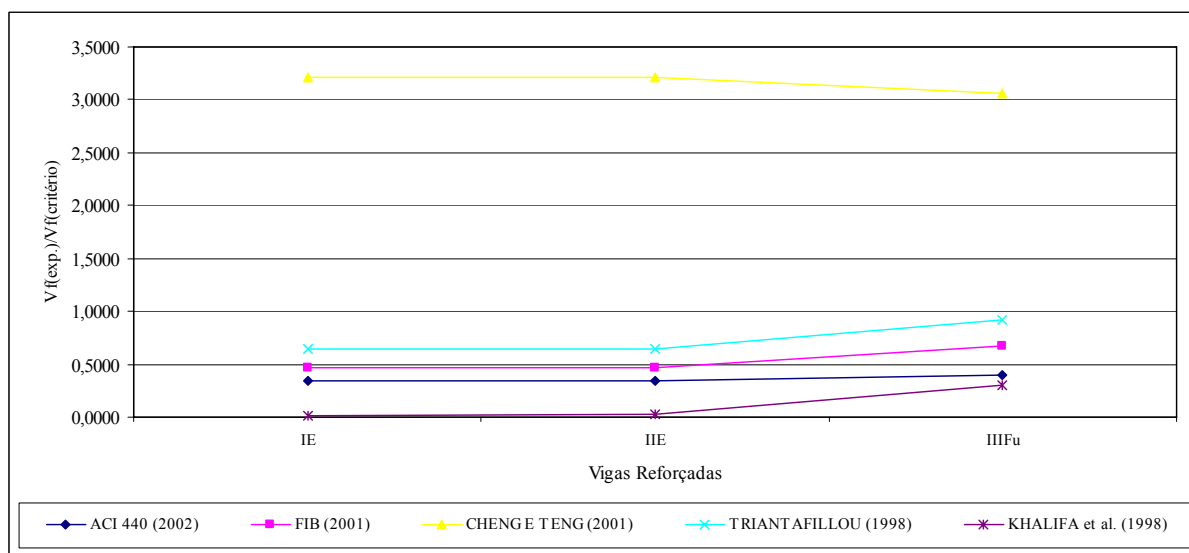


Gráfico 6.22 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NORRIS (1997), Método II

- Da análise deste experimento, pelo método II, observa-se na tabela 6.55, que:
- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação no valor 26,82% abaixo de 1, porém, com um dos mais altos coeficientes de variação quando comparado aos outros.
  - ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou ser o mais arrojado entre os avaliados, com razão de comparação estando 88,87%, em média, abaixo de 1, porém, com o mais alto coeficiente de variação.

**Tabela 6.55 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de NORRIS (1997), Método II**

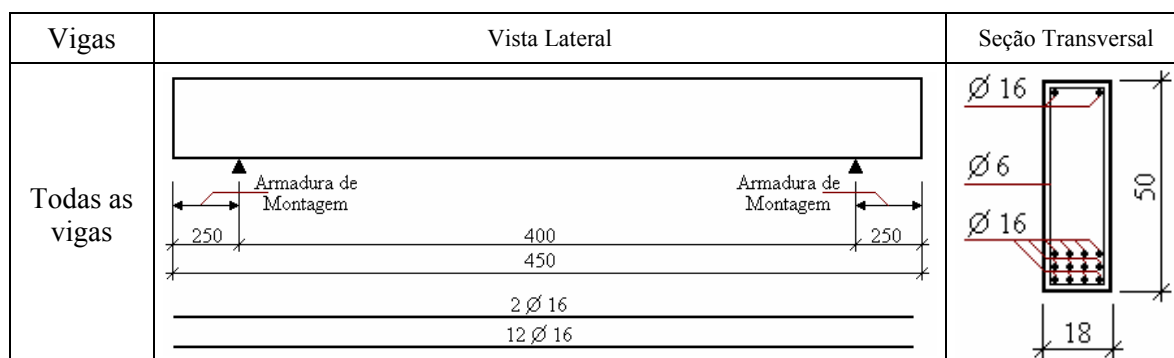
	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIAANTAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	$Vf(exp.)/Vf(ACI)$	$Vf(exp.)/Vf(fib)$	$Vf(exp.)/Vf(C.T.)$	$Vf(exp.)/Vf(Tr.)$	$Vf(exp.)/Vf(Kh.)$
Média	0,3604	0,5379	3,1632	0,7318	0,1113
Des. Padrão	0,0347	0,1181	0,0833	0,1567	0,1617
Coef. Var.	9,64%	21,95%	2,63%	21,42%	145,30%

### 6.3.5 Experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001)

#### 6.3.5.1 Apresentação do experimento

TALJSTEN & TEKNIK executaram ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas sete vigas, sendo uma de referência e as outras seis com diversas configurações de reforço (TALJSTEN & TEKNIK, 2001).

Todas as vigas possuem seção transversal retangular de 18x50 cm<sup>2</sup>, 450 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura 6.16.

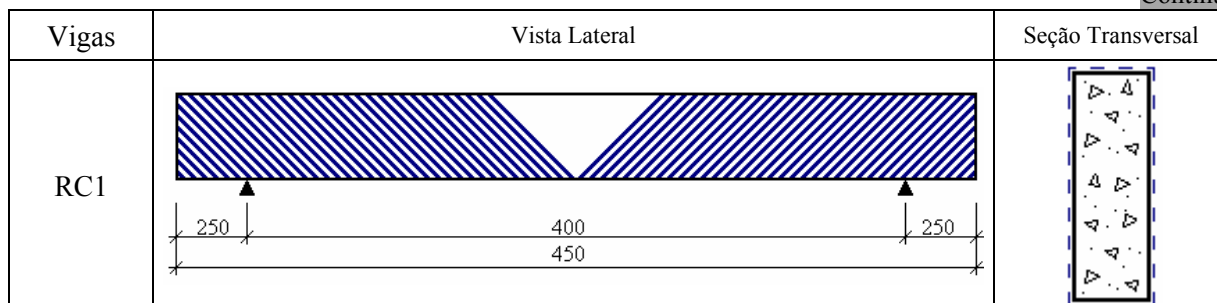


**Figura 6.16– Armadura das vigas do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001)**

O quadro 6.12 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por TALJSTEN & TEKNIK (2001).

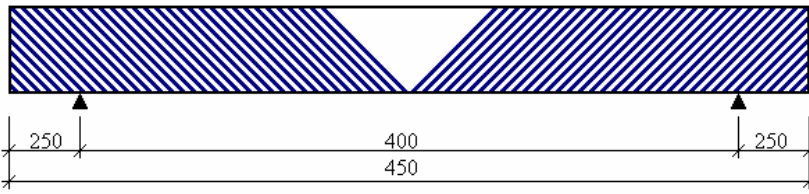

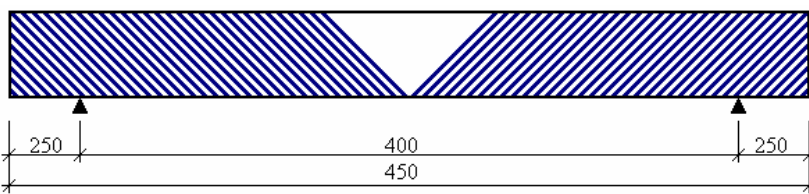

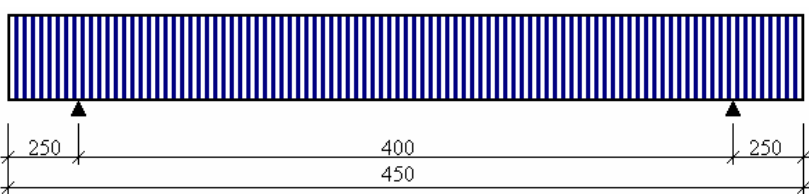

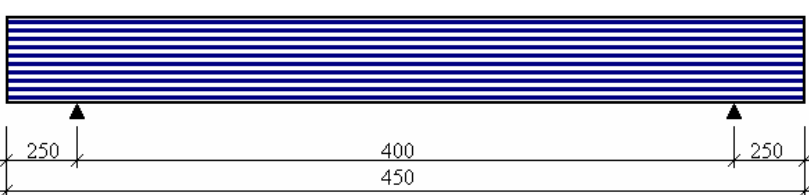

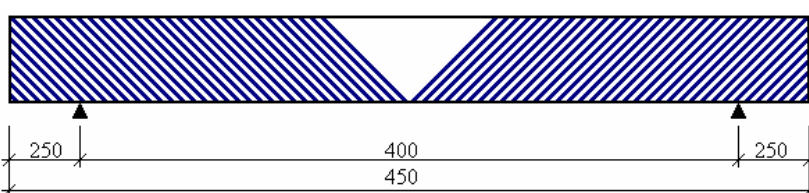

**Quadro 6.12– Representação esquemática das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001) (vista lateral e seção transversal).**

Continua





**Quadro 6.132– Representação esquemática das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001) (vista lateral e seção transversal).**

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
C1		
C2		
C3		
C4		
C5		

A tabela 6.56 apresenta os valores das propriedades geométricas das vigas.

Tabela 6.56 – Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por TALJSTEN &amp; TEKNIK (2001).

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw	h	l	d	Seção	fc	N	$\Phi/l$	As	$\rho/l$	$\Phi t$	s	Asw	$\rho w$	fym	Es
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]
R1	18	50	400	44	Ret.	67,4	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-
RC1	18	50	400	44	Ret.	67,4	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-
C1	18	5	400	44	Ret.	67,4	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-
C2	18	5	400	44	Ret.	71,4	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-
C3	18	50	400	44	Ret.	58,7	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-
C4	18	50	400	44	Ret.	58,7	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-
C5	18	50	400	44	Ret.	71,4	12	16	24,13	3,05	-	-	-	-	-	-

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela 6.57 apresenta as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

Tabela 6.57 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de TALJSTEN &amp; TEKNIK (2001).

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf	tf	sf	hf	n	$\beta$	Af	$\rho f$	$\epsilon f_u$	ff	Ef	Config.	a	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\epsilon f_e$	Pu(exp.)
	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	-	[°]	[cm <sup>2</sup> ]	10 <sup>(-3)</sup>	[%]	[MPa]	[GPa]	-	[cm]	-			10 <sup>(-3)</sup>	[kN]
R1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	125	2,84	Cisalhamento	N	-	248,10
RC1	125,00	0,110	125,0	50,0	1	45	2,75	1,222	1,9	4500	234	C-E	125	2,84	Cisalhamento	N	*	612,10
C1	125,00	0,070	125,0	50,0	1	45	1,75	0,778	1,9	4500	234	C-E	125	2,84	Ruptura	N	*	493,30
C2	125,00	0,110	125,0	50,0	1	45	2,75	1,222	1,9	4500	234	C-E	125	2,84	Cisalhamento	N	*	514,40
C3	125,00	0,110	125,0	50,0	1	90	2,75	1,222	1,9	4500	234	C-E	125	2,84	Cisalhamento	N	*	521,20
C4	125,00	0,110	125,0	50,0	1	0	2,75	1,222	1,9	4500	234	C-E	125	2,84	Descol.	N	*	308,10
C5	125,00	0,170	125,0	50,0	1	45	4,250	1,889	1,9	4500	234	C-E	125	2,84	Cisalhamento	N	*	668,60

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalhamento - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 6.3.5.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

Foi utilizada uma viga de referência para esta avaliação, neste experimento não foi utilizada armadura transversal e a resistência ao cisalhamento destas vigas é oriunda do “concreto” ( $V_c$ ).

Na tabela a seguir, são apresentados os valores das resistências teóricas pelos sete critérios diferentes, juntamente com os resultados experimentais dos ensaios, acompanhados da razão entre os valores experimentais e teóricos.

**Tabela 6.58 – Valores teóricos e experimentais das forças cortantes das vigas de referência do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001).**

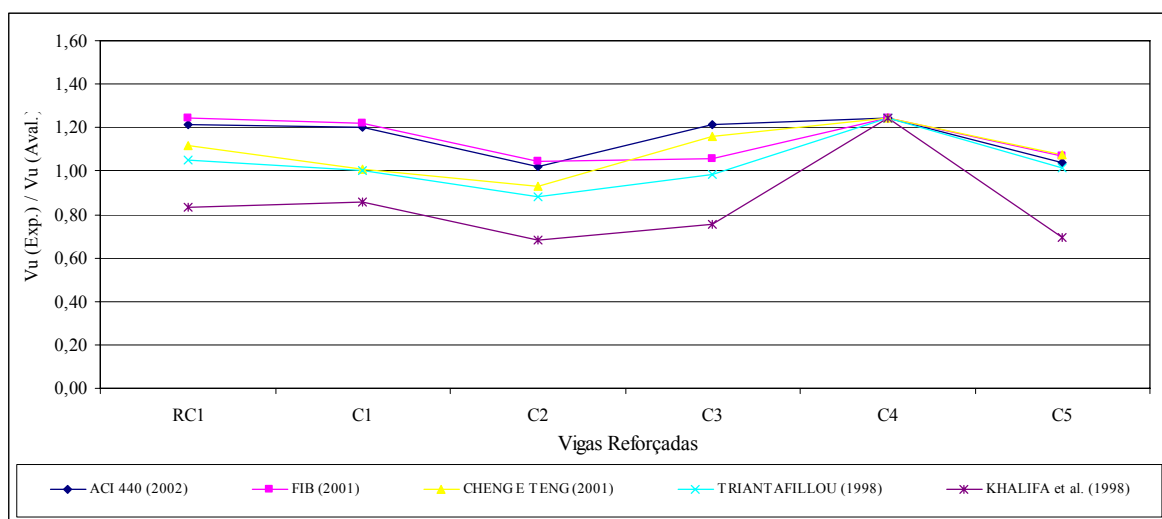
Experimento	Critérios de Projeto	Vc+Vsw(teó) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vu(exp.)/Vc+Vsw(teó.)
<b>R1</b>	ABNT - Modelo I	165,27	124,05	0,75
	ABNT - Modelo II	165,27		0,75
	ACI	118,64		1,05
	CEB-FIP	119,49		1,04
	EUROCODE - MP	166,56		0,74
	EUROCODE - MBIV	166,56		0,74
	Zsutty	163,48		0,76

Observa-se que na viga de referência R1, o critério de projeto que forneceu os resultados mais próximos dos experimentais, com uma razão de comparação de 1,04, foi o proposto pelo CEB-FIP. A variação percentual entre o valor teórico e o experimental foi de -4%. O critério que se mostrou mais arrojado foi o proposto pelo EUROCODE (MP e MBIV), com variação percentual média de +26%.

#### 6.3.5.3 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC (Vf)

O gráfico 6.23 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante última experimental e a avaliada, contemplando o método I de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou uniformidade de resultados entre as vigas, com as razões de comparação oscilando em torno da unidade.
- ii. Observa-se que para a viga C4 existe uma convergência devido ao fato de que a resistência teórica do reforço para esta viga é nula, pois, as fibras encontram-se paralelas ao eixo da peça. A razão de comparação apontada indica que, mesmo assim, existiu um ganho de resistência na ordem de 20%, isto pode ser devido ao confinamento do concreto da viga e à variabilidade da resistência do “concreto” e da armadura.



**Gráfico 6.23 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001), MÉTODO I.**

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.59, que:

- i. O critério proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação no valor de 3,01% acima de 1, e com baixo coeficiente de variação.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com razão de comparação estando 15,63%, em média, abaixo de 1, e com o mais alto coeficiente de variação.

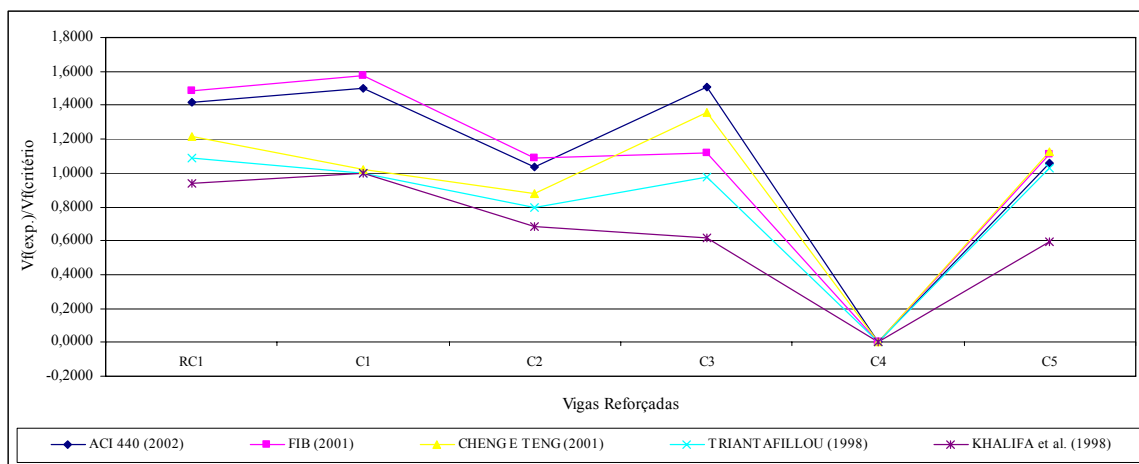
**Tabela 6.59 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001), Método I.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
Média	1,1545	1,1459	1,0889	1,0301	0,8437
Des. Padrão	0,0984	0,0985	0,1102	0,1180	0,2072
Coef. Var.	8,52%	8,59%	10,12%	11,45%	24,56%

O gráfico 6.24 apresenta as variações das razões de comparação entre a força cortante experimental resistente pelo composto e a calculada, contemplando o método II de avaliação. Observa-se o seguinte:

- i. O gráfico mostrou grande variabilidade de resultados.

- ii. Observa-se que para a viga C4 existe uma convergência, ou seja, a resistência teórica do reforço para esta viga é nula, pois, as fibras encontram-se paralelas ao eixo da peça. A razão de comparação tenderia ao infinito, mas foi considerada para este caso igual a zero.



**Gráfico 6.24 – Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001), MÉTODO II.**

Da análise deste experimento, pelo método I, observa-se na tabela 6.60, que:

- i. O critério proposto pela FIB apresentou os resultados médios mais próximos dos experimentais, com a razão de comparação 6,34% acima de 1, porém, com coeficiente de variação ficando entre os mais altos, quando comparado aos outros.
- ii. O critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* mostrou-se o mais arrojado entre os avaliados, com razão de comparação estando 36,20%, em média, abaixo de 1, e com o mais alto coeficiente de variação.

**Tabela 6.60 – Resumo da avaliação dos critérios de projeto do experimento de TALJSTEN & TEKNIK (2001), Método II.**

	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANAFILLOU (1998)	KHALIFA <i>et al.</i> (1998)
	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
Média	1,0887	1,0634	0,9315	0,8149	0,6380
Des. Padrão	0,5737	0,5619	0,4852	0,4111	0,3551
Coef. Var.	52,70%	52,84%	52,09%	50,44%	55,66%

## 6.4 COMPILAÇÃO DA AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE PROJETO

Feitas as análises individualizadas, com o objetivo de promover a avaliação proposta por este trabalho, será feita uma compilação geral dos critérios de projeto, analisando-se aqueles que obtiveram resultados mais próximos dos experimentais.

### 6.4.1 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo “concreto” ( $V_c$ ) e pela Armadura ( $V_{sw}$ )

A tabela 6.61 expressa a compilação das razões de comparação de todas as vigas de referência apresentadas neste trabalho.

Quanto à avaliação para os resultados de experimentos nacionais, observou-se que o critério de projeto que apresentou valores teóricos mais próximos dos experimentais, foi o proposto no Modelo de Bielas com Inclinação Variável (MBIV) do EUROCODE, no qual os valores teóricos ficaram, em média, apenas 5,1% abaixo dos experimentais. E o proposto pelo ACI mostrou-se o mais conservador obtendo valores médios 39,8% abaixo dos experimentais.

Já na avaliação para os resultados dos experimentos estrangeiros, observou-se que o critério de projeto que apresentou valores teóricos mais próximos dos experimentais, foi o proposto no Modelo I da ABNT, no qual os valores teóricos ficaram, em média, apenas 1% acima dos experimentais. E o proposto pelo ACI, mostrou-se o mais conservador obtendo valores médios 27,8% abaixo dos experimentais.

Por fim, na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, observou-se que o critério de projeto que apresentou valores teóricos mais próximos dos experimentais foi o proposto pelo pesquisador ZSUTTY, no qual os valores teóricos ficaram 3,3% abaixo dos experimentais, com coeficiente de variação na média dos demais. E o proposto pelo ACI mostrou-se o mais conservador obtendo valores médios 33,8% abaixo dos experimentais.

Tabela 6.61 – Razões de comparação das vigas de referência para cada critério de projeto.

Pesquisador	Ano	Viga	Critérios de projeto $V_c + V_{sw}$							
			ABNT - Modelo I	ABNT - Modelo II	ACI	CEB-FIP	EUROCODE - MP	EUROCODE - MBIV	$Z_{sutty}$	
Nacionais	Beber	2000	V8A	1,17	1,22	1,34	1,08	1,14	1,14	0,86
	Beber	2000	V8B	1,15	1,20	1,32	1,06	1,12	1,12	0,88
	Araújo As	2002	V1REF	1,36	1,23	1,36	1,02	1,37	1,04	1,08
	Araújo As	2002	V5REF	1,49	1,42	1,63	1,25	1,29	1,08	1,25
	Silva Filho	2001	V1	1,68	1,65	1,77	1,35	1,70	1,33	1,42
	Salles Neto	2000	V1	1,89	2,41	2,22	2,00	1,92	1,92	1,53
	Salles Neto	2000	V4	2,77	1,70	1,81	1,38	1,74	1,36	1,45
	Galvez	2003	VTG1	0,77	0,60	0,82	0,59	0,89	0,63	0,73
	Galvez	2003	VTG2	0,84	0,71	1,04	0,76	0,74	0,62	0,86
	Gallardo	2002	V1	0,87	0,76	1,04	0,91	0,92	0,78	0,86
	Galvez	2000	VTG1	0,73	0,56	0,79	0,58	0,85	0,61	0,71
	Galvez	2000	VTG2	0,86	0,73	1,06	0,77	0,77	0,64	0,88
	Dalcanal	2002	VT1	1,83	1,81	1,97	1,32	1,84	1,39	1,72
	Média			1,339	1,231	1,398	1,082	1,253	1,051	1,095
	Des. Padrão			0,591	0,559	0,452	0,389	0,426	0,393	0,339
	Coef. Variação			44,12%	45,42%	32,33%	35,96%	33,96%	37,44%	30,94%
Estrangeiros	Khalifa e Nanni	2000	BT1	1,22	1,28	1,52	1,45	1,39	1,39	1,10
	Nanni	1999	BT1	1,22	1,28	1,52	1,45	1,39	1,39	1,10
	Dias e Barros	2002	VA10	0,73	0,73	1,05	1,19	1,16	1,16	0,86
	Dias e Barros	2002	VB10	1,07	1,08	1,50	1,19	1,37	1,37	1,13
	Norris	1997	C48	0,95	0,78	1,03	0,74	1,07	0,80	0,88
	Taljsten e Teknik	2001	R1	0,75	0,75	1,05	1,04	0,74	0,74	0,76
	Média			0,990	0,983	1,278	1,177	1,187	1,142	0,972
	Des. Padrão			0,219	0,263	0,258	0,268	0,257	0,301	0,157
Coef. Variação			22,08%	26,73%	20,15%	22,78%	21,65%	26,39%	16,19%	
Geral	Média		1,165	1,107	1,338	1,129	1,220	1,096	1,033	
	Des. Padrão		0,263	0,209	0,137	0,086	0,119	0,065	0,128	
	Coef. Variação		22,60%	18,92%	10,26%	7,58%	9,77%	5,94%	12,41%	

#### 6.4.2 Avaliação dos Critérios de Projeto do cálculo da força cortante resistente pelo reforço com PRFC ( $V_f$ )

Quanto aos resultados desta avaliação, que frise-se, constitui objetivo principal do trabalho, estão divididos entre experimentos nacionais e estrangeiros e segmentados quanto: a seção transversal, vão teórico da viga, relação  $a/d$ , armadura transversal, configuração do reforço, angulação das fibras e continuidade ou não do reforço.

Importante salientar que os resultados acima referidos e considerados nos tópicos abaixo, estão dispostos de forma abrangente nas tabelas contidas no Apêndice

B, e que ambos os métodos obtiveram os mesmos resultados médios, razão pela qual serão considerados conjuntamente.

### 6.4.2.1 Quanto à seção transversal

Foram avaliados os critérios quanto à forma da seção transversal das vigas, divididas em seção retangular e em forma de “T”.

Na avaliação para os resultados dos experimentos nacionais, face às avaliações realizadas e percorridas ao longo do trabalho, observou-se, que para vigas com seção transversal retangular, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixos coeficientes de variação. Porém, para vigas com seção transversal em forma de “T”, o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com o mais baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.1 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.25.

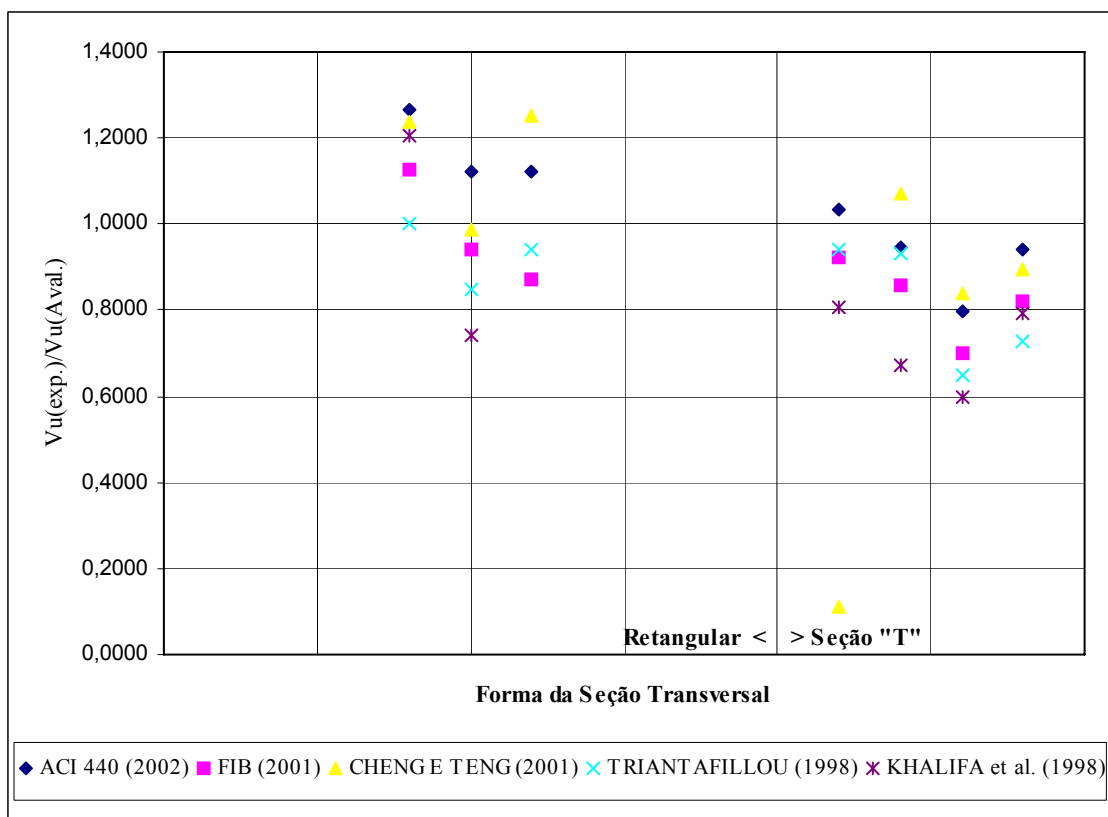


Gráfico 6.25- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o tipo da seção transversal, METODO I.



Quanto à avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, mediante as considerações já expostas, observou-se que para vigas com seção transversal retangular, o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, porém com alto coeficiente de variação. Já para vigas com seção transversal em forma de “T”, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.1 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.26.

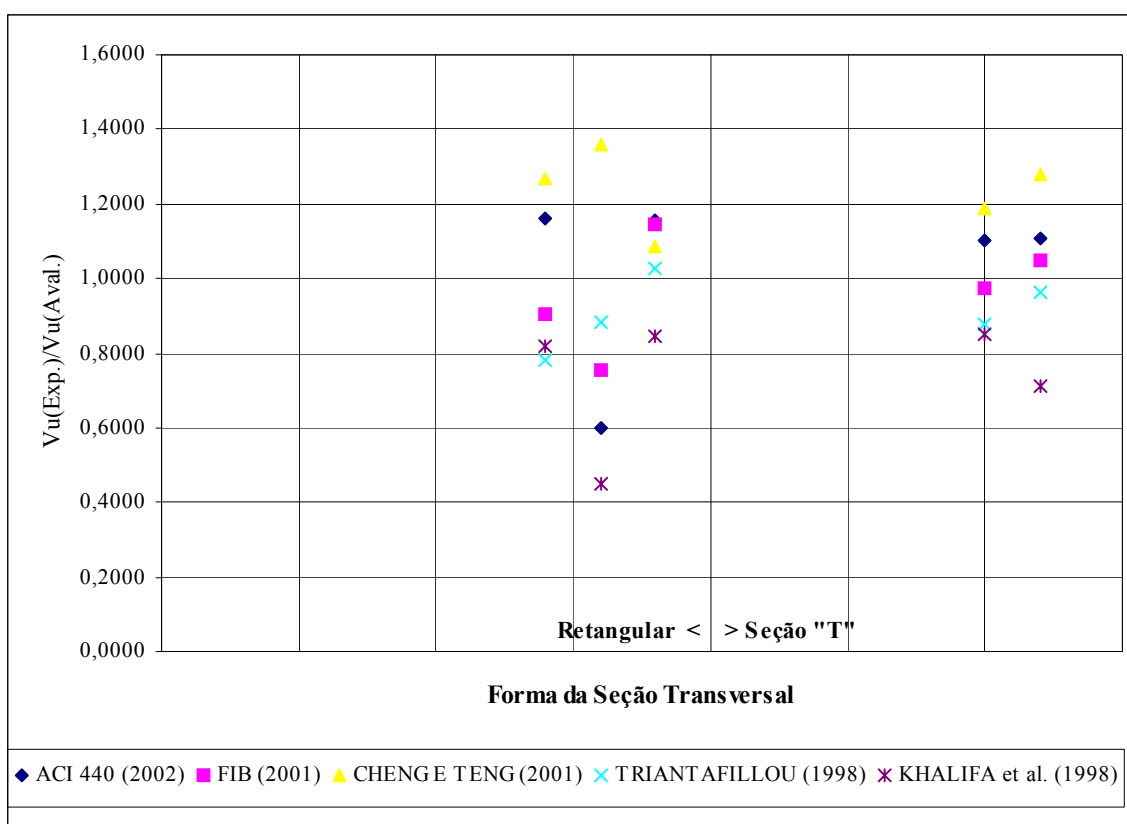


Gráfico 6.26- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o tipo da seção transversal, MÉTODO I.

Ao se analisar a avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, outra consideração importante é o fato de que, para vigas com seção transversal retangular, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Porém, para vigas com seção transversal em forma de “T”, o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos

experimentais, com baixos coeficientes de variação. Importante considerar que as variações entre os resultados obtidos pela FIB e pelo ACI foram mínimas, sendo o segundo pouco mais conservador que primeiro, conforme detalhado na Tabela B.1 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.27.

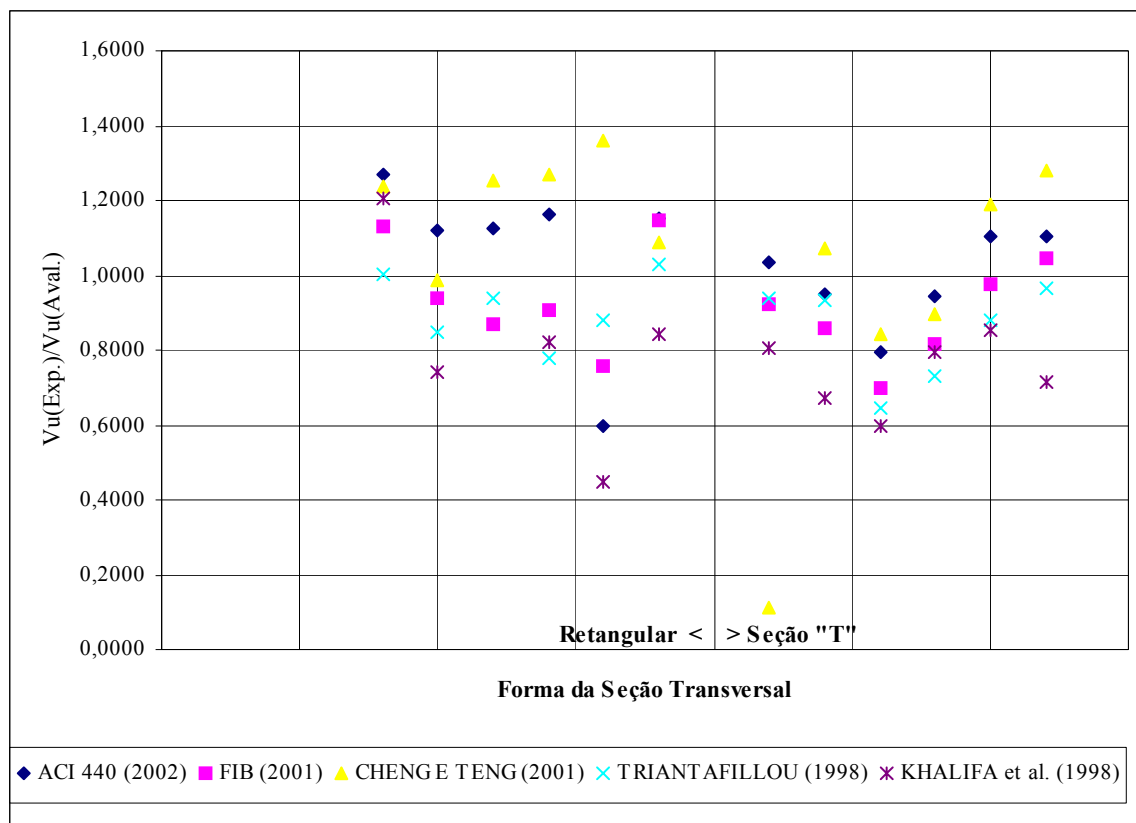


Gráfico 6.27- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o tipo da seção transversal, MÉTODO I.

#### 6.4.2.2 Quanto à razão a/d

Seguindo a divisão recomendada por BOUSSELHAM & CHALLAL (2004), quanto à razão a/d, obtemos dois grupos:  $a/d \leq 2,5$  e  $a/d > 2,5$ , importante salientar que no segundo grupo a maioria das relações estão próximas de 2,5.

Na avaliação para os resultados dos experimentos nacionais, para vigas com relação  $a/d > 2,5$ , o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.2 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.28.

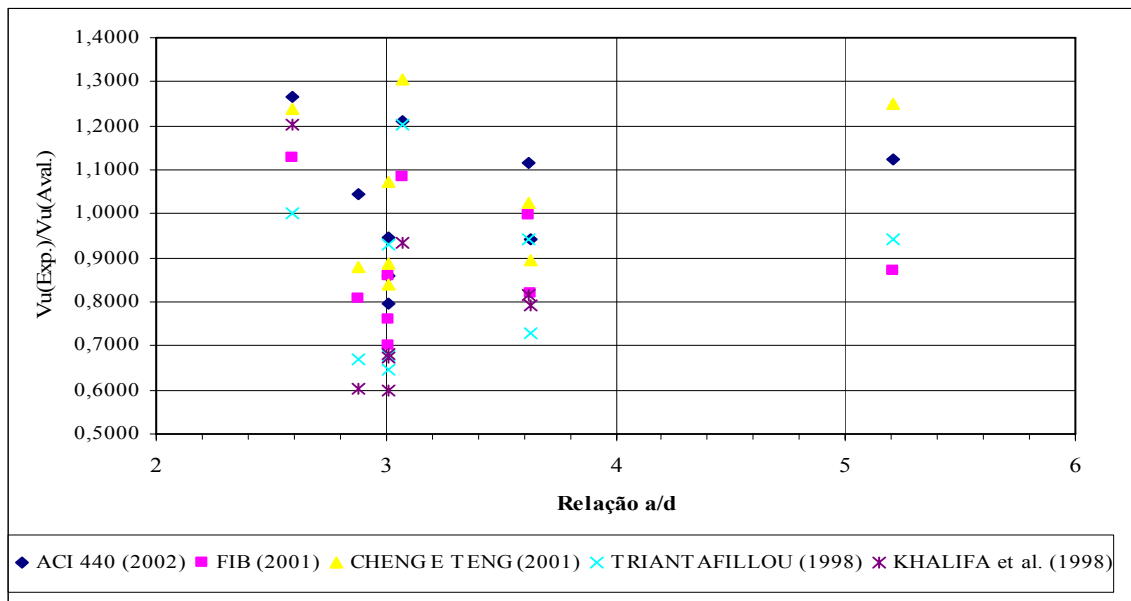


Gráfico 6.28- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando a relação a/d, MÉTODO I.

Na avaliação para os resultados dos experimentos estrangeiros, para vigas com relação  $a/d > 2,5$ , o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Porém, para vigas com relação  $a/d \leq 2,5$ , o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.2 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.29.

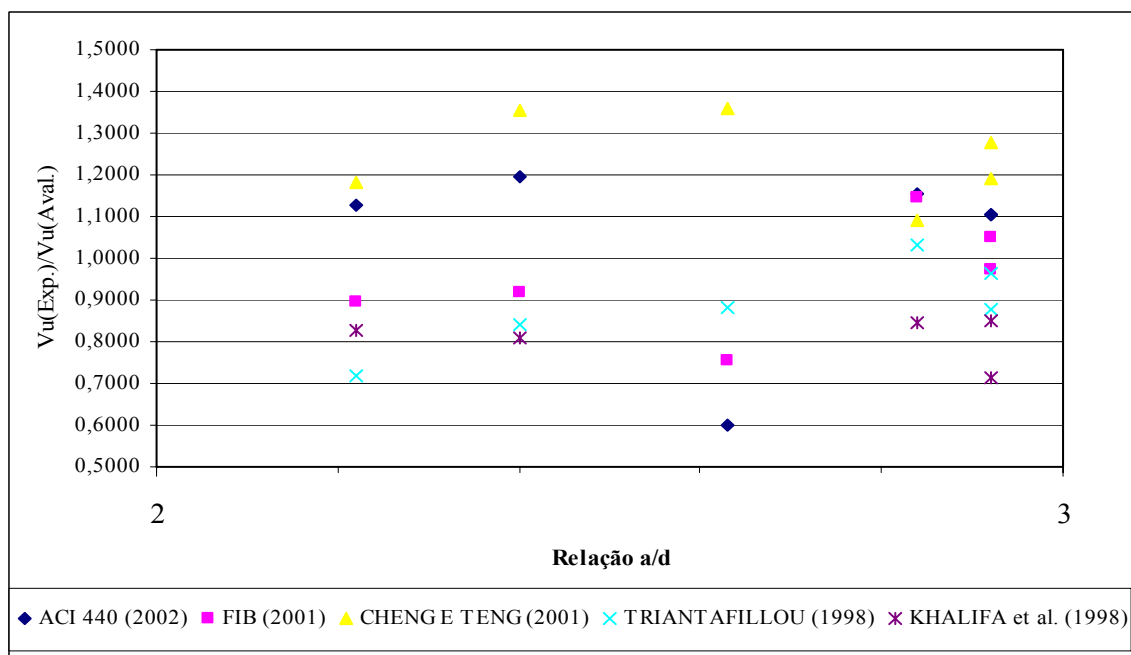
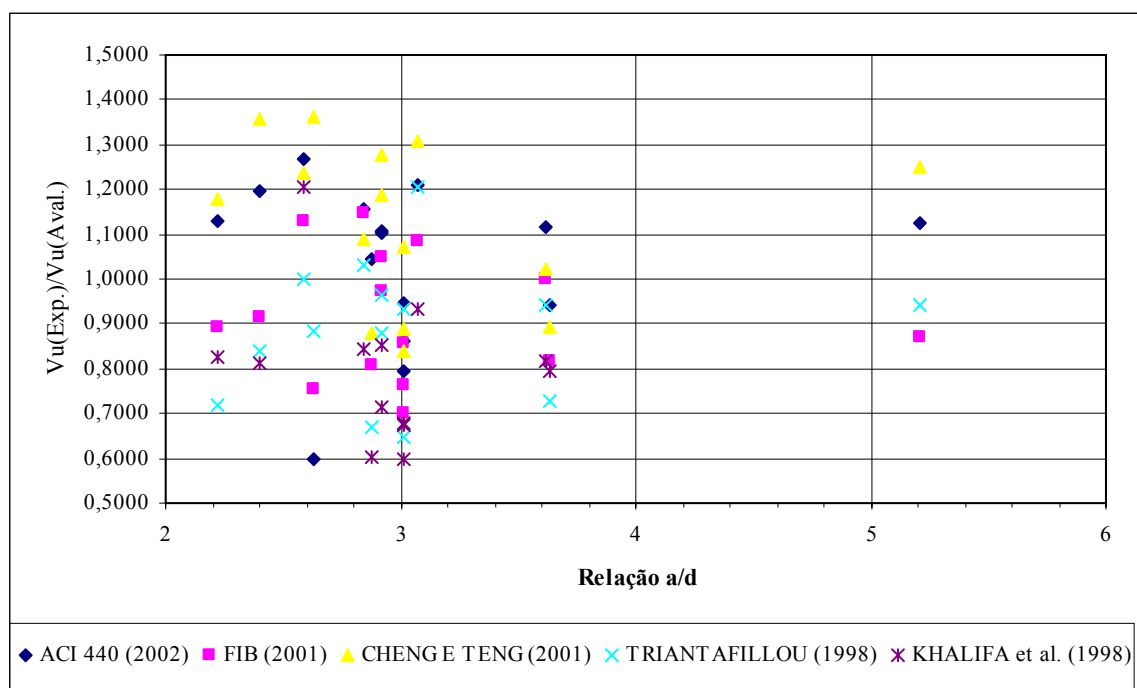


Gráfico 6.29- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando a relação a/d, MÉTODO I.

Por fim, na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, para vigas com relação  $a/d > 2,5$ , o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios praticamente iguais aos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Porém, para vigas com relação  $a/d \leq 2,5$ , o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixos coeficientes de variação, conforme detalhado na Tabela B.2 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.30.



**Gráfico 6.30-** Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando a relação  $a/d$ , MÉTODO I.

#### 6.4.2.3 Quanto ao vão teórico

Seguindo a divisão recomendada por BOUSSELHAM & CHALLAL (2004), quanto à medida do vão, obtemos dois grupos  $l \leq 2m$  e  $2 < l \leq 4m$ .

Na avaliação para os resultados dos experimentos nacionais, para vigas com vão ( $l$ ) menor que  $2m$  ( $l \leq 2m$ ), o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Porém, para vigas com vão ( $l$ ) entre 2 e  $4m$  ( $2 < l \leq 4m$ ), o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos

experimentais, com baixos coeficientes de variação, conforme detalhado na Tabela B.3 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.31.

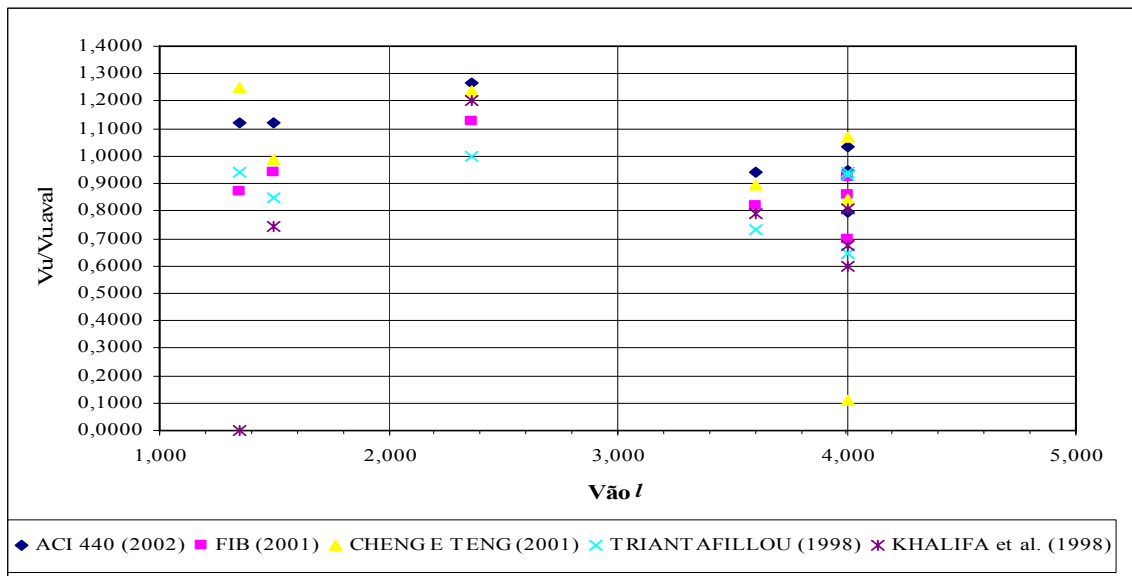


Gráfico 6.31- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o vão teórico ( $l$ ), MÉTODO I.

Já na avaliação para os resultados dos experimentos estrangeiros, observou-se que para vigas com vão( $l$ ) menor que 2m ( $l \leq 2m$ ) ou entre 2 e 4m ( $2 < l \leq 4m$ ), o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixos coeficientes de variação, conforme detalhado na Tabela B.3 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.32.

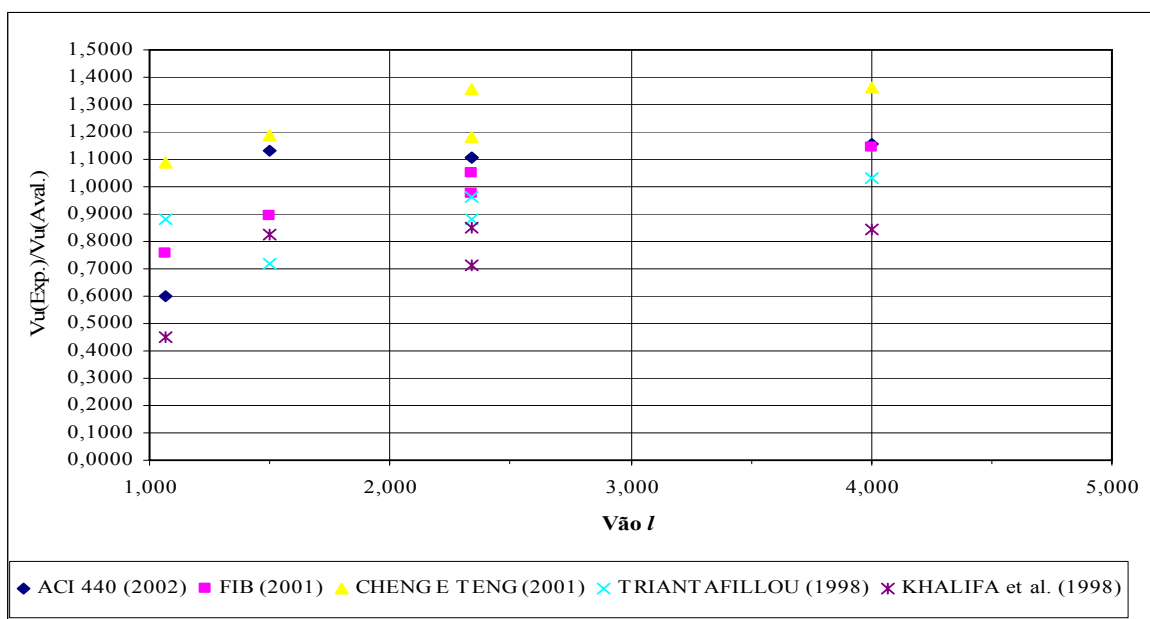


Gráfico 6.32- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o vão teórico ( $l$ ), MÉTODO I.

E na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, para vigas com vão( $l$ ) menor que 2m ( $l \leq 2m$ ) ou entre 2 e 4m ( $2 < l \leq 4m$ ), o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Observa-se também que as razões de comparação obtidas pelo ACI foram muito próximas às obtidas pelo pesquisador TRIANTAFILLOU, conforme detalhado na Tabela B.3 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.33.

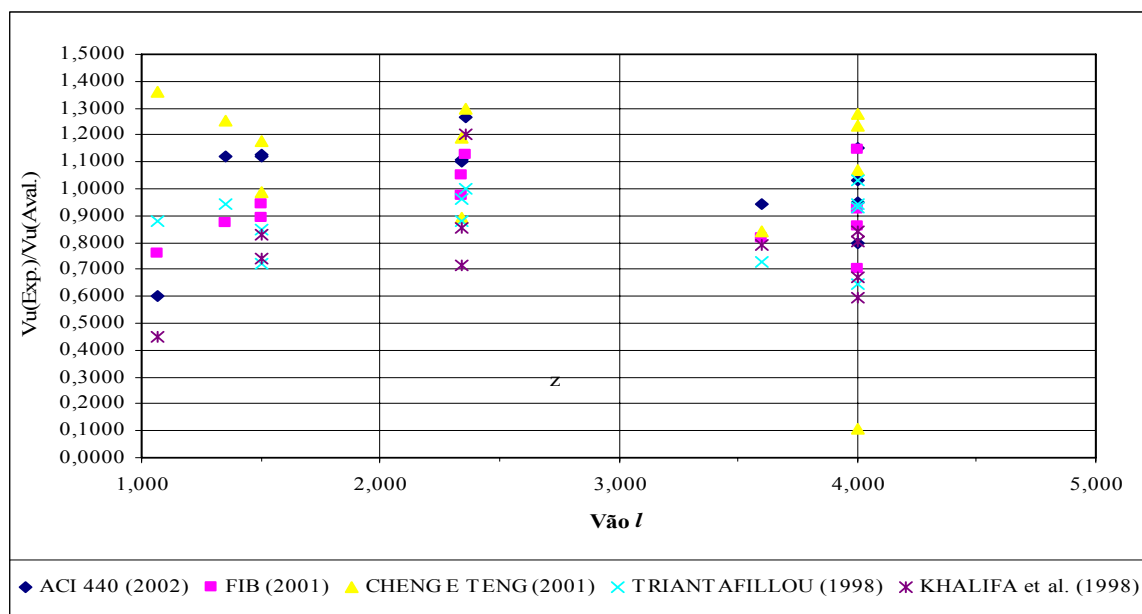


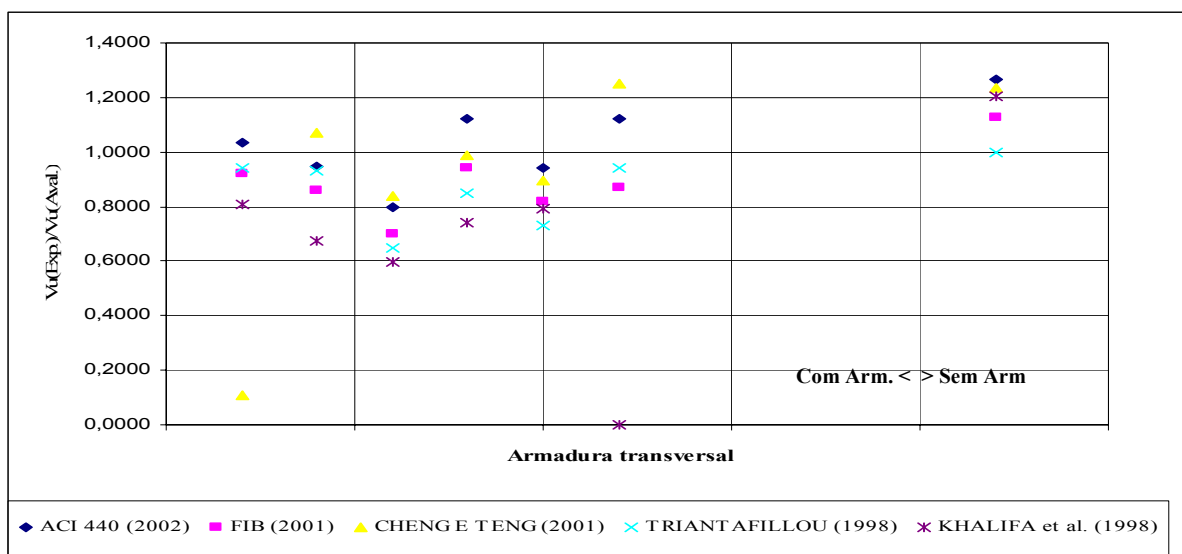
Gráfico 6.33- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o vão teórico ( $l$ ), MÉTODO I.

#### 6.4.2.4 Quanto à armadura transversal

Quanto à armadura transversal, a análise se restringirá à existência ou não de armadura transversal interna (estribos).

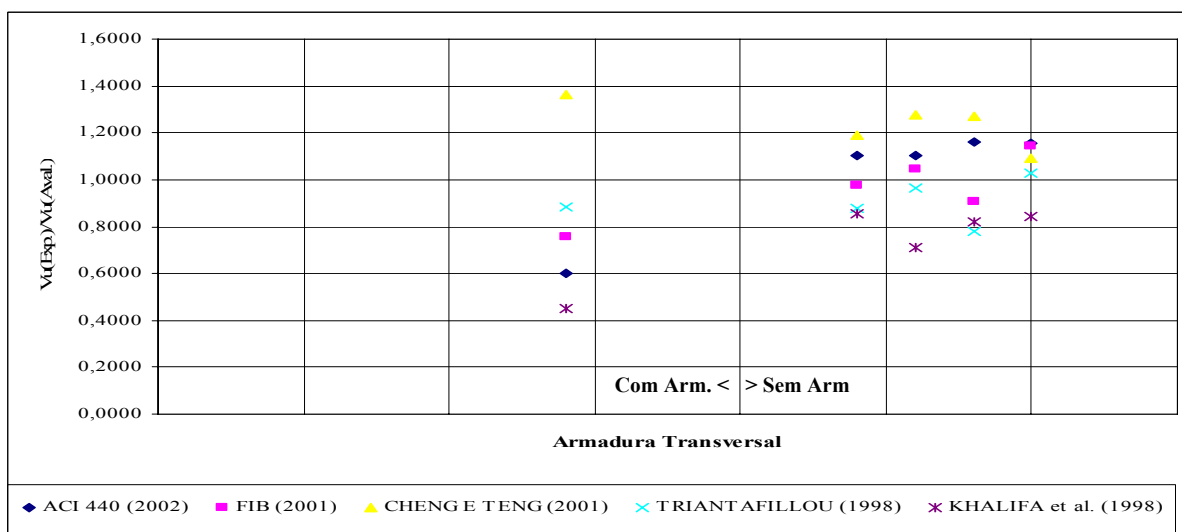
Na avaliação para os resultados dos experimentos nacionais, percebeu-se que, para vigas com armadura transversal (estribos), o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixos coeficientes de variação. Porém, para vigas sem armadura transversal interna, o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores

teóricos médios mais próximos dos experimentais, conforme detalhado na Tabela B.4 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.34.



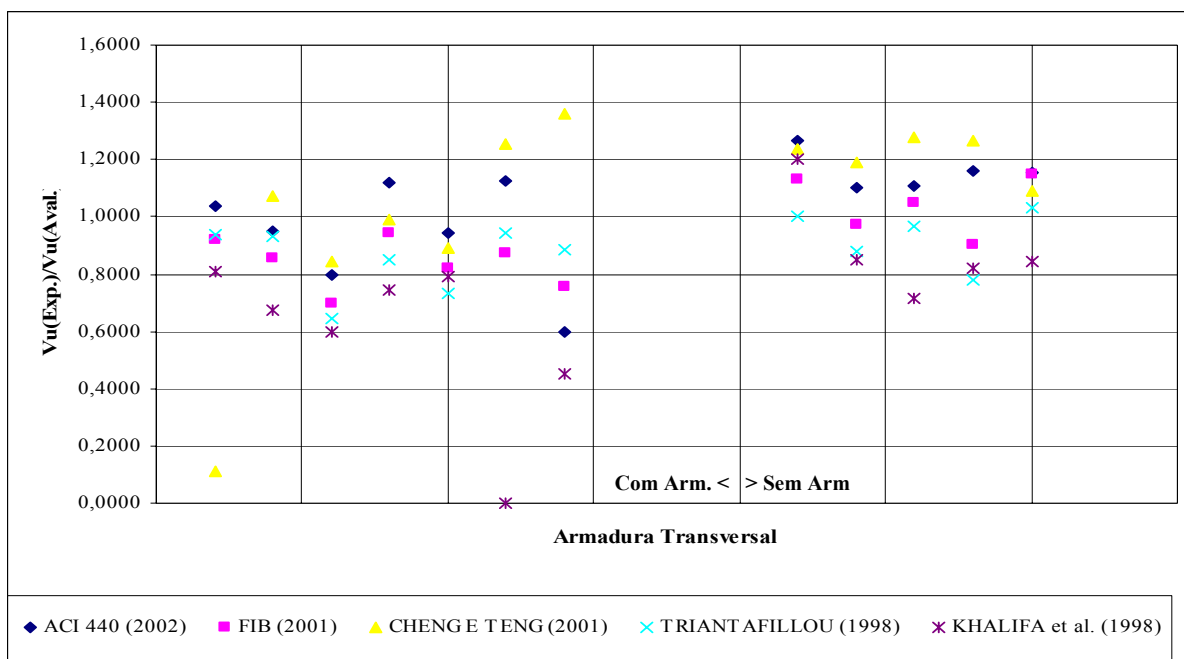
**Gráfico 6.34- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando a existência de armadura transversal, MÉTODO I.**

Quanto à avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, quanto às vigas com armadura transversal (estribos), o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais. Porém, para vigas sem armadura transversal interna, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, porém com alto coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.4 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.35.



**Gráfico 6.35- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando a existência de armadura transversal, MÉTODO I.**

E com respeito à avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, notou-se que para vigas com armadura transversal (estribos), o critério proposto por CHENG & TENG apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, porém com alto coeficiente de variação. Para vigas sem armadura transversal (estribos), o critério que apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais foi o de KHALIFA *et al.*, conforme detalhado na Tabela B.4 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.36.



**Gráfico 6.36- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando a existência de armadura transversal, MÉTODO I.**

#### 6.4.2.5 Quanto à configuração do reforço

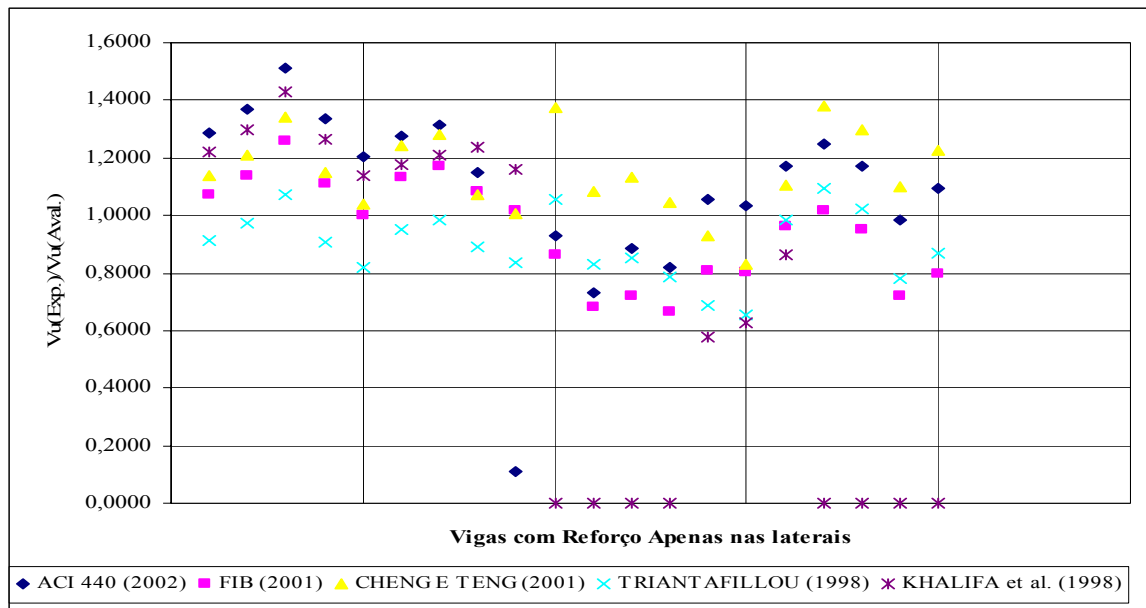
A análise deste parâmetro se restringirá às principais variáveis relativas à execução do reforço, a saber: reforço apenas nas laterais, em forma de “U”, em forma de “L”, com envolvimento completo da seção, quanto à inclinação das fibras e em tiras ou com manta contínua.

##### 6.4.2.5.1 Para reforço apenas nas laterais

Na avaliação para os resultados de experimentos nacionais, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos

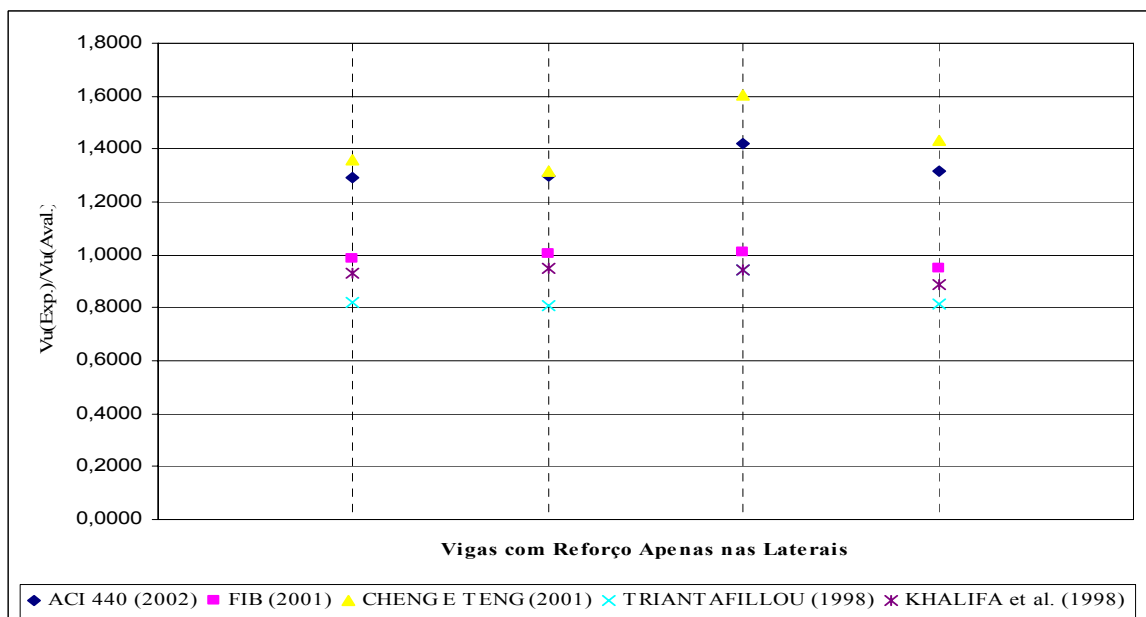


experimentais, com coeficientes de variação na média dos demais, conforme detalhado na Tabela B.5 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.37.



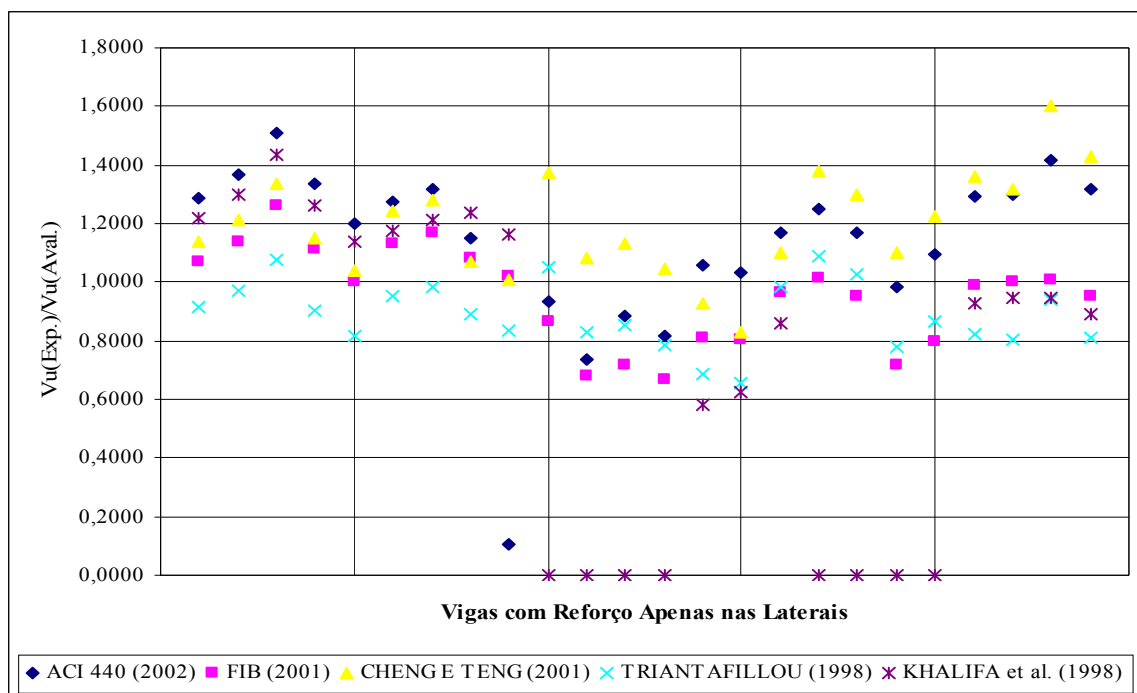
**Gráfico 6.37- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o reforço apenas nas laterais, MÉTODO I.**

Quanto à avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, observou-se que, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.5 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.38.



**Gráfico 6.38- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o reforço apenas nas laterais, MÉTODO I.**

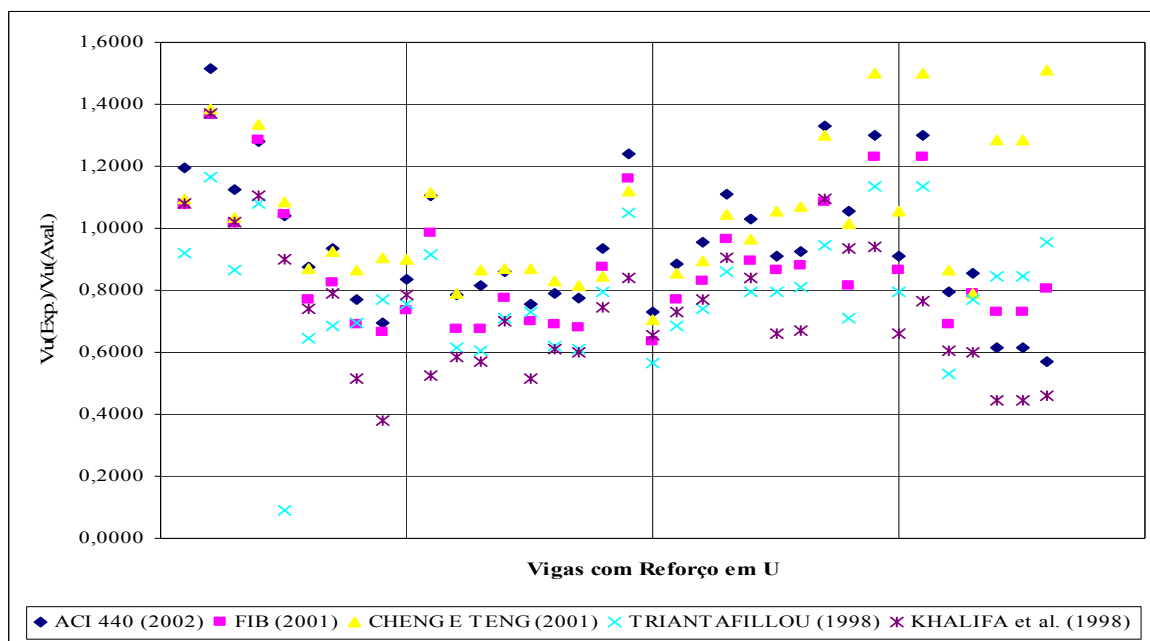
Por fim, na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, o critério proposto por CHENG & TENG apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.5 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.39.



**Gráfico 6.39- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço apenas nas laterais, MÉTODO I.**

#### 6.4.2.5.2 Para reforço executado em forma de “U”

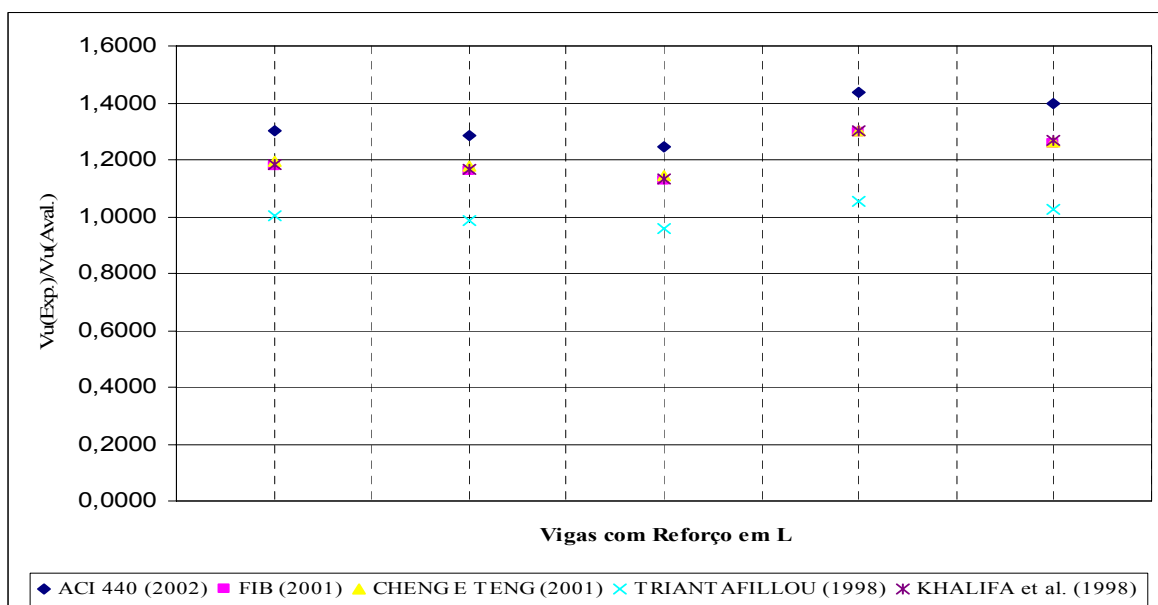
Na avaliação para os resultados de experimentos nacionais, observou-se que, o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Quanto à avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, observou-se o mesmo. E por fim, na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros também se observou que o mesmo critério apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.6 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.40.



**Gráfico 6.40-** Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço em U, MÉTODO I.

### 6.4.2.5.3 Para reforço em forma de “L”

Na avaliação para os resultados de experimentos nacionais, observou-se, que o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.7 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.41.



**Gráfico 6.41-** Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço em L, MÉTODO I.

## 6.4.2.5.4 Para reforço executado com envolvimento completo

Quanto à avaliação para os resultados de experimentos nacionais, o critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, porém, com o mais alto coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.7 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.42.

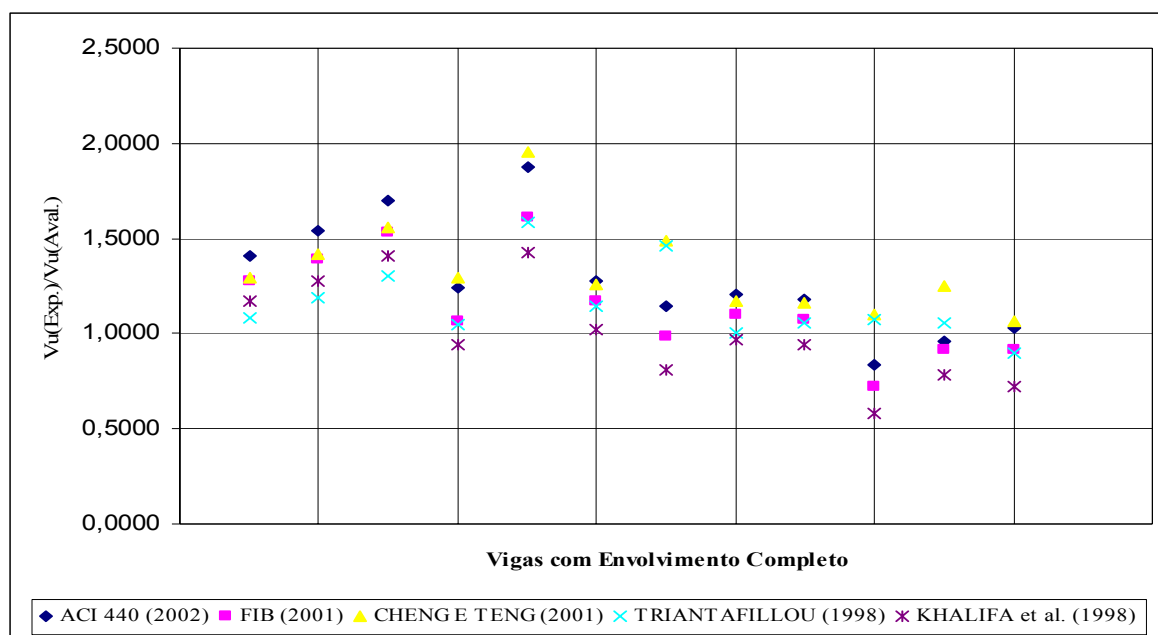


Gráfico 6.42- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o envolvimento Completo da Seção, MÉTODO I.

Quanto à avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com coeficientes de variação na média dos demais, conforme detalhado na Tabela B.7 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.43.

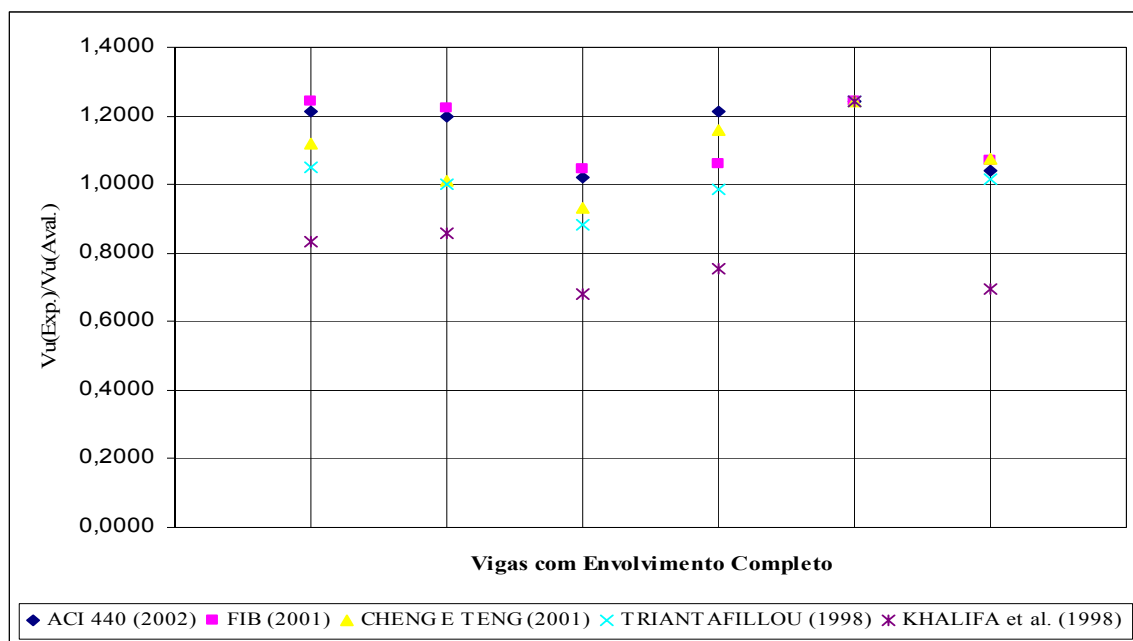


Gráfico 6.43- Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o envolvimento Completo da Seção, MÉTODO I.

Por fim, na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, o critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais e com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado na Tabela B.7 do Apêndice, e, esquematicamente representado no gráfico 6.44.

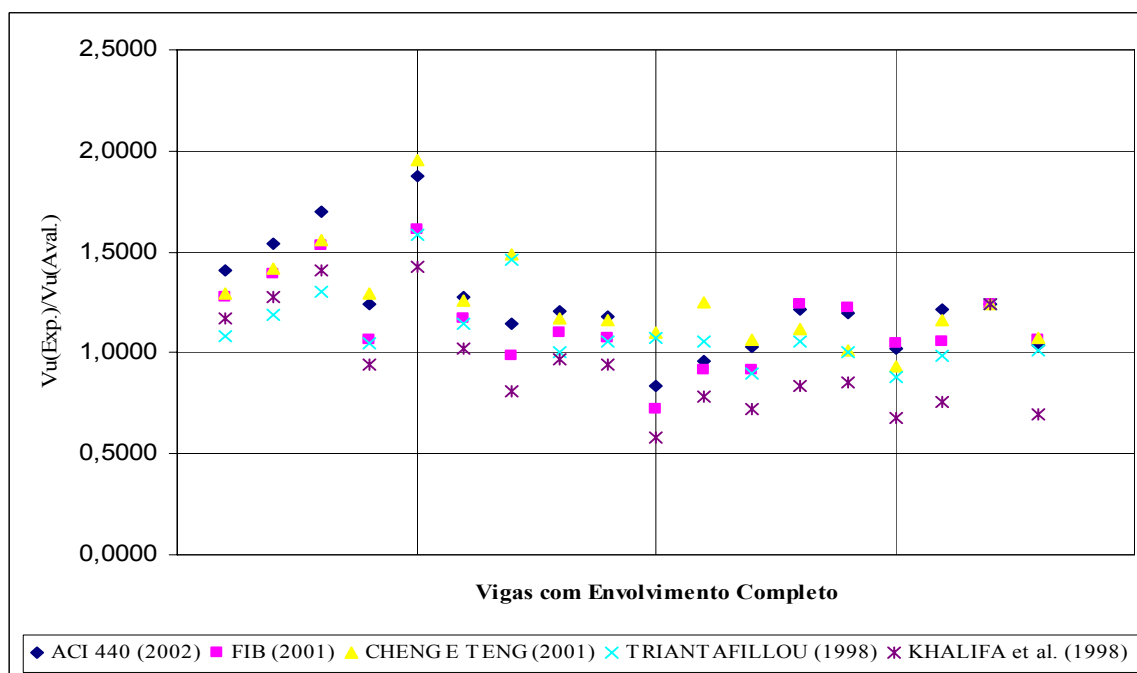
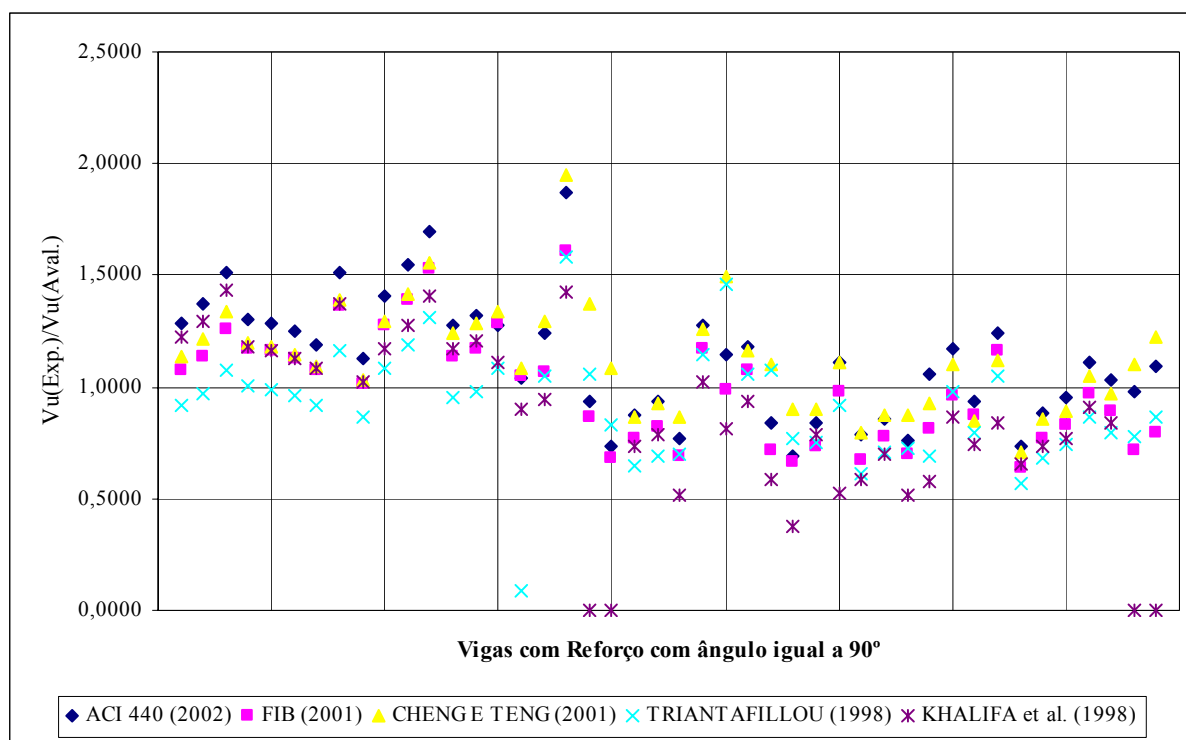


Gráfico 6.44- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o envolvimento Completo da Seção, MÉTODO I.

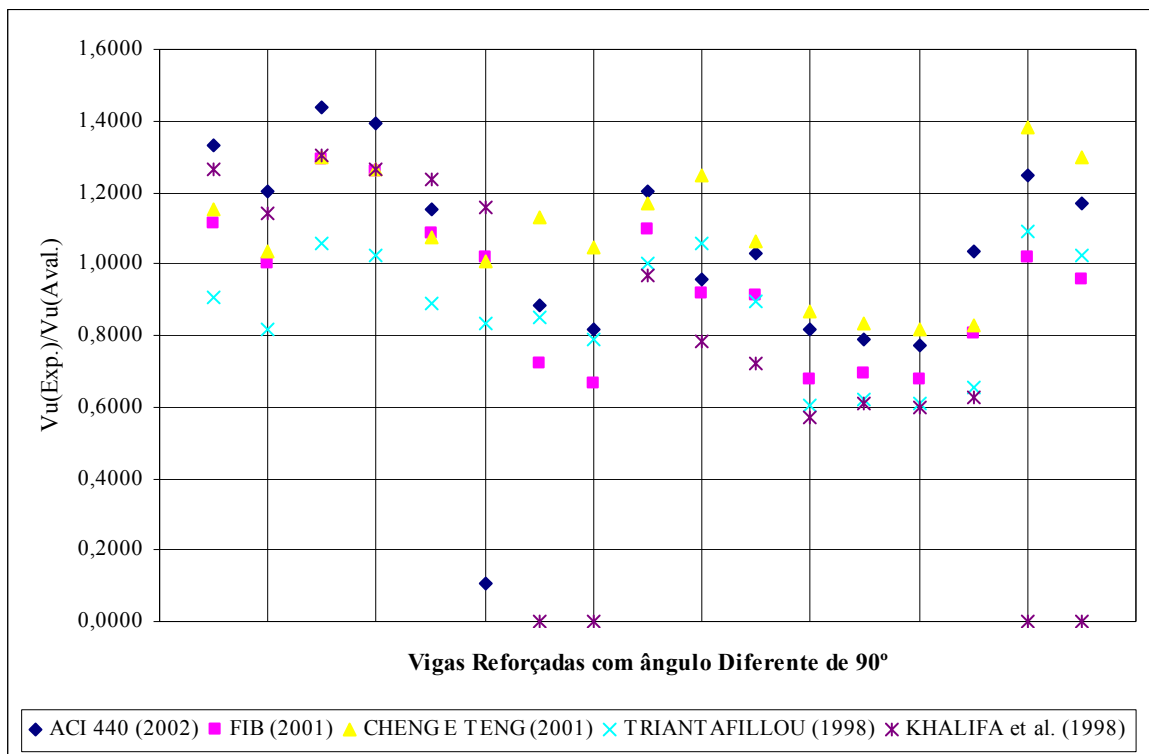
### 6.4.2.6 Quanto à orientação das fibras

Nesta modalidade, a análise se restringirá ao ângulo que o eixo longitudinal das fibras faz com o eixo longitudinal da viga( $\beta$ ).

Na avaliação para os resultados de experimentos nacionais, pôde-se observar que, para vigas reforçadas segundo um ângulo( $\beta$ ) igual a  $90^\circ$ , o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Porém, para vigas reforçadas segundo um ângulo( $\beta$ ) diferente de  $90^\circ$ , o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado nas Tabelas B.8 e B.9 do Apêndice, e, esquematicamente representado nos gráficos 6.45 e 6.46.

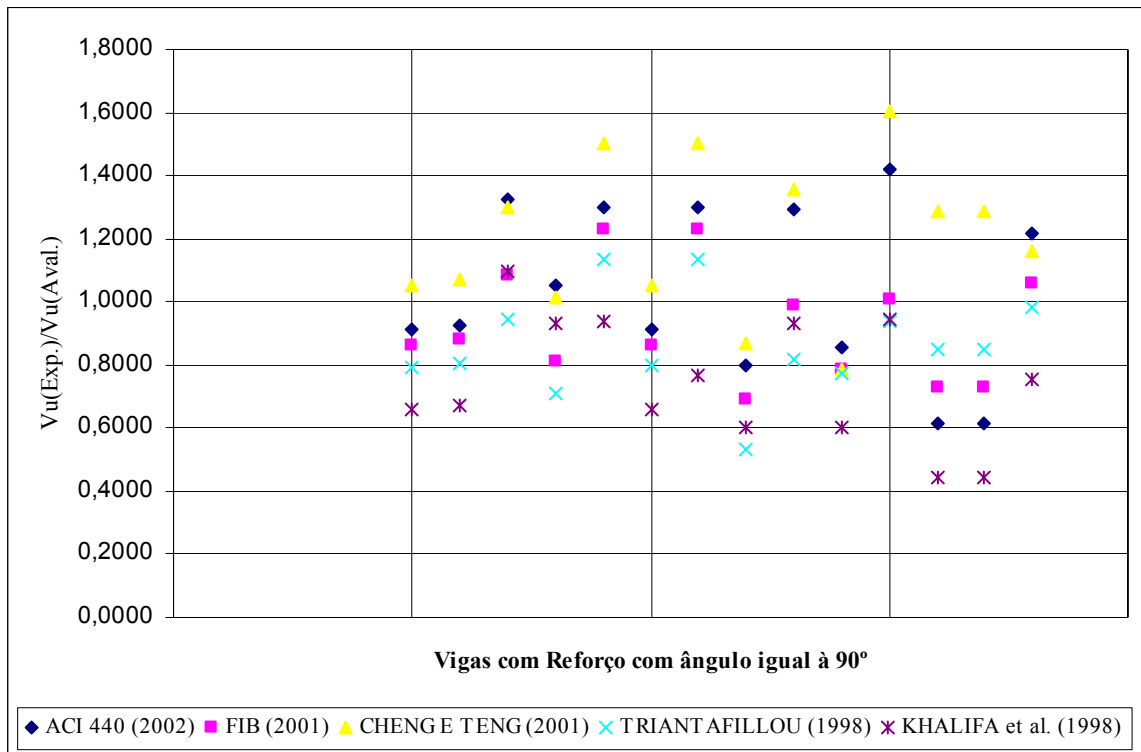


**Gráfico 6.45- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o ângulo do reforço igual a  $90^\circ$ , MÉTODO I.**

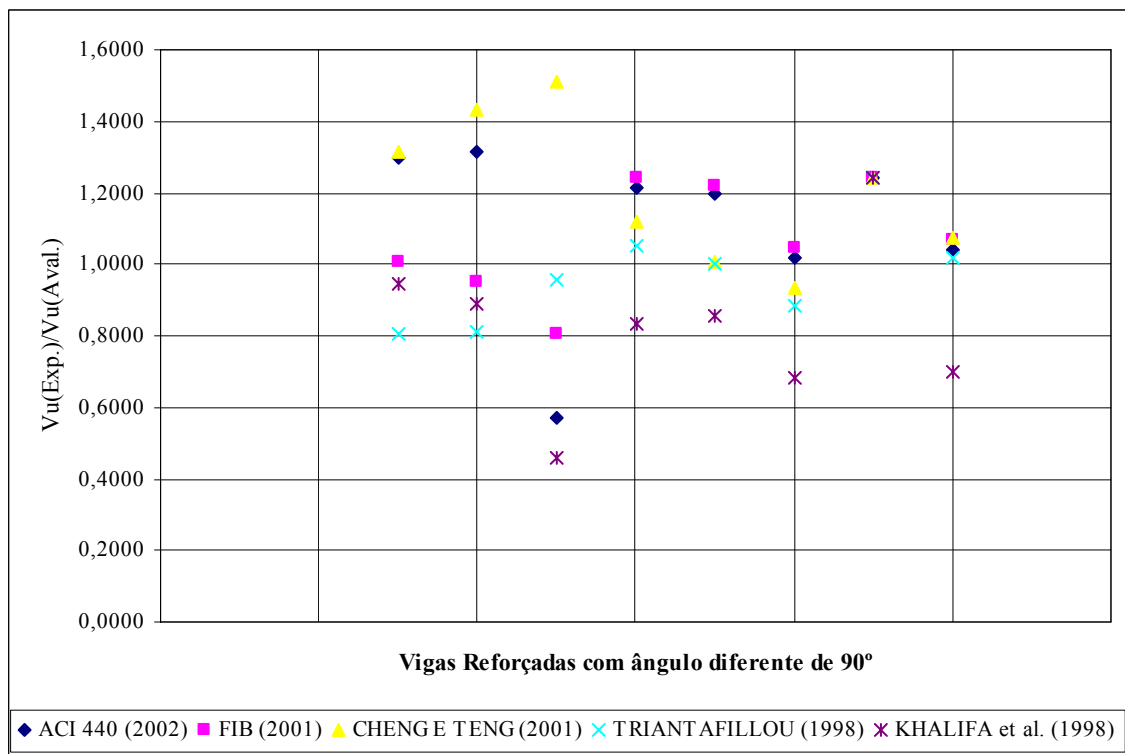


**Gráfico 6.46- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o ângulo do reforço diferente de 90°, MÉTODO I.**

Em uma avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, para vigas reforçadas segundo um ângulo( $\beta$ ) igual a 90°, o critério de projeto proposto pelo ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com coeficiente de variação na média dos demais. Porém, para vigas reforçadas segundo um ângulo( $\beta$ ) diferente de 90°, o critério de projeto proposto pelo pesquisador TRIANTAFILLOU apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais e com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado nas Tabelas B.8 e B.9 do Apêndice, e, esquematicamente representado nos gráficos 6.47 e 6.48.



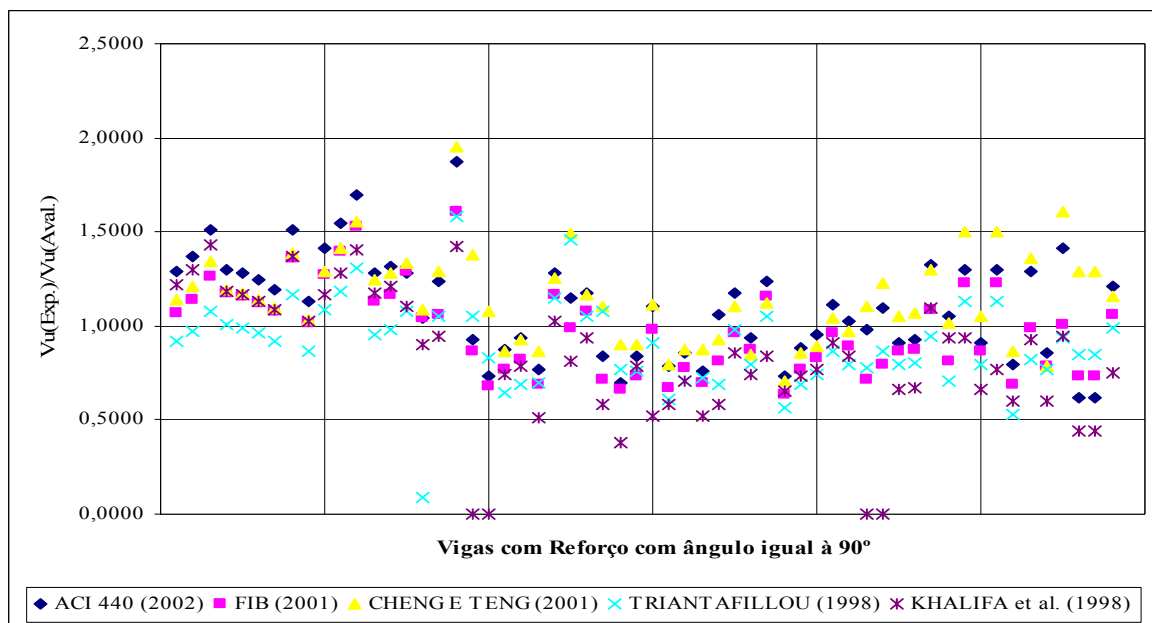
**Gráfico 6.47-** Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o ângulo do reforço igual a 90°, MÉTODO I.



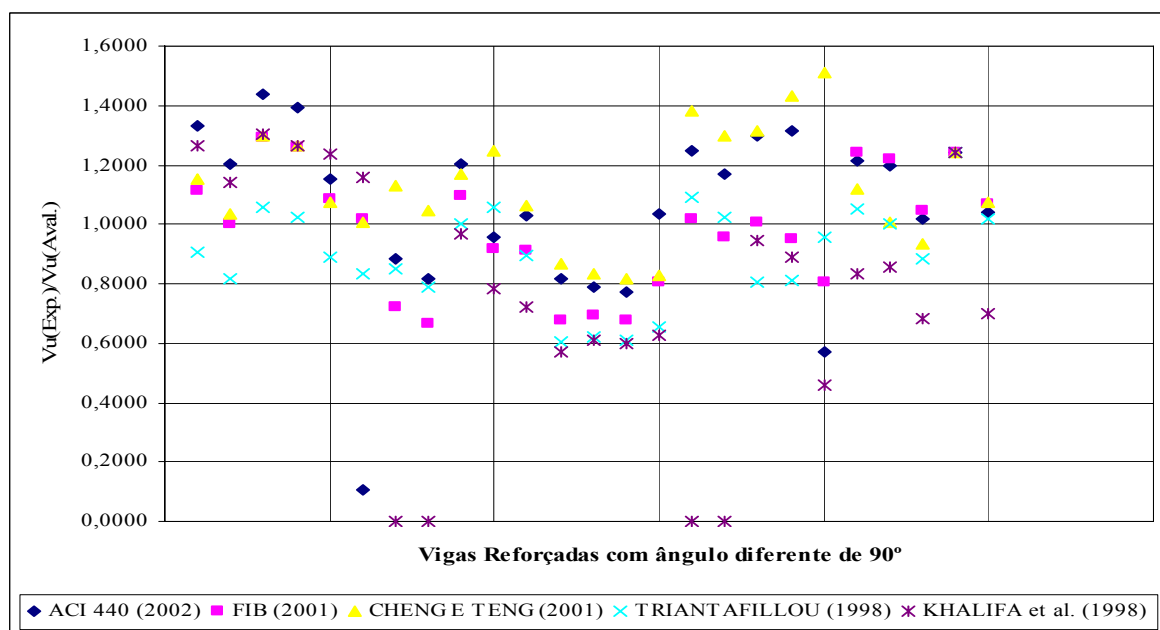
**Gráfico 6.48-** Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o ângulo do reforço diferente de 90°, MÉTODO I.



Na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, para vigas reforçadas segundo um ângulo( $\beta$ ) igual e diferente de  $90^\circ$ , o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação, conforme detalhado nas Tabelas B.8 e B.9 do Apêndice, e, esquematicamente representado nos gráficos 6.49 e 6.50.



**Gráfico 6.49-** Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o ângulo do reforço igual a  $90^\circ$ , MÉTODO I.



**Gráfico 6.50-** Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o ângulo do reforço diferente de  $90^\circ$ , MÉTODO I.

### 6.4.2.7 Quanto à continuidade ou não do reforço

A análise se dará pela verificação do reforço, se foi executado em tiras ou de modo contínuo.

Na avaliação para os resultados de experimentos nacionais, notou-se que, para vigas reforçadas em tiras, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com coeficiente de variação na média dos demais. Porém, para reforço contínuo, o critério de projeto proposto pelo pesquisador KHALIFA *et al.* apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com coeficiente de variação na média dos demais, conforme detalhado nas Tabelas B.10 e B.11 do Apêndice, e, esquematicamente representado nos gráficos 6.51 e 6.52.

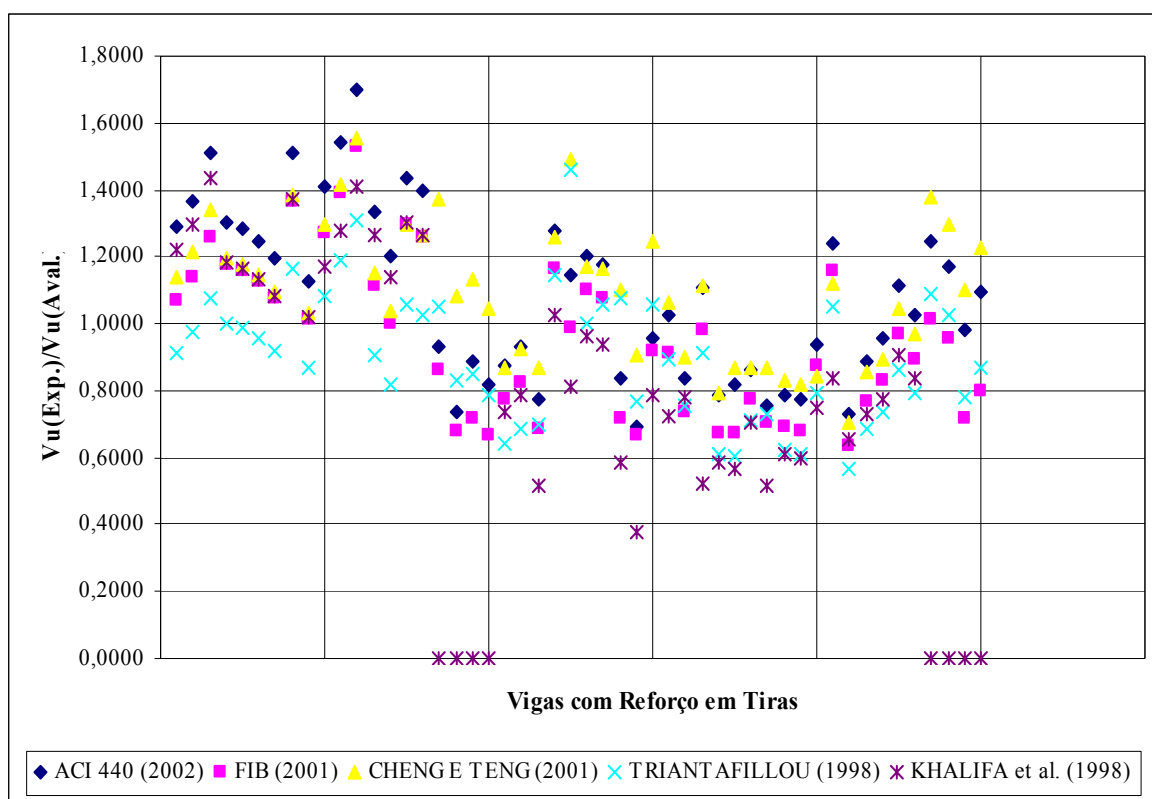
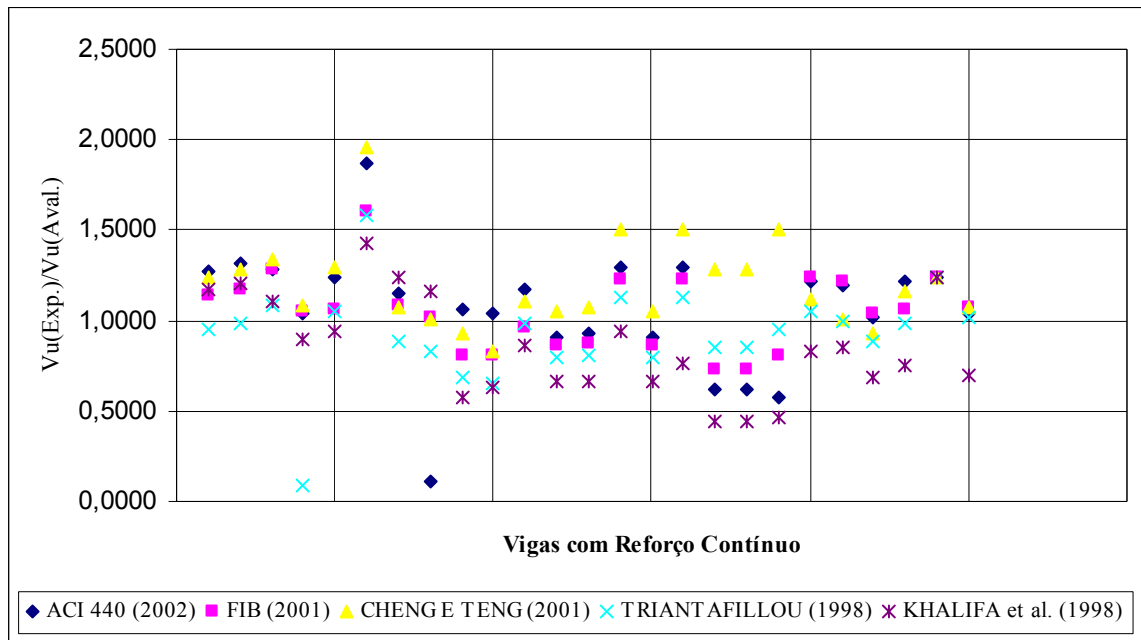
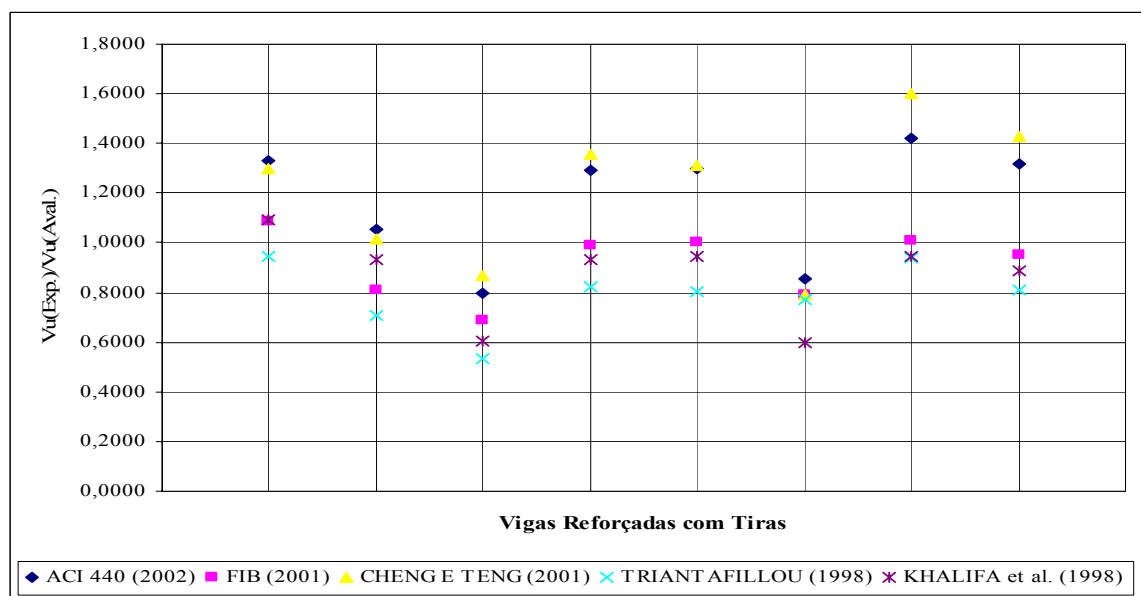


Gráfico 6.51- Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o reforço em tiras, MÉTODO I.

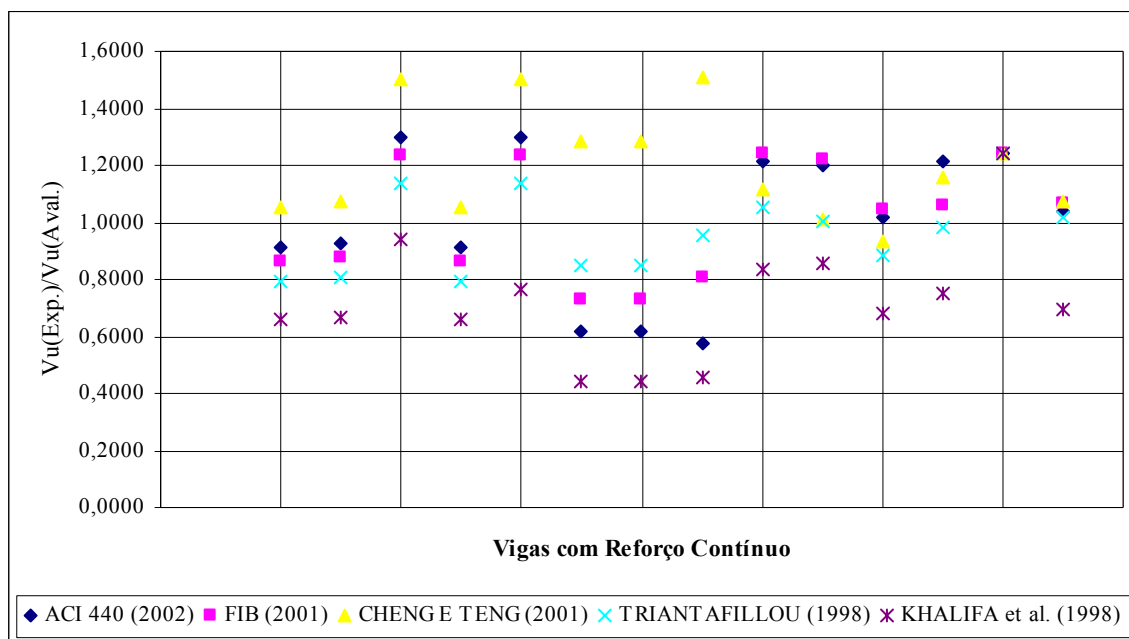


**Gráfico 6.52-** Razões de comparação dos experimentos nacionais considerando o reforço contínuo, MÉTODO I.

Quanto à avaliação para os resultados de experimentos estrangeiros, tem-se que, para vigas reforçadas em tiras, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com baixo coeficiente de variação. Porém, para reforço contínuo, o critério de projeto proposto por ACI apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com coeficiente de variação na média dos demais, conforme detalhado nas Tabelas B.10 e B.11 do Apêndice, e, esquematicamente representado nos gráficos 6.53 e 6.54.

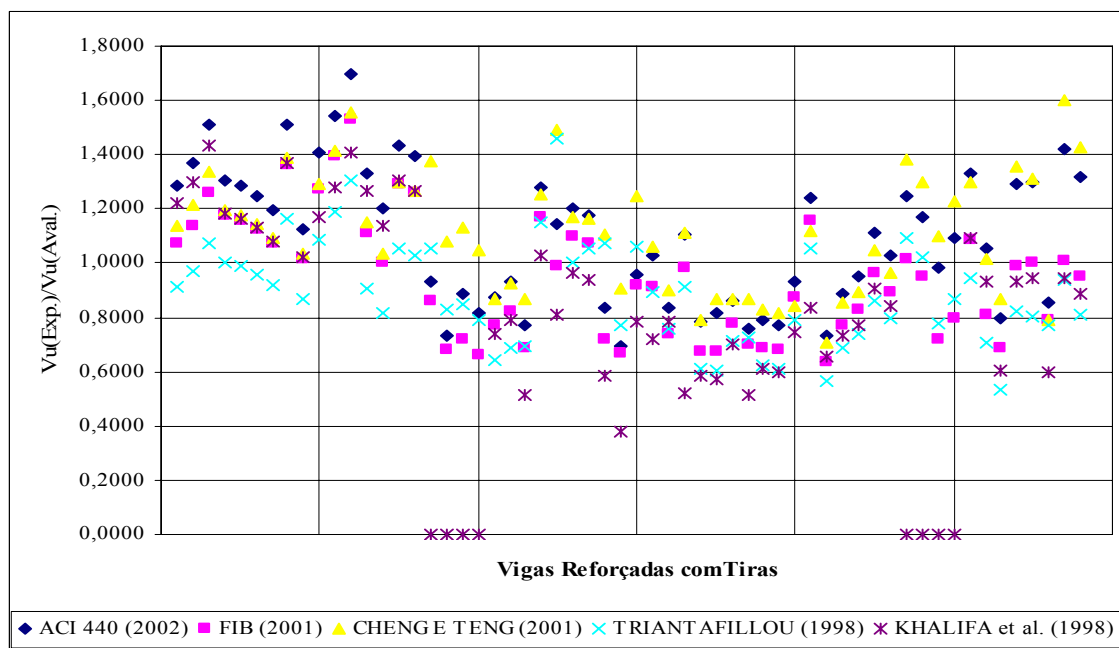


**Gráfico 6.53-** Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o reforço em tiras, MÉTODO I.

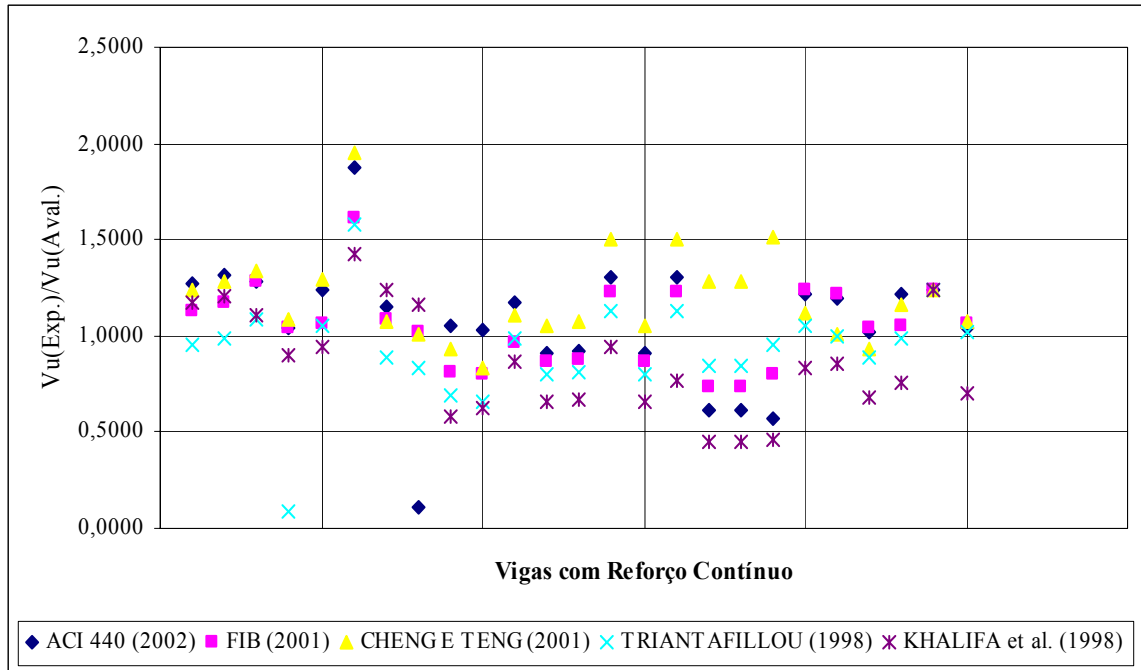


**Gráfico 6.54-** Razões de comparação dos experimentos estrangeiros considerando o reforço contínuo, MÉTODO I.

E por fim, na avaliação para os resultados gerais entre experimentos nacionais e estrangeiros, notou-se que para vigas reforçadas em tiras e de modo contínuo, o critério de projeto proposto pela FIB apresentou valores teóricos médios mais próximos dos experimentais, com coeficiente de variação mediano, conforme detalhado nas Tabelas B.10 e B.11 do Apêndice, e, esquematicamente representado nos gráficos 6.55 e 6.56.



**Gráfico 6.55-** Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço em tiras, MÉTODO I.



**Gráfico 6.56- Razões de comparação dos experimentos nacionais e estrangeiros considerando o reforço contínuo, MÉTODO I.**

## **7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS.**

Nesse capítulo são delineadas as considerações obtidas a partir dos estudos realizados durante as diversas fases da elaboração desse trabalho. Também, sugere-se alguns temas interessantes a serem estudados, que podem colaborar para uma melhor compreensão sobre o reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado.

### **7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Preliminarmente, necessário se faz uma reflexão sobre o alcance dos objetivos inicialmente propostos para este trabalho. Considera-se que foram alcançados, eis que é possível, pelas informações e resultados dispostos no trabalho, avaliar os critérios de projeto para cálculo da resistência ao cisalhamento em vigas reforçadas com PRFC, bem como:

- i. Observar que a teoria aditiva de resistência ao esforço cortante, conduz a resultados próximos dos experimentais;
- ii. Perceber, quanto à resistência ao esforço cortante do “concreto” e da armadura transversal, que para os experimentos analisados neste trabalho e para valores médios de razões de comparação, o critério de projeto proposto por ZSUTTY apresentou os resultados médios teóricos mais próximos dos experimentais, enquanto o proposto pelo ACI mostrou-se o mais conservador dentre os estudados;
- iii. Discorrer sobre os métodos de avaliação da resistência ao esforço cortante do reforço com PRFC, considerando os seguintes aspectos:
  - a. Nos gráficos gerados pelas razões de comparação, observa-se um paralelismo entre os segmentos de reta,

que, prende-se ao fato de que todos os critérios têm como base a analogia da treliça generalizada, divergindo em coeficientes oriundos de seus experimentos;

- b. Que o método I conduz a razões de comparação menores que o método II, o que é devido ao fato de que as razões são geradas por valores mais altos;
- c. Que o método II apresentou valores mais afastados da unidade; este fato ocorre face a tentativa de realização de um estudo isolado da contribuição ao esforço cortante oriundo do composto;
- d. Que os resultados gerais médios, obtidos por ambos os métodos, são similares.

As considerações sobre a avaliação dos critérios de projeto da resistência ao esforço cortante do reforço com PRFC estão resumidas parcialmente no quadro 7.1, e, elencadas a seguir:

- i. Para os experimentos nacionais, o critério proposto pelo ACI obteve valores mais próximos dos experimentais em 40% dos parâmetros analisados. O critério da FIB apresentou resultados teóricos mais próximos dos experimentais em aproximadamente 33%. Os outros 27% ficaram divididos igualmente entre os critérios dos pesquisadores TRIANTAFILLOU e KHALIFA *et al.*
- ii. Para os experimentos estrangeiros, os critérios propostos pelo ACI, FIB e TRIANTAFILLOU obtiveram valores mais próximos dos experimentais em aproximadamente 33,33% dos parâmetros analisados para cada um.





## 7.2 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

Face à dimensão do tema e aos diversos fatores que interagem e interferem no reforço de vigas, associados à pequena quantidade de experimentos realizados no Brasil, e pelo fato do reforço de vigas com PRFC ser relativamente recente, existe a necessidade de muitos outros estudos para estabelecer, de forma conclusiva e mais precisa, as diretrizes a serem adotadas nos critérios de projeto. Algumas sugestões de trabalhos de pesquisa que podem contribuir para o melhor entendimento dessa técnica de reforço são apresentadas a seguir:

- i. Dar prosseguimento à este trabalho, abrangendo um maior número de ensaios experimentais;
- ii. Estudar de forma mais aprofundada os sistemas de ancoragem, verificando a possibilidade de introdução nos critérios de projetos fatores a ele relacionados;
- iii. Desenvolver pesquisas que considerem as propriedades das resinas epoxídicas, observando que o modo de falha mais comum é o descolamento do reforço;
- iv. Pesquisar os efeitos da substituição de parte do concreto do substrato, visando o aumento da resistência à tração;
- v. Desenvolver métodos mais elaborados de avaliação dos critérios de projeto, focando os parâmetros individualmente, porém considerando o sistema em que estão inseridos.
- vi. Compreender melhor o comportamento mecânico dos materiais e o comportamento estrutural da viga através de métodos teóricos, tais como modelos de elementos finitos que considerem a fissuração do concreto e a aderência entre concreto e PRFC.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 440.2R-02 - Guide for the Design and Construction of Externally FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Detroit , 2002.
- \_\_\_\_\_. *ACI 440.R-02 - State-of-the-art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures*. Detroit, 1996.
- \_\_\_\_\_. *ACI 318-95 - Building code requirements for structural concrete*. Detroit, 1995.
- ARAÚJO, A. S. *Reforço ao Cisalhamento de Vigas “T” de Concreto armado com fibra de Carbono com dois tipos de ancoragem*. Brasília, 2002. 201 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, UnB.
- ARAÚJO, C. M. *Reforço à Flexão e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto com Tecidos de fibra de Carbono*. Rio de Janeiro, 2002. 140 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- ARAÚJO, J. M. *Curso de Concreto Armado*. 2. ed. Rio Grande do Sul: Dunas, v1, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118 - Projeto e execução de obras em concreto armado*. Rio de Janeiro, 2003.
- BARRERA, H.; HELENE, P. Procedimento de Reforço. In: HELENE, P. *Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: Red Rehabilitar, 2003. p. 369-426.
- BEBER, A. J. *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*. Porto Alegre, 2003. 208 f. Tese

- (Doutorado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS.
- \_\_\_\_\_. Compósitos de PRFC no Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado. *Revista IBRACON de Estruturas*, n. 2, p. 127 – 143, Nov 2005.
- BOUSSELHAM, A.; CHALLAL, O. Behavior Reinforced Concrete T-Beams Strengthened in Shear with Carbon fiber-Reinforced Polymer – An Experimental Study. *ACI Structural Journal*, Detroit, Title nº 103–S35, Mai/ Jun 2006.
- \_\_\_\_\_. Shear Strengthening Reinforced concrete Beams with Fiber-Reinforced Polymer: Assessment of Influencing Parameters and Required Research. *ACI Structural Journal*, Detroit, Title nº 101–S22, Mar/Abr 2004.
- BROSENS, K. *Strengthening of concrete structures with externally bonded reinforcement case studies*. BVSM vzw. Belgium: Leuven, 2000.
- CÁNOVAS, M. F. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. São Paulo: Pini, 1988.
- CARELLI, J. A. *Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes*. Florianópolis, 2002. 144f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003*. São Carlos: EdUFSCar, 2004.
- CERQUEIRA, E. C. *Reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado com fibras de carbono*. Rio de Janeiro, 2000. 107 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- CHENG, J. F.; TENG, J. G. Debonding Failure of RC Beams Shear-Strengthened with FRP Composites: A New Strength Model. *Structural Faults and Repair*, Detroit, 2001.

- COLOTTI, V.; SPADEA, G.; SWAMY, R. N. Analytical Model Evaluate Failure Behavior of Plated Reinforced Concrete Beams Strengthened for Shear. *ACI Structural Journal*, Detroit, Title nº 101–S74, Nov/ Dez 2004.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (CEB-FIP). *Model code 1990, Bulletin d'Information nos 203,204 e 205, final draft*. London, July 1990.
- DALCANAL, P. R. Análise do desempenho de fibras de carbono como reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado. In: *Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília, 2002. p. 1 – 9.
- DIAS, S.; BARROS, J. Materiais compósitos de CFRP no reforço ao corte de vigas de betão armado. Porto: Universidade do Minho, 2002. p. 1 – 12.
- \_\_\_\_\_. Verificação experimental de uma nova técnica de reforço ao corte com CFRP para vigas de betão armado. *Revista IBRACON de Estruturas*, n. 2, p. 103 – 126, 2005.
- EUROCODE 2. *Design of concrete structures-Part1: General Rules and Rules for Buildings*, London, December, 1991.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structure. BULLETIN 14*. Lausanne, 2001.
- FERRARI, J. V. *Reforço a flexão em vigas de concreto armada com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem*. Florianópolis, 2002. 157 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC.
- FIGURA. *Seção Transversal das Fibras de Carbono*. Disponível em <<http://www.carbonfiber.gr.jp/english/tanso/01.html>> Acesso em: 20/12/2005.
- FIGURA. Tower Bridge. Disponível em <<http://qualitywallpapers.existence.com/Nature>> Acesso em 12/12/2005.

- FORTES, A. S. *Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono*. Florianópolis, 2000. 180 f. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC.
- FUSCO, P. B. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1995.
- GALLARDO, G. O. *Reforço ao Esforço Cortante em vigas de concreto aplicando-se folhas flexíveis de fibras de carbono pré-impregnadas*. Campinas, 2002. 178 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP.
- GALVEZ, L. E. M. *Reforço estrutural à cortante em vigas de concreto armado por meio de colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono*. Campinas, 2003. 174 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP.
- JUVANDES, L.F.P. *Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP*. Porto, 1999. Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP.
- KHALIFA, A.; NANNI, A. Improving Shear Capacity of Existing RC T-Section Beams Using CFRP Composite. *Cement and Concrete Composites*, v. 22, n. 2, p. 165-174, Jul. 2000.
- \_\_\_\_\_. Rehabilitation of Rectangular Simply Supported RC Beams with Shear Deficiencies Using CFPR Composites. *Construction and Building Material*, v. 16, n. 3, p. 135-146, 2002.
- KHALIFA, A.; GOLD, W. J.; NANNI, A.; AZIZ, M. I. A. Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of Flexural Members. *ASCE-Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 4, , p. 195-203, Nov. 1998.
- LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. *Construções de concreto – Princípios do dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro: Interciência, v1, 1977.

- MACHADO, A. P. *Reforço de estrutura de concreto armado com fibras de carbono*. São Paulo: Pini, 2002.
- \_\_\_\_\_. *Refuerzo de Estructuras de Concreto Armado com Fibras de Carbono*. Belo Horizonte: Degussa, 2005.
- \_\_\_\_\_. *Fibras de Carbono, Manual Prático de Dimensionamento*. Belo Horizonte: Basf, 2006.
- MATTHYS, S. *Structural Behaviour and Design of Concrete Member strengthened With Externally Bonded FRP Reinforcement*. Belgium, 2000. 345 f. Tese (Doutorado), Ghent University.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo: Pini, 1994.
- MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. *Patologia nas Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.
- MORENO JR, A.L.; GALLARDO, G. O. Vigas de concreto com seção transversal em “T” reforçadas ao esforço cisalhamento por intermédio de folhas de fibras de carbono. In: *Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília, 2002. p. 1 – 17.
- MÖRSCH, E. *Cálculo Del hormigón armado*. 5. ed. Barcelona: G. Gili, 1959.
- NANNI, A.; KHALIFA, A.; ALKHRDAJI, T.; LANSBURG, S. Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement. *Concrete International: Design and Construction*, v.21, n.10, p.49-54, Out1999.
- NORRIS, T.; SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. 1997. Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets. *Journal of Structural Engineering*, Jul. 1997, v.123, n. 7, p. 903-911.

- O'BRIEN, E. J.; DIXON, A. S. *Reinforced and prestressed concrete design – The complete process*. Malaysia: Longman Scientific & Technical, 1995.
- PFEIL, W. *Concreto armado: dimensionamento*. São Paulo: Ed. USP, 1975.
- RÜSCH, H. *Concreto armado e protendido – Propriedades dos materiais e dimensionamento*. Rio de Janeiro: Campus, 1980.
- SALLES NETO, M. *Comportamento ao Cisalhamento de Vigas "T" de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*. Brasília, 2000. 266 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília. UnB.
- SILVA, F. H. B.; MELO, G. S. Modelos de Dimensionamento e Verificação. In: ISAIA, G. C. *Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: Ippis, 2005. pág. 143-163.
- SILVA FILHO, J. N. *Vigas "T" de Concreto armado reforçadas ao cisalhamento com compósito de fibra de Carbono*. Brasília, 2001. 266 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, UnB.
- SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. *Patologia recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1998.
- SÜSSEKIND, J. C. *Curso de concreto - Concreto Armado*. 4. ed. Rio de Janeiro: Globo, v1, 1985.
- S&P Clever Reinforcement Company Home. A. *Seção Transversal das Fibras de Carbono*. Disponível em <<http://www.reinforcement.ch/fibre.htm>> Acesso em: 12/12/2005.
- TEKNIK, S; TÄLJSTEN, B. Strengthening Concrete Beams for Shear With CFRP Sheets. *Structural Faults and Repair*, Detroit, 2001.

TRIANTAFILLOU, T. C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. *ACI Structural Journal*, Detroit, Mar/Apr 1998, v.95, n. 2, p. 107-115.

ZSUTTY, T. C. Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. *ACI Journal*, Detroit, Nov 1968, p.942–951.



## APÊNDICE

### A. TABELAS GERADORAS DOS GRÁFICOS DE VARIAÇÃO DAS RAZÕES DAS VIGAS REFORÇADAS PELOS PESQUISADORES

Este apêndice traz tabelas geradoras dos gráficos de variação das razões de comparação dos modelos I e II, sendo importante frisar que os resultados da análise destas tabelas encontram-se no item 6.3 desta dissertação.

**Tabela A. 1 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Beber (2003), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
BEBER (2003)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vcm	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
V9A	196,24	98,12	56,92	19,30	76,22	1,2873	34,52	91,44	1,0730	29,11	86,03	1,1405	50,28	107,20	0,9153	23,51	80,43	1,2200
V9B	208,58	104,29	56,92	19,30	76,22	1,3682	34,52	91,44	1,1405	29,11	86,03	1,2122	50,28	107,20	0,9729	23,51	80,43	1,2967
V21A	230,38	115,19	56,92	19,30	76,22	1,5112	34,52	91,44	1,2597	29,11	86,03	1,3389	50,28	107,20	1,0745	23,51	80,43	1,4323
V10A	214,97	107,49	56,92	25,57	82,49	1,3030	34,52	91,44	1,1754	33,04	89,96	1,1948	50,28	107,20	1,0027	34,02	90,94	1,1820
V10B	211,98	105,99	56,92	25,57	82,49	1,2848	34,52	91,44	1,1591	33,04	89,96	1,1782	50,28	107,20	0,9887	34,02	90,94	1,1655
V17A	205,57	102,79	56,92	25,57	82,49	1,2460	34,52	91,44	1,1240	33,04	89,96	1,1426	50,28	107,20	0,9588	34,02	90,94	1,1303
V11A	196,85	98,43	56,92	25,57	82,49	1,1931	34,52	91,44	1,0763	33,04	89,96	1,0941	50,28	107,20	0,9181	34,02	90,94	1,0823
V11B	249,60	124,80	56,92	25,57	82,49	1,5129	34,52	91,44	1,3648	33,04	89,96	1,3873	50,28	107,20	1,1642	34,02	90,94	1,3724
V17B	185,86	92,93	56,92	25,57	82,49	1,1265	34,52	91,44	1,0163	33,04	89,96	1,0330	50,28	107,20	0,8669	34,02	90,94	1,0219
V12A	232,71	116,36	56,92	25,57	82,49	1,4105	34,52	91,44	1,2724	33,04	89,96	1,2934	50,28	107,20	1,0854	42,58	99,50	1,1694
V18A	254,57	127,29	56,92	25,57	82,49	1,5430	34,52	91,44	1,3919	33,04	89,96	1,4149	50,28	107,20	1,1874	42,58	99,50	1,2793
V20A	280,24	140,12	56,92	25,57	82,49	1,6986	34,52	91,44	1,5323	33,04	89,96	1,5576	50,28	107,20	1,3071	42,58	99,50	1,4082
V12B	203,30	101,65	56,92	19,31	76,23	1,3335	34,53	91,45	1,1115	31,42	88,34	1,1507	55,26	112,18	0,9061	23,51	80,43	1,2639
V14B	183,30	91,65	56,92	19,31	76,23	1,2023	34,53	91,45	1,0022	31,42	88,34	1,0375	55,26	112,18	0,8170	23,51	80,43	1,1395
V19A	236,83	118,42	56,92	25,58	82,50	1,4354	34,53	91,45	1,2949	34,19	91,11	1,2996	55,26	112,18	1,0556	34,02	90,94	1,3021
V19B	230,26	115,13	56,92	25,58	82,50	1,3956	34,53	91,45	1,2590	34,19	91,11	1,2636	55,26	112,18	1,0263	34,02	90,94	1,2659
V13A	244,01	122,01	56,92	38,61	95,53	1,2772	50,60	107,52	1,1348	41,17	98,09	1,2437	70,98	127,90	0,9539	47,01	103,93	1,1739
V13B	251,50	125,75	56,92	38,61	95,53	1,3164	50,60	107,52	1,1696	41,17	98,09	1,2819	70,98	127,90	0,9832	47,01	103,93	1,2099
V15B	276,74	138,37	56,92	51,15	108,07	1,2804	50,60	107,52	1,2870	46,73	103,65	1,3350	70,98	127,90	1,0818	68,04	124,96	1,1073
V16B	224,85	112,43	56,92	51,15	108,07	1,0403	50,60	107,52	1,0456	46,73	103,65	1,0847	70,98	127,90	0,8790	68,04	124,96	0,8997
V18B	267,92	133,96	56,92	51,15	108,07	1,2396	69,05	125,97	1,0634	46,73	103,65	1,2925	70,98	127,90	1,0474	85,16	142,08	0,9429
V16A	404,82	202,41	56,92	51,15	108,07	1,8730	69,05	125,97	1,6068	46,73	103,65	1,9529	70,98	127,90	1,5825	85,16	142,08	1,4246
V14A	256,78	128,39	56,92	54,60	111,52	1,1513	61,43	118,35	1,0848	62,83	119,75	1,0722	87,48	144,40	0,8891	47,01	103,93	1,2353
V15A	241,12	120,56	56,92	54,60	111,52	1,0811	61,43	118,35	1,0186	62,83	119,75	1,0068	87,48	144,40	0,8349	47,01	103,93	1,1600
V22B	285,82	142,91	56,92	96,52	153,44	0,9314	108,58	165,50	0,8635	47,09	104,01	1,3740	78,74	135,66	1,0534	-	-	-
V20B	225,02	112,51	56,92	96,52	153,44	0,7333	108,58	165,50	0,6798	47,09	104,01	1,0817	78,74	135,66	0,8294	-	-	-
V21B	271,40	135,70	56,92	96,53	153,45	0,8843	131,85	188,77	0,7189	63,11	120,03	1,1306	102,52	159,44	0,8511	-	-	-
V22A	251,19	125,60	56,92	96,53	153,45	0,8185	131,85	188,77	0,6653	63,11	120,03	1,0464	102,52	159,44	0,7877	-	-	-
Média						1,2671			1,1283			1,2372			1,0007			1,2036
Desvio Padrão						0,2516			0,2231			0,1953			0,1671			0,1379
Coef. De variação						19,86%			19,77%			15,79%			16,69%			11,45%

**Tabela A. 2 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Beber (2003), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto										
BEBER (2003)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vcm	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)	
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	
V9A	196,24	98,12	56,92	41,20	19,30	2,1343	34,52	1,1934	29,11	1,4151	50,28	0,8194	23,51	1,7528	
V9B	208,58	104,29	56,92	47,37	19,30	2,4540	34,52	1,3721	29,11	1,6270	50,28	0,9421	23,51	2,0153	
V21A	230,38	115,19	56,92	58,27	19,30	3,0186	34,52	1,6878	29,11	2,0014	50,28	1,1589	23,51	2,4790	
V10A	214,97	107,49	56,92	50,57	25,57	1,9773	34,52	1,4646	33,04	1,5304	50,28	1,0057	34,02	1,4864	
V10B	211,98	105,99	56,92	49,07	25,57	1,9188	34,52	1,4213	33,04	1,4851	50,28	0,9759	34,02	1,4425	
V17A	205,57	102,79	56,92	45,87	25,57	1,7935	34,52	1,3285	33,04	1,3881	50,28	0,9122	34,02	1,3482	
V11A	196,85	98,43	56,92	41,51	25,57	1,6230	34,52	1,2022	33,04	1,2562	50,28	0,8255	34,02	1,2201	
V11B	249,60	124,80	56,92	67,88	25,57	2,6543	34,52	1,9662	33,04	2,0544	50,28	1,3501	34,02	1,9954	
V17B	185,86	92,93	56,92	36,01	25,57	1,4081	34,52	1,0430	33,04	1,0899	50,28	0,7162	34,02	1,0585	
V12A	232,71	116,36	56,92	59,44	25,57	2,3241	34,52	1,7216	33,04	1,7989	50,28	1,1821	42,58	1,3959	
V18A	254,57	127,29	56,92	70,37	25,57	2,7515	34,52	2,0382	33,04	2,1297	50,28	1,3995	42,58	1,6526	
V20A	280,24	140,12	56,92	83,20	25,57	3,2534	34,52	2,4099	33,04	2,5181	50,28	1,6548	42,58	1,9540	
V12B	203,30	101,65	56,92	44,73	19,31	2,3169	34,53	1,2954	31,42	1,4237	55,26	0,8094	23,51	1,9027	
V14B	183,30	91,65	56,92	34,73	19,31	1,7989	34,53	1,0058	31,42	1,1054	55,26	0,6285	23,51	1,4773	
V19A	236,83	118,42	56,92	61,50	25,58	2,4043	34,53	1,7810	34,19	1,7984	55,26	1,1128	34,02	1,8074	
V19B	230,26	115,13	56,92	58,21	25,58	2,2759	34,53	1,6858	34,19	1,7024	55,26	1,0533	34,02	1,7109	
V13A	244,01	122,01	56,92	65,09	38,61	1,6858	50,60	1,2863	41,17	1,5807	70,98	0,9169	47,01	1,3845	
V13B	251,50	125,75	56,92	68,83	38,61	1,7829	50,60	1,3604	41,17	1,6717	70,98	0,9697	47,01	1,4641	
V15B	276,74	138,37	56,92	81,45	51,15	1,5925	50,60	1,6098	46,73	1,7431	70,98	1,1475	68,04	1,1971	
V16B	224,85	112,43	56,92	55,51	51,15	1,0852	50,60	1,0970	46,73	1,1879	70,98	0,7820	68,04	0,8158	
V18B	267,92	133,96	56,92	77,04	51,15	1,5063	69,05	1,1157	46,73	1,6487	70,98	1,0853	85,16	0,9047	
V16A	404,82	202,41	56,92	145,49	51,15	2,8446	69,05	2,1071	46,73	3,1137	70,98	2,0497	85,16	1,7085	
V14A	256,78	128,39	56,92	71,47	54,60	1,3090	61,43	1,1634	62,83	1,1375	87,48	0,8170	47,01	1,5203	
V15A	241,12	120,56	56,92	63,64	54,60	1,1656	61,43	1,0359	62,83	1,0129	87,48	0,7275	47,01	1,3537	
V22B	285,82	142,91	56,92	85,99	96,52	0,8909	108,58	0,7919	47,09	1,8260	78,74	1,0921	-	-	
V20B	225,02	112,51	56,92	55,59	96,52	0,5760	108,58	0,5120	47,09	1,1804	78,74	0,7060	-	-	
V21B	271,40	135,70	56,92	78,78	96,53	0,8161	131,85	0,5975	63,11	1,2483	102,52	0,7684	-	-	
V22A	251,19	125,60	56,92	68,68	96,53	0,7114	131,85	0,5209	63,11	1,0882	102,52	0,6698	-	-	
Média							1,8598		1,3505		1,5987		1,0099		1,5437
Des. Padrão							0,7176		0,4704		0,4711		0,3141		0,3801
Coef. de Variação							38,58%		34,83%		29,47%		31,10%		24,63%

**Tabela A. 3 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por ARAÚJO, A. S. (2002), Método I**

Experimento					Critérios de Projeto														
SANTOS DE ARAÚJO (2002)					ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	
V2	295,00	147,50	130,00	38,58	168,58	0,8750	61,09	191,09	0,7719	39,96	169,96	0,8679	99,15	229,15	0,6437	69,93	199,93	0,7378	
V3	315,00	157,50	130,00	38,58	168,58	0,9343	61,09	191,09	0,8242	39,96	169,96	0,9267	99,15	229,15	0,6873	69,93	199,93	0,7878	
V4	300,00	150,00	130,00	64,33	194,33	0,7719	88,14	218,14	0,6876	43,00	173,00	0,8671	85,46	215,46	0,6962	160,84	290,84	0,5157	
V6	650,00	325,00	186,00	68,46	254,46	1,2772	92,42	278,42	1,1673	72,76	258,76	1,2560	97,15	283,15	1,1478	130,93	316,93	1,0255	
V7	788,00	394,00	186,00	157,46	343,46	1,1471	212,57	398,57	0,9885	78,34	264,34	1,4905	83,73	269,73	1,4607	301,15	487,15	0,8088	
V8	612,00	306,00	186,00	68,52	254,52	1,2023	92,50	278,50	1,0987	75,20	261,20	1,1715	118,89	304,89	1,0037	131,04	317,04	0,9652	
Média							1,0346		0,9230			1,0966			0,9399			0,8068	
Desvio Padrão							0,2021		0,1912			0,2530			0,3254			0,1804	
Coef. De variação							19,53%		20,72%			23,07%			34,62%			22,36%	

**Tabela A. 4 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por ARAÚJO, A. S. (2002), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto									
SANTOS ARAÚJO (2002)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-
V2	295,00	147,50	130,00	17,50	38,58	0,4536	61,09	0,2865	39,96	0,4380	99,15	0,1765	133,64	0,1310
V3	315,00	157,50	130,00	27,50	38,58	0,7129	61,09	0,4501	39,96	0,6882	99,15	0,2773	133,64	0,2058
V4	300,00	150,00	130,00	20,00	64,33	0,3109	88,14	0,2269	43,00	0,4651	85,46	0,2340	307,36	0,0651
V6	650,00	325,00	186,00	139,00	68,46	2,0303	92,42	1,5039	72,76	1,9104	97,15	1,4308	130,93	1,0616
V7	788,00	394,00	186,00	208,00	157,46	1,3210	212,57	0,9785	78,34	2,6550	83,73	2,4842	301,15	0,6907
V8	612,00	306,00	186,00	120,00	68,52	1,7514	92,50	1,2973	75,20	1,5958	118,89	1,0094	131,04	0,9157
Média						1,0967		0,7905		1,2921		0,9354		0,5116
Des. Padrão						0,7112		0,5457		0,9066		0,9111		0,4326
Coef. Variação						64,85%		69,02%		70,17%		97,41%		84,55%



**Tabela A. 9 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2003), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto																	
GALVEZ (2003)				ACI 440 (2002)				FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)				
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vsw	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
V1G1	134,00	67,00	42,50	15,90	58,40	1,1473	35,24	77,74	0,8619	24,72	67,22	0,9967	49,92	92,42	0,7250	68,08	110,58	0,6059			
V2G1	145,00	72,50	42,50	22,48	64,98	1,1157	42,79	85,29	0,8501	40,06	82,56	0,8781	63,26	105,76	0,6855	68,08	110,58	0,6556			
V1G2	241,00	120,50	75,00	27,84	102,84	1,1717	50,25	125,25	0,9621	34,16	109,16	1,1039	47,59	122,59	0,9829	64,91	139,91	0,8613			
V2G2	175,00	87,50	75,00	18,61	93,61	0,9347	25,13	100,13	0,8739	28,51	103,51	0,8453	35,29	110,29	0,7934	42,29	117,29	0,7460			
V3G2	232,00	116,00	75,00	18,61	93,61	1,2392	25,13	100,13	1,1585	28,51	103,51	1,1207	35,29	110,29	1,0518	63,43	138,43	0,8379			
Média						1,1217			0,9413			0,9890			0,8477			0,7414			
Desvio Padrão						0,1140			0,1292			0,1260			0,1615			0,1112			
Coef. De variação						10,16%			13,73%			12,74%			19,05%			14,99%			

**Tabela A. 10 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2003), Método II**

Experimento				Critérios de Projeto																	
GALVEZ (2003)				ACI 440 (2002)				FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)				
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vsw	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)							
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	
V1G1	134,00	67,00	42,50	24,50	15,90	1,5410	35,24	0,6953	24,72	0,9911	49,92	0,4908	68,08	0,3599							
V2G1	145,00	72,50	42,50	30,00	22,48	1,3343	42,79	0,7011	40,06	0,7488	63,26	0,4742	68,08	0,4407							
V1G2	241,00	120,50	75,00	45,50	27,84	1,6341	50,25	0,9055	34,16	1,3321	47,59	0,9560	64,91	0,7010							
V2G2	175,00	87,50	75,00	12,50	18,61	0,6716	25,13	0,4975	28,51	0,4385	35,29	0,3542	42,29	0,2956							
V3G2	232,00	116,00	75,00	41,00	18,61	2,2029	25,13	1,6318	28,51	1,4381	35,29	1,1619	63,43	0,6463							
Média						1,4768		0,8862		0,9897		0,6874		0,4887							
Des. Padrão						0,5533		0,4410		0,4124		0,3509		0,1776							
Coef. de Variação						37,47%		49,77%		41,67%		51,04%		36,34%							

**Tabela A. 11 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALLARDO (2002), Método I**

Experimentos				Critérios de Projeto																	
GALLARDO (2002)				ACI 440 (2002)				FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)				
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
V2	212,48	106,24	117,03	28,15	145,18	0,7318	50,14	167,17	0,6355	33,55	150,58	0,7055	70,41	187,44	0,5668	45,26	162,29	0,6546			
V3	257,16	128,58	117,03	28,15	145,18	0,8856	50,14	167,17	0,7692	33,64	150,67	0,8534	70,41	187,44	0,6860	45,52	162,55	0,7910			
V4	277,00	138,50	117,03	28,15	145,18	0,9540	50,14	167,17	0,8285	37,66	154,69	0,8953	70,41	187,44	0,7389	62,57	179,60	0,7712			
V5	323,00	161,50	117,03	28,15	145,18	1,1124	50,14	167,17	0,9661	37,28	154,31	1,0466	70,41	187,44	0,8616	61,06	178,09	0,9068			
V6	298,46	149,23	117,03	28,15	145,18	1,0279	50,14	167,17	0,8927	37,22	154,25	0,9675	70,41	187,44	0,7961	60,80	177,83	0,8392			
Média						0,9423			0,8184			0,8937			0,7299			0,7926			
Desvio Padrão						0,1448			0,1258			0,1283			0,1122			0,0932			
Coef. De variação						15,37%			15,37%			14,36%			15,37%			11,75%			

**Tabela A. 12 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALLARDO (2002), Método II**

Experimento				Critérios de Projeto																	
GALLARDO (2002)				ACI 440 (2002)				FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)				
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)							
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	
V2	212,48	106,24	117,03	-10,79	28,15	-0,3833	50,14	-0,2152	33,55	-0,3216	70,41	-0,1532	45,26	-0,2384							
V3	257,16	128,58	117,03	11,55	28,15	0,4103	50,14	0,2304	33,64	0,3434	70,41	0,1640	45,52	0,2538							
V4	277,00	138,50	117,03	21,47	28,15	0,7626	50,14	0,4282	37,66	0,5701	70,41	0,3049	62,57	0,3431							
V5	323,00	161,50	117,03	44,47	28,15	1,5796	50,14	0,8870	37,28	1,1927	70,41	0,6315	61,06	0,7283							
V6	298,46	149,23	117,03	32,20	28,15	1,1438	50,14	0,6423	33,64	0,9573	70,41	0,4573	45,52	0,7074							
Média						0,7026		0,3945		0,5484		0,2809		0,3588							
Des. Padrão						0,7470		0,4195		0,5877		0,2987		0,3956							
Coef. Variação						106,32%		106,32%		107,18%		106,32%		110,24%							

**Tabela A. 13 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2000), Método I**

Experimentos				Critérios de Projeto														
GALVEZ (2000)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vsw	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
V1G1	134,00	67,00	42,50	17,62	60,12	1,1144	37,33	79,83	0,8393	26,18	68,68	0,9756	49,92	92,42	0,7250	68,08	110,58	0,6059
V2G1	145,00	72,50	42,50	24,92	67,42	1,0754	45,32	87,82	0,8255	42,12	84,62	0,8567	63,26	105,76	0,6855	68,08	110,58	0,6556
V1G2	241,00	120,50	75,00	26,80	101,80	1,1837	49,56	124,56	0,9674	33,50	108,50	1,1106	47,59	122,59	0,9829	64,91	139,91	0,8613
Média							1,1245		0,8774			0,9810			0,7978			0,7076
Desvio Padrão							0,0548		0,0782			0,1270			0,1615			0,1354
Coef. De variação							4,88%		8,91%			12,95%			20,25%			19,13%

**Tabela A. 14 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por GALVEZ (2000), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto											
GALVEZ (2000)					ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vsw	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf (C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr)	Vf(exp.)/Vf(Tr)	Vf(Kh)	Vf(exp.)/Vf(Kh)		
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-		
V1G1	134	67,00	42,50	24,50	17,62	1,3905	37,33	0,6564	26,18	0,9360	49,92	0,4908	68,08	0,3599		
V2G1	145	72,50	42,50	30,00	24,92	1,2040	45,32	0,6619	42,12	0,7122	63,26	0,4742	68,08	0,4407		
V1G2	241	120,50	75,00	45,50	26,80	1,6976	49,56	0,9180	33,50	1,3583	47,59	0,9560	64,91	0,7010		
Média							1,4307	0,7454		1,0022		0,6403		0,5005		
Des. Padrão							0,2493	0,1495		0,3281		0,2735		0,1783		
Coef. de Variação							17,42%	20,05%		32,74%		42,71%		35,62%		

**Tabela A. 15 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Araújo C M (2000), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
ARAÚJO, CM (2002)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
VC-1	360,00	180,00	110,00	70,74	180,74	0,9959	89,51	199,51	0,9022	44,10	154,10	1,1680	116,14	226,14	0,7960	174,33	284,33	0,6331
VC-3	360,00	180,00	200,00	101,35	301,35	0,5973	121,31	321,31	0,5602	47,81	247,81	0,7264	97,75	297,75	0,6045	303,70	503,70	0,3574
Média							0,7966		0,7312			0,9472			0,7002			0,4952
Desvio Padrão							0,2818		0,2418			0,3123			0,1353			0,1949
Coef. De variação							35,38%		33,07%			32,97%			19,33%			39,37%

**Tabela A. 16 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Araújo C M (2000), Método II**

Experimento				Critérios de Projeto														
ARUJO CM (2002)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf (C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr)	Vf(exp.)/Vf(Tr)	Vf(Kh)	Vf(exp.)/Vf(Kh)				
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-				
VC-1	360,00	180,00	110,00	70,00	70,74	0,9895	89,51	0,7820	44,10	1,5871	116,14	0,6027	174,33	0,4015				
VC-3	360,00	180,00	200,00	-20,00	101,35	-0,1973	121,31	-0,1649	47,81	-0,4183	97,75	-0,2046	303,70	-0,0659				
Média							0,3961	0,3086		0,5844		0,1990		0,1678				
Des. Padrão							0,8392	0,6696		1,4181		0,5709		0,3305				
Coef. Variação							211,88%	216,98%		242,66%		286,80%		196,91%				

**Tabela A. 17 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por CERQUEIRA (2000), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
CERQUEIRA (2000)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vem	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
V2ES	322,00	161,00	200,00	63,66	263,66	0,6106	113,78	313,78	0,5131	50,94	250,94	0,6416	104,92	304,92	0,5280	-25,98	174,02	0,9252
V2D	322,00	161,00	200,00	66,71	266,71	0,6037	160,91	360,91	0,4461	51,21	251,21	0,6409	148,37	348,37	0,4621	-47,73	152,27	1,0573
V4ES	360,00	180,00	200,00	69,83	269,83	0,6671	165,09	365,09	0,4930	52,67	252,67	0,7124	148,37	348,37	0,5167	434,85	634,85	0,2835
V4D	360,00	180,00	200,00	66,64	266,64	0,6751	116,73	316,73	0,5683	52,42	252,42	0,7131	104,92	304,92	0,5903	307,48	507,48	0,3547
V5ES	330,00	165,00	200,00	64,54	264,54	0,6237	115,94	315,94	0,5223	53,67	253,67	0,6505	109,05	309,05	0,5339	319,60	519,60	0,3176
V5D	330,00	165,00	200,00	68,77	268,77	0,6139	163,96	363,96	0,4534	55,24	255,24	0,6465	154,22	354,22	0,4658	451,99	651,99	0,2531
Média							0,6323		0,4994			0,6675			0,5161			0,5319
Desvio Padrão							0,0308		0,0457			0,0352			0,0478			0,3599
Coef. De variação							4,87%		9,16%			5,28%			9,25%			67,66%

**Tabela A. 18 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por CERQUEIRA (2000), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto												
CERQUEIRA (2000)					ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vcm	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)			
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-			
V2ES	322,00	161,00	200,00	-39,00	63,66	-0,6126	113,78	-0,3428	50,94	-0,7656	104,92	-0,3717	-25,98	1,5013			
V2D	322,00	161,00	200,00	-39,00	66,71	-0,5847	160,91	-0,2424	51,21	-0,7616	148,37	-0,2629	-47,73	0,8171			
V4ES	360,00	180,00	200,00	-20,00	69,83	-0,2864	165,09	-0,1211	52,67	-0,3797	148,37	-0,1348	-49,97	0,4003			
V4D	360,00	180,00	200,00	-20,00	66,64	-0,3001	116,73	-0,1713	52,42	-0,3815	104,92	-0,1906	-27,19	0,7355			
V5ES	330,00	165,00	200,00	-35,00	64,54	-0,5423	115,94	-0,3019	53,67	-0,6522	109,05	-0,3210	-24,94	1,4035			
V5D	330,00	165,00	200,00	-35,00	68,77	-0,5090	163,96	-0,2135	55,24	-0,6336	154,22	-0,2269	-45,24	0,7737			
Média						-0,4725		-0,2322		-0,5957		-0,2513		0,8635			
Des. Padrão						0,1434		0,0819		0,1752		0,0864		0,4619			
Coef. de Variação						-30,34%		-35,30%		-29,42%		-34,38%		53,48%			

**Tabela A. 19 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Dalcanal (2002), Método I**

Experimento					Critérios de Projeto													
DALCANAL (2002)					ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
V45 1	106,46	53,23	35,50	7,21	42,71	1,2464	16,92	52,42	1,0155	3,03	38,53	1,3814	13,26	48,76	1,0916	-	-	-
V45 2	100,00	50,00	35,50	7,21	42,71	1,1708	16,92	52,42	0,9539	3,03	38,53	1,2976	13,26	48,76	1,0253	-	-	-
V90 1	85,00	42,50	35,50	7,75	43,25	0,9828	23,65	59,15	0,7185	3,08	38,58	1,1017	18,95	54,45	0,7805	-	-	-
V90 2	94,50	47,25	35,50	7,75	43,25	1,0926	23,65	59,15	0,7988	3,08	38,58	1,2248	18,95	54,45	0,8678	-	-	-
Média						1,1231			0,8716			1,2514			0,9413			
Desvio Padrão						0,1127			0,1369			0,1185			0,1425			
Coef. De variação						10,03%			15,70%			9,47%			15,14%			

**Tabela A. 20 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Dalcanal (2002), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto												
DALCANAL (2002)					ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf (C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf (Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf (Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)			
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-			
V45 1	106,46	53,23	35,50	17,73	7,21	2,4599	16,92	1,0479	3,03	5,8438	13,26	1,3366	-	-			
V45 2	100,00	50,00	35,50	14,50	7,21	2,0118	16,92	0,8570	3,03	4,7792	13,26	1,0931	-	-			
V90 1	85,00	42,50	35,50	7,00	7,75	0,9037	23,65	0,2960	3,08	2,2747	18,95	0,3694	-	-			
V90 2	94,50	47,25	35,50	11,75	7,75	1,5170	23,65	0,4968	3,08	3,8183	18,95	0,6201	-	-			
Média						1,7231		0,6744		4,1790		0,8548					
Des. Padrão						0,6683		0,3404		1,5152		0,4396					
Coef. Variação						38,79%		50,48%		36,26%		51,42%					

**Tabela A. 21 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2002), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
KHALIFA E NANNI (2002)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)			
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
SW3-2ES	354,00	177,00	126,50	55,49	181,99	0,9726	51,64	178,14	0,9936	50,07	176,57	1,0024	75,69	202,19	0,8754	71,04	197,54	0,8960
SW3-2D	354,00	177,00	126,50	55,49	181,99	0,9726	51,64	178,14	0,9936	50,07	176,57	1,0024	75,69	202,19	0,8754	71,04	197,54	0,8960
SW4-2ES	361,00	180,50	100,00	55,49	155,49	1,1608	51,64	151,64	1,1904	50,07	150,07	1,2027	75,69	175,69	1,0274	71,04	171,04	1,0553
SW4-2D	361,00	180,50	100,00	55,49	155,49	1,1608	51,64	151,64	1,1904	50,07	150,07	1,2027	75,69	175,69	1,0274	71,04	171,04	1,0553
SO3-2ES	262,00	131,00	77,00	28,11	105,11	1,2464	39,38	116,38	1,1256	33,55	110,55	1,1850	58,68	135,68	0,9655	35,98	112,98	1,1595
SO3-2D	262,00	131,00	77,00	28,11	105,11	1,2464	39,38	116,38	1,1256	33,55	110,55	1,1850	58,68	135,68	0,9655	35,98	112,98	1,1595
SO3-3ES	266,00	133,00	77,00	42,16	119,16	1,1161	47,07	124,07	1,0720	44,03	121,03	1,0989	71,57	148,57	0,8952	53,97	130,97	1,0155
SO3-3D	266,00	133,00	77,00	42,16	119,16	1,1161	47,07	124,07	1,0720	44,03	121,03	1,0989	71,57	148,57	0,8952	53,97	130,97	1,0155
SO4-2ES	289,00	144,50	77,00	70,27	147,27	0,9812	58,93	135,93	1,0630	55,47	132,47	1,0908	75,69	152,69	0,9464	89,95	166,95	0,8655
SO4-2D	289,00	144,50	77,00	70,27	147,27	0,9812	58,93	135,93	1,0630	55,47	132,47	1,0908	75,69	152,69	0,9464	89,95	166,95	0,8655
SO3-5ES	339,00	169,50	77,00	70,27	147,27	1,1510	58,93	135,93	1,2469	55,47	132,47	1,2795	75,69	152,69	1,1101	89,95	166,95	1,0152
SO3-5D	339,00	169,50	77,00	70,27	147,27	1,1510	58,93	135,93	1,2469	55,47	132,47	1,2795	75,69	152,69	1,1101	89,95	166,95	1,0152
SO4-2ES	255,00	127,50	65,00	28,11	93,11	1,3694	39,38	104,38	1,2215	33,55	98,55	1,2938	58,68	123,68	1,0309	35,98	100,98	1,2626
SO4-2D	255,00	127,50	65,00	28,11	93,11	1,3694	39,38	104,38	1,2215	33,55	98,55	1,2938	58,68	123,68	1,0309	35,98	100,98	1,2626
SO4-3ES	310,00	155,00	65,00	70,27	135,27	1,1459	58,93	123,93	1,2507	55,47	120,47	1,2866	75,69	140,69	1,1017	89,95	154,95	1,0003
SO4-3D	310,00	155,00	65,00	70,27	135,27	1,1459	58,93	123,93	1,2507	55,47	120,47	1,2866	75,69	140,69	1,1017	89,95	154,95	1,0003
Média						1,1005			1,1033			1,1308			0,9573			0,9999
Desvio Padrão						0,1068			0,0813			0,0875			0,0739			0,1075
Coef. De variação						9,70%			7,37%			7,74%			7,72%			10,75%

**Tabela A. 22 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2002), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto									
KHALIFA E NANNI (2002)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-
SW3-2ES	354,00	177,00	126,50	50,50	55,49	0,9100	51,64	0,9780	50,07	1,0085	75,69	0,6672	151,95	0,3323
SW3-2D	354,00	177,00	126,50	50,50	55,49	0,9100	51,64	0,9780	50,07	1,0085	75,69	0,6672	151,95	0,3323
SW4-2ES	361,00	180,50	100,00	80,50	55,49	1,4507	51,64	1,5590	50,07	1,6076	75,69	1,0636	151,95	0,5298
SW4-2D	361,00	180,50	100,00	80,50	55,49	1,4507	51,64	1,5590	50,07	1,6076	75,69	1,0636	151,95	0,5298
SO3-2ES	262,00	131,00	77,00	54,00	28,11	1,9213	39,38	1,3713	33,55	1,6097	58,68	0,9203	60,78	0,8884
SO3-2D	262,00	131,00	77,00	54,00	28,11	1,9213	39,38	1,3713	33,55	1,6097	58,68	0,9203	60,78	0,8884
SO3-3ES	266,00	133,00	77,00	56,00	42,16	1,3283	47,07	1,1897	44,03	1,2718	71,57	0,7825	91,17	0,6142
SO3-3D	266,00	133,00	77,00	56,00	42,16	1,3283	47,07	1,1897	44,03	1,2718	71,57	0,7825	91,17	0,6142
SO3-4ES	289,00	144,50	77,00	67,50	70,27	0,9606	58,93	1,1454	55,47	1,2168	75,69	0,8918	151,95	0,4442
SO3-4D	289,00	144,50	77,00	67,50	70,27	0,9606	58,93	1,1454	55,47	1,2168	75,69	0,8918	151,95	0,4442
SO3-5ES	339,00	169,50	77,00	92,50	70,27	1,3164	58,93	1,5696	55,47	1,6675	75,69	1,2221	151,95	0,6087
SO3-5D	339,00	169,50	77,00	92,50	70,27	1,3164	58,93	1,5696	55,47	1,6675	75,69	1,2221	151,95	0,6087
SO4-2ES	255,00	127,50	65,00	62,50	28,11	2,2237	39,38	1,5871	33,55	1,8631	58,68	1,0652	60,78	1,0283
SO4-2D	255,00	127,50	65,00	62,50	28,11	2,2237	39,38	1,5871	33,55	1,8631	58,68	1,0652	60,78	1,0283
SO4-3ES	310,00	155,00	65,00	90,00	70,27	1,2808	58,93	1,5272	55,47	1,6224	75,69	1,1891	151,95	0,5923
SO4-3D	310,00	155,00	65,00	90,00	70,27	1,2808	58,93	1,5272	55,47	1,6224	75,69	1,1891	151,95	0,5923
Média							1,4240		1,3659		1,4834		0,9752	
Des. Padrão							0,4332		0,2262		0,2757		0,1878	
Coef. Variação							30,42%		16,56%		18,59%		19,26%	

**Tabela A. 23 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000), Método I**

Experimento					Critérios de Projeto										
KHALIFA E NANNI (2000)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
BT2	310,00	155,00	90,00	80,06	170,06	0,9115	89,40	179,40	0,8640	57,10	147,10	1,0537	104,93	194,93	0,7951
BT3	315,00	157,50	90,00	80,06	170,06	0,9262	89,40	179,40	0,8779	57,10	147,10	1,0707	104,93	194,93	0,8080
BT4	324,00	162,00	90,00	32,02	122,02	1,3276	59,48	149,48	1,0837	34,53	124,53	1,3009	81,35	171,35	0,9455
BT5	243,00	121,50	90,00	25,28	115,28	1,0540	59,48	149,48	0,8128	29,54	119,54	1,0164	81,35	171,35	0,7091
BT6	442,00	221,00	90,00	80,06	170,06	1,2996	89,40	179,40	1,2319	57,10	147,10	1,5024	104,93	194,93	1,1337
Média							1,1038		0,9741			1,1888			0,8783
Desvio Padrão							0,1997		0,1774			0,2079			0,1660
Coef. De variação							18,09%		18,21%			17,48%			18,90%

**Tabela A. 24 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2000), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto									
KHALIFA E NANNI (2000)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf(fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf(Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf(Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-
BT2	310,00	155,00	90,00	65,00	80,06	0,8119	89,40	0,7271	57,10	1,1384	104,93	0,6194	145,36	0,4472
BT3	315,00	157,50	90,00	67,50	80,06	0,8432	89,40	0,7550	57,10	1,1822	104,93	0,6433	145,36	0,4644
BT4	324,00	162,00	90,00	72,00	32,02	2,2484	59,48	1,2105	34,53	2,0852	81,35	0,8851	58,14	1,2383
BT5	243,00	121,50	90,00	31,50	25,28	1,2461	59,48	0,5296	29,54	1,0665	81,35	0,3872	44,99	0,7001
BT6	442,00	221,00	90,00	131,00	80,06	1,6364	89,40	1,4653	57,10	2,2943	104,93	1,2484	145,36	0,9012
Média							1,3572		0,9375		1,5533		0,7567	
Des. Padrão							0,6013		0,3864		0,5871		0,3265	
Coef. Variação							44,30%		41,21%		37,80%		43,15%	

**Tabela A. 25 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NANNI (1999), Método I**

Experimento					Critérios de Projeto										
NANNI (1999)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
VBT2	310,00	155,00	90,00	80,06	170,06	0,9115	89,40	179,40	0,8640	57,10	147,10	1,0537	104,93	194,93	0,7951
VBT3	442,00	221,00	90,00	80,06	170,06	1,2996	89,40	179,40	1,2319	57,10	147,10	1,5024	104,93	194,93	1,1337
Média							1,1055		1,0479			1,2781			0,9644
Desvio Padrão							0,2744		0,2601			0,3173			0,2394
Coef. De variação							24,82%		24,82%			24,82%			10,72%

**Tabela A. 26 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NANNI (1999), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto									
NANNI (1999)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vc+Vs(exp.) [kN]	Vf (exp.) [kN]	Vf (ACI) [kN]	Vf(exp.)/Vf(ACI) -	Vf (fib) [kN]	Vf(exp.)/Vf(fib) -	Vf(C.T.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(C.T.) -	Vf(Tr.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(Tr.) -	Vf(Kh.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(Kh.) -
-														
VBT2	310,00	155,00	90,00	65,00	80,06	0,8119	89,40	0,7271	57,10	1,1384	104,93	0,6194	145,36	0,4472
VBT3	442,00	221,00	90,00	131,00	80,06	1,6364	89,40	1,4653	57,10	2,2943	104,93	1,2484	198,27	0,6607
Média						1,2242		1,0962					0,9339	0,5539
Des. Padrão						0,5830		0,5220					0,4448	0,1510
Coef. Variação						47,62%		47,62%					47,62%	27,26%

**Tabela A. 27 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002), Método I**

Experimento					Critérios de Projeto									
DIAS E BARROS (2002)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vc(exp.) [kN]	Vf (exp.) [kN]	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.
-														
VAM-19	122,06	61,03	50,20	26,48	26,48	0,7959	38,45	88,65	0,6884	20,30	70,50	0,8657	64,63	114,83
VACV-20	158,64	79,32	50,20	11,26	61,46	1,2905	30,13	80,33	0,9875	8,16	58,36	1,3592	46,56	96,76
VACI-30	157,90	78,95	50,20	10,62	60,82	1,2981	28,40	78,60	1,0044	9,86	60,06	1,3146	47,84	98,04
VBM-8	111,14	55,57	37,01	28,02	65,03	0,8545	33,49	70,50	0,7882	16,63	53,64	1,0361	35,14	72,15
VBCV-10	131,22	65,61	37,01	9,27	46,28	1,4176	27,89	64,90	1,0109	3,90	40,91	1,6038	32,74	69,75
VBCI-15	120,44	60,22	37,01	8,74	45,75	1,3163	26,30	63,31	0,9512	5,10	42,11	1,4300	37,19	74,20
Média						1,1622			0,9051			1,2682		0,7798
Desvio Padrão						0,2656			0,1346			0,2702		0,1348
Coef. De variação						22,85%			14,87%			21,31%		17,29%

**Tabela A. 28 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por DIAS & BARROS (2002), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto									
DIAS E BARROS (2002)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vc(exp.) [kN]	Vf (exp.) [kN]	Vf (ACI) [kN]	Vf(exp.)/Vf(ACI) -	Vf (fib) [kN]	Vf(exp.)/Vf(fib) -	Vf(C.T.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(C.T.) -	Vf(Tr.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(Tr.) -	Vf(Kh.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(Kh.) -
-														
VAM-19	122,06	61,03	50,20	10,83	26,48	0,4090	38,45	0,2817	20,30	0,5336	64,63	0,1676	50,92	0,2127
VACV-20	158,64	79,32	50,20	29,12	11,26	2,5855	30,13	0,9666	8,16	3,5686	46,56	0,6254	35,15	0,8285
VACI-30	157,90	78,95	50,20	28,75	10,62	2,7075	28,40	1,0122	9,86	2,9172	47,84	0,6010	33,14	0,8676
VBM-8	111,14	55,57	37,01	18,56	28,02	0,6624	33,49	0,5542	16,63	1,1163	35,14	0,5281	55,64	0,3336
VBCV-10	131,22	65,61	37,01	28,60	9,27	3,0848	27,89	1,0253	3,90	7,3362	32,74	0,8736	32,54	0,8788
VBCI-15	120,44	60,22	37,01	23,21	8,74	2,6553	26,30	0,8825	5,10	4,5493	37,19	0,6240	30,68	0,7565
Média						2,0174		0,7871				3,3369		0,5700
Des. Padrão						1,1634		0,3028				2,4692		0,2293
Coef. Variação						57,67%		38,47%				74,00%		40,23%

**Tabela A. 29 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NORRIS (1997), Método I**

Experimentos					Critérios de Projeto									
NORRIS (1997)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vc+Vs(exp.) [kN]	Vf (exp.) [kN]	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.	Vf [kN]	Exp./Aval.
-														
IE	148,00	74,00	50,00	70,51	120,51	0,6141	51,10	101,10	0,7320	7,47	57,47	1,2875	37,42	87,42
IIE	148,00	74,00	50,00	70,51	120,51	0,6141	51,10	101,10	0,7320	7,47	57,47	1,2875	37,42	87,42
IIIFu	200,00	100,00	50,00	124,83	174,83	0,5720	74,16	124,16	0,8054	16,30	66,30	1,5082	54,77	104,77
Média						0,6000			0,7564			1,3611		0,8825
Desvio Padrão						0,0243			0,0424			0,1274		0,0623
Coef. De variação						4,05%			5,61%			9,36%		7,06%

**Tabela A. 30 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por NORRIS (1997), Método II**

Experimentos					Critérios de Projeto									
NORRIS (1997)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)	
Vigas	Pu (exp.) [kN]	Vu (exp.) [kN]	Vc+Vs(exp.) [kN]	Vf (exp.) [kN]	Vf (ACI) [kN]	Vf(exp.)/Vf(ACI) -	Vf (fib) [kN]	Vf(exp.)/Vf(fib) -	Vf(C.T.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(C.T.) -	Vf(Tr.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(Tr.) -	Vf(Kh.) [kN]	Vf(exp.)/Vf(Kh.) -
-														
IE	148,00	74,00	50,00	24,00	70,51	0,3404	51,10	0,4697	7,47	3,2113	37,42	0,6414	1655,42	0,0145
IIE	148,00	74,00	50,00	24,00	70,51	0,3404	51,10	0,4697	7,47	3,2113	37,42	0,6414	1121,41	0,0214
IIIFu	200,00	100,00	50,00	50,00	124,83	0,4006	74,16	0,6742	16,30	3,0671	54,77	0,9128	167,83	0,2979
Média						0,3604		0,5379				3,1632		0,7318
Des. Padrão						0,0347		0,1181				0,0833		0,1567
Coef. Variação						9,64%		21,95%				2,63%		21,42%



**Tabela A. 31 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
TALJSTEN E TEKNIK (2001)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA et al. (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
RC1	612,10	306,05	124,05	128,13	252,18	1,2136	122,32	246,37	1,2423	149,81	273,86	1,1175	166,75	290,80	1,0524	243,41	367,46	0,8329
C1	493,30	246,65	124,05	81,54	205,59	1,1997	77,84	201,89	1,2217	120,42	244,47	1,0089	122,39	246,44	1,0009	164,18	288,23	0,8558
C2	514,40	257,20	124,05	128,13	252,18	1,0199	122,32	246,37	1,0440	152,07	276,12	0,9315	166,75	290,80	0,8845	252,95	377,00	0,6822
C3	521,20	260,60	124,05	90,60	214,65	1,2140	122,32	246,37	1,0578	100,55	224,60	1,1603	140,41	264,46	0,9854	221,99	346,04	0,7531
C4	308,10	154,05	124,05	0,00	124,05	1,2418	0,00	124,05	1,2418	0,00	124,05	1,2418	0,00	124,05	1,2418	0,00	124,05	1,2418
C5	668,60	334,30	124,05	198,03	322,08	1,0380	189,03	313,08	1,0678	187,34	311,39	1,0736	205,06	329,11	1,0158	355,80	479,85	0,6967
Média						1,1545			1,1459			1,0889			1,0301			0,8437
Desvio Padrão						0,0984			0,0985			0,1102			0,1180			0,2072
Coef. De variação						8,52%			8,59%			10,12%			11,45%			24,56%

**Tabela A. 32 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por TALJSTEN & TEKNIK (2001), Método II**

Experimento				Critérios de Projeto														
TALJSTEN E TEKNIK (2001)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA et al. (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf (C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf (Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf (Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)				
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-				
RC1	612,10	306,05	124,05	182,00	128,13	1,4204	122,32	1,4879	149,81	1,2148	166,75	1,0915	193,67	0,9398				
C1	493,30	246,65	124,05	122,60	81,54	1,5036	77,84	1,5751	120,42	1,0181	122,39	1,0017	123,24	0,9948				
C2	514,40	257,20	124,05	133,15	128,13	1,0391	122,32	1,0886	152,07	0,8756	166,75	0,7985	193,67	0,6875				
C3	521,20	260,60	124,05	136,55	90,60	1,5071	122,32	1,1164	100,55	1,3581	140,41	0,9725	221,99	0,6151				
C4	308,10	154,05	124,05	30,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000				
C5	668,60	334,30	124,05	210,25	198,03	1,0617	189,03	1,1122	187,34	1,1223	205,06	1,0253	355,80	0,5909				
Média						1,0887		1,0634		0,9315		0,8149		0,6380				
Des. Padrão						0,5737		0,5619		0,4852		0,4111		0,3551				
Coef. Variação						52,70%		52,84%		52,09%		50,44%		55,66%				

**Tabela A. 33 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por BROSENS (2000), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
BROSENS (2000)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA et al. (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
B	110,00	55,00	130,00	92,95	222,95	0,2467	71,32	201,32	0,2732	40,86	170,86	0,3219	45,93	175,93	0,3126	222,50	352,50	0,1560
C	105,00	52,50	130,00	46,47	176,47	0,2975	71,32	201,32	0,2608	40,86	170,86	0,3073	45,93	175,93	0,2984	222,50	352,50	0,1489
D	130,00	65,00	130,00	46,47	176,47	0,3683	71,32	201,32	0,3229	40,86	170,86	0,3804	45,93	175,93	0,3695	222,50	352,50	0,1844
Média						0,3042			0,2856			0,3365			0,3268			0,1631
Desvio Padrão						0,0611			0,0329			0,0387			0,0376			0,0188
Coef. De variação						20,08%			11,50%			11,50%			11,50%			11,50%

**Tabela A. 34 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por BROSENS (2000), Método II**

Experimento				Critérios de Projeto														
BROSENS (2000)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA et al. (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf (C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf (Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf (Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)				
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-				
B	110,00	55,00	130,00	-75,00	92,95	-0,8069	71,32	-1,0516	40,86	-1,8357	45,93	-1,6329	222,50	-0,3371				
C	105,00	52,50	130,00	-77,50	46,47	-1,6676	71,32	-1,0867	40,86	-1,8969	45,93	-1,6873	222,50	-0,3483				
D	130,00	65,00	130,00	-65,00	46,47	-1,3987	71,32	-0,9114	40,86	-1,5909	45,93	-1,4151	222,50	-0,2921				
Média						-1,2911		-1,0165		-1,7746		-1,5784		-0,3258				
Des. Padrão						0,4403		0,0927		0,1619		0,1440		0,0297				
Coef. Variação						-34,11%		-9,12%		-9,12%		-9,12%		-9,12%				

**Tabela A. 35 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Matthys (2000), Método I**

Experimento				Critérios de Projeto														
MATTHYS (2000)				ACI 440 (2002)			FIB (2001)			CHENG E TENG (2001)			TRIANTAFILLOU (1998)			KHALIFA et al. (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.	Vf	Vu (aval.)	Exp./Aval.
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-	[kN]	[kN]	-
BS2ES	247,50	123,75	50,20	10,53	60,73	2,0376	14,22	64,42	1,9210	18,29	68,49	1,8067	26,66	76,86	1,6101	14,66	64,86	1,9080
BS2D	247,50	123,75	50,20	21,07	71,27	1,7364	28,44	78,64	1,5736	33,53	83,73	1,4779	50,33	100,53	1,2309	29,31	79,51	1,5563
BS4	252,00	126,00	68,30	7,88	76,18	1,6541	10,63	78,93	1,5963	14,48	82,78	1,5222	20,22	88,52	1,4234	11,08	79,38	1,5874
BS5	170,00	85,00	68,30	225,43	293,73	0,2894	100,16	168,46	0,5046	218,08	286,38	0,2968	138,30	206,60	0,4114	122,29	190,59	0,4460
BS6	166,70	83,35	68,30	10,53	78,83	1,0573	14,22	82,52	1,0100	18,58	86,88	0,9594	26,66	94,96	0,8777	15,23	83,53	0,9978
BS7ES	235,50	117,75	68,30	21,07	89,37	1,3176	28,44	96,74	1,2172	33,77	102,07	1,1536	50,33	118,63	0,9926	29,63	97,93	1,2024
BS7D	235,50	117,75	68,30	42,14	110,44	1,0662	56,88	125,18	0,9406	57,08	125,38	0,9391	89,34	157,64	0,7470	59,25	127,55	0,9231
Média						1,3487		1,3038		1,2028		1,0910		1,2830				
Desvio Padrão						0,6207		0,5043		0,5338		0,4281		0,5189				
Coef. De variação						46,02%		38,68%		44,38%		39,24%		40,45%				

**Tabela A. 36 – Dados geradores do gráfico Variação das razões de comparação das vigas reforçadas por Matthys (2000), Método II**

Experimento					Critérios de Projeto										
MATTHYS (2000)					ACI 440 (2002)		FIB (2001)		CHENG E TENG (2001)		TRIANTAFILLOU (1998)		KHALIFA <i>et al.</i> (1998)		
Vigas	Pu (exp.)	Vu (exp.)	Vc+Vs(exp.)	Vf (exp.)	Vf (ACI)	Vf(exp.)/Vf(ACI)	Vf (fib)	Vf(exp.)/Vf(fib)	Vf(C.T.)	Vf(exp.)/Vf(C.T.)	Vf (Tr.)	Vf(exp.)/Vf(Tr.)	Vf (Kh.)	Vf(exp.)/Vf(Kh.)	
-	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	[kN]	-	
BS2ES	247,50	123,75	50,20	73,55	10,53	6,9822	14,22	5,1720	18,29	4,0204	26,66	2,7588	14,66	5,0181	
BS2D	247,50	123,75	50,20	73,55	21,07	3,4911	28,44	2,5860	33,53	2,1933	50,33	1,4613	29,31	2,5090	
BS4	252,00	126,00	68,30	57,70	7,88	7,3262	10,63	5,4268	14,48	3,9861	20,22	2,8536	11,08	5,2097	
BS5	170,00	85,00	68,30	16,70	225,43	0,0741	100,16	0,1667	218,08	0,0766	138,30	0,1208	122,29	0,1366	
BS6	166,70	83,35	68,30	15,05	10,53	1,4287	14,22	1,0583	18,58	0,8101	26,66	0,5645	15,23	0,9882	
BS7ES	235,50	117,75	68,30	49,45	21,07	2,3472	28,44	1,7386	33,77	1,4643	50,33	0,9825	29,63	1,6691	
BS7D	235,50	117,75	68,30	49,45	42,14	1,1736	56,88	0,8693	57,08	0,8663	89,34	0,5535	59,25	0,8345	
Média						3,2604		2,4311		1,9167		1,3279		2,3379	
Des. Padrão						2,8616		2,0992		1,5654		1,0918		2,0345	
Coef. Variação						87,77%		86,35%		81,67%		82,22%		87,02%	

## B. TABELAS COM RAZÕES MÉDIAS DE COMPARAÇÃO DIVIDIDAS POR PARÂMETROS

Este apêndice traz as tabelas das razões médias de comparação, separadas por parâmetros de avaliação, os resultados de sua análise encontram-se no item 6.4 desta dissertação.

**Tabela B. 1- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com seção transversal.**

			Método I						Método II								
			Autor	Ano	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA et al. (1998)	Autor	Ano	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)
Seção Retangular	Nacionais	Beber	2000	30	1,2671	1,1283	1,2372	1,0007	1,2036	Beber	2000	30	1,8598	1,3505	1,5987	1,0099	1,5437
		Galvez	2003	7	1,1217	0,9413	0,9890	0,8477	0,7414	Galvez	2003	7	1,4768	0,8862	0,9897	0,6874	0,4887
		Dalcanal	2002	5	1,1231	0,8716	1,2514	0,9413	-	Dalcanal	2002	5	1,7231	0,6744	4,1790	0,8548	-
		Média			1,1706	0,9804	1,1592	0,9299	0,9725	Média			1,6866	0,9704	2,2558	0,8507	1,0162
		Des. Padrão			0,0835	0,1327	0,1476	0,0771	0,3268	Des. Padrão			0,1941	0,3458	1,6931	0,1613	0,7460
		Coef. Variação			7,14%	13,54%	12,73%	8,29%	33,61%	Coef. Variação			11,51%	35,64%	75,06%	18,96%	73,41%
	Estrangeiros	Dias e Barros	2002	8	1,1622	0,9051	1,2682	0,7798	0,8188	Dias e Barros	2002	8	2,0174	0,7871	3,3369	0,5700	0,6463
		Norris	1997	3	0,6000	0,7564	1,3611	0,8825	0,4496	Norris	1997	3	0,3604	0,5379	3,1632	0,7318	0,1113
		Taljsten e Teknik	2001	7	1,1545	1,1459	1,0889	1,0301	0,8437	Taljsten e Teknik	2001	7	1,0887	1,0634	0,9315	0,8149	0,6380
		Média			0,9722	0,9358	1,2394	0,8975	0,7040	Média			1,1555	0,7961	2,4772	0,7056	0,4652
		Des. Padrão			0,3224	0,1966	0,1384	0,1258	0,2207	Des. Padrão			0,8305	0,2629	1,3414	0,1245	0,3065
		Coef. Variação			33,16%	21,00%	11,16%	14,02%	31,35%	Coef. Variação			71,88%	33,02%	54,15%	17,65%	65,89%
Geral	Média			1,0714	0,9581	1,1993	0,9137	0,8383	Média			1,4210	0,8833	2,3665	0,7781	0,7407	
	Des. Padrão			0,1689	0,0451	0,0065	0,0344	0,0750	Des. Padrão			0,4500	0,0587	0,2487	0,0260	0,3108	
	Coef. Variação			15,76%	4,71%	0,54%	3,77%	8,95%	Coef. Variação			31,67%	6,64%	10,51%	3,34%	41,96%	
Seção "T"	Nacionais	Araújo AS	2002	8	1,0346	0,9230	0,1097	0,9399	0,8068	Araújo AS	2002	8	1,0967	0,7905	1,2921	0,9354	0,5116
		Silva Filho	2001	8	0,9480	0,8586	1,0709	0,9317	0,6733	Silva Filho	2001	8	0,9392	0,7001	1,2883	0,8358	0,4402
		Salles Neto	2000	8	0,7963	0,6995	0,8413	0,6476	0,5974	Salles Neto	2000	8	0,2863	0,1914	0,3496	0,1584	0,1328
		Gallardo	2002	6	0,9423	0,8184	0,8937	0,7299	0,7926	Gallardo	2002	6	0,7026	0,3945	0,5484	0,2809	0,3588
		Média			0,9303	0,8249	0,7289	0,8123	0,7175	Média			0,7562	0,5191	0,8696	0,5526	0,3609
		Des. Padrão			0,0988	0,0940	0,4243	0,1466	0,1000	Des. Padrão			0,3527	0,2765	0,4924	0,3899	0,1644
	Estrangeiros	Khalifa e Nanni	2000	6	1,1038	0,9741	1,1888	0,8783	0,8521	Khalifa e Nanni	2000	6	1,3572	0,9375	1,5533	0,7567	0,7502
		Nanni	1999	3	1,1055	1,0479	1,2781	0,9644	0,7126	Nanni	1999	3	1,2242	1,0962	1,7164	0,9339	0,5539
		Média			1,1047	1,0110	1,2335	0,9214	0,7824	Média			1,2907	1,0169	1,6349	0,8453	0,6521
		Des. Padrão			0,0012	0,0522	0,0631	0,0609	0,0986	Des. Padrão			0,0940	0,1122	0,1153	0,1253	0,1388
		Coef. Variação			0,11%	5,16%	5,12%	6,61%	12,61%	Coef. Variação			7,29%	11,04%	7,05%	14,82%	21,29%
		Média			1,0384	0,9734	1,2364	0,9094	0,7432	Média			1,2231	0,9065	2,0560	0,7754	0,5586
Geral	Des. Padrão			0,2271	0,1021	0,0532	0,0459	0,0863	Des. Padrão			0,5208	0,1065	0,8670	0,0005	0,1186	
	Coef. Variação			21,87%	10,49%	4,30%	5,05%	11,61%	Coef. Variação			42,58%	11,75%	42,17%	0,07%	21,23%	

**Tabela B. 2- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com a relação a/d.**

Autor	Ano	Número de Vigas	Método I					Método II										
			ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)						
<b>a/d &gt; 2,5</b>																		
Nacionais			Beber	2000	30	1,2671	1,1283	1,2372	1,0007	1,2036	Beber	2000	30	1,8598	1,3505	1,5987	1,0099	1,5437
			Araújo AS	2002	8	1,0346	0,9230	0,1097	0,9399	0,8068	Araújo AS	2002	8	1,0967	0,7905	1,2921	0,9354	0,5116
			Silva Filho	2001	8	0,9480	0,8586	1,0709	0,9317	0,6733	Silva Filho	2001	8	0,9392	0,7001	1,2883	0,8358	0,4402
			Salles Neto	2000	8	0,7963	0,6995	0,8413	0,6476	0,5974	Salles Neto	2000	8	0,2863	0,1914	0,3496	0,1584	0,1328
			Galvez	2003	7	1,1217	0,9413	0,9890	0,8477	0,7414	Galvez	2003	7	1,4768	0,8862	0,9897	0,6874	0,4887
			Gallardo	2002	6	0,9423	0,82	0,89	0,7299	0,79	Gallardo	2002	6	0,7026	0,3945	0,5484	0,2809	0,3588
			Dalcanal	2002	5	1,1231	0,8716	1,2514	0,9413	-	Dalcanal	2002	5	1,7231	0,6744	4,1790	0,8548	-
			Média			1,0333	0,8915	0,9133	0,8627	0,8025	Média			1,1549	0,7125	1,4637	0,6804	0,5793
			Des. Padrão			0,1540	0,1312	0,3876	0,1291	0,2114	Des. Padrão			0,5675	0,3691	1,2751	0,3317	0,4920
			Coef. Variação			14,90%	14,71%	42,43%	14,97%	26,34%	Coef. Variação			49,14%	51,81%	87,11%	48,76%	84,93%
Estrangeiros			Khalifa e Nanni	2000	6	1,1038	0,9741	1,1888	0,8783	0,8521	Khalifa e Nanni	2000	6	1,3572	0,9375	1,5533	0,7567	0,7502
			Nanni	1999	3	1,1055	1,0479	1,2781	0,9644	0,7126	Nanni	1999	3	1,2242	1,0962	1,7164	0,9339	0,5539
			Norris	1997	3	0,6000	0,7564	1,3611	0,8825	0,4496	Norris	1997	3	0,3604	0,5379	3,1632	0,7318	0,1113
			Taljsten e Teknik	2001	7	1,1545	1,1459	1,0889	1,0301	0,8437	Taljsten e Teknik	2001	7	1,0887	1,0634	0,9315	0,8149	0,6380
			Média			0,9910	0,9811	1,2292	0,9388	0,7145	Média			1,0076	0,9088	1,8411	0,8093	0,5134
			Des. Padrão			0,2617	0,1655	0,1171	0,0726	0,1878	Des. Padrão			0,4452	0,2565	0,9441	0,0901	0,2798
			Coef. Variação			26,41%	16,87%	9,52%	7,74%	26,28%	Coef. Variação			44,18%	28,23%	51,28%	11,13%	54,51%
Geral			Média			1,0121	0,9363	1,0713	0,9008	0,7585	Média			1,0813	0,8106	1,6524	0,7448	0,5463
			Des. Padrão			0,0762	0,0243	0,1913	0,0400	0,0167	Des. Padrão			0,0865	0,0796	0,2341	0,1709	0,1500
			Coef. Variação			7,52%	2,59%	17,85%	4,44%	2,20%	Coef. Variação			8,00%	9,82%	14,17%	22,94%	27,46%
<b>a/d ≤ 2,5</b>																		
Estrangeiro			Dias e Barros	2002	8	1,1622	0,9051	1,2682	0,7798	0,8188	Dias e Barros	2002	8	2,0174	0,7871	3,3369	0,5700	0,6463
			Média			1,1622	0,9051	1,2682	0,7798	0,8188	Média			2,0174	0,7871	3,3369	0,5700	0,6463
			Des. Padrão			0	0	0	0	0	Des. Padrão			0	0	0	0	0
			Coef. Variação			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	Coef. Variação			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

**Tabela B. 3- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o vão teórico.**

Autor	Ano	Número de Vigas	Método I					Método II										
			ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)						
<b>Vão ≤ 2m</b>																		
Nacionais			Galvez	2003	7	1,1217	0,9413	0,9890	0,8477	0,7414	Galvez	2003	7	1,4768	0,8862	0,9897	0,6874	0,4887
			Dalcanal	2002	5	1,1231	0,8716	1,2514	0,9413	-	Dalcanal	2002	5	1,7231	0,6744	4,1790	0,8548	-
			Dias e Barros	2002	8	1,1622	0,9051	1,2682	0,7798	0,8188	Dias e Barros	2002	8	2,0174	0,7871	3,3369	0,5700	0,6463
			Média			1,1357	0,9060	1,1695	0,8563	0,7801	Média			1,7391	0,7826	2,8352	0,7041	0,5675
			Des. Padrão			0,0230	0,0349	0,1566	0,0811	0,0547	Des. Padrão			0,2707	0,1060	1,6528	0,1431	0,1114
			Coef. Variação			2,02%	3,85%	13,39%	9,47%	7,02%	Coef. Variação			15,56%	13,54%	58,30%	20,33%	19,64%
Estrangeiro			Norris	1997	3	0,6000	0,7564	1,3611	0,8825	0,4496	Norris	1997	3	0,3604	0,5379	3,1632	0,7318	0,1113
			Média			0,6000	0,7564	1,3611	0,8825	0,4496	Média			0,3604	0,5379	3,1632	0,7318	0,1113
			Des. Padrão			0	0	0	0	0	Des. Padrão			0	0	0	0	0
			Coef. Variação			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	Coef. Variação			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Geral			Média			0,8678	0,8312	1,2653	0,8694	0,6149	Média			1,0498	0,6602	2,9992	0,7179	0,3394
			Des. Padrão			0,0163	0,0246	0,1107	0,0573	0,0387	Des. Padrão			0,1914	0,0749	1,1687	0,1012	0,0788
			Coef. Variação			1,87%	2,97%	8,75%	6,60%	6,29%	Coef. Variação			18,23%	11,35%	38,97%	14,10%	23,22%
<b>Vão 2m &lt; l ≤ 4m</b>																		
Nacionais			Beber	2000	30	1,2671	1,1283	1,2372	1,0007	1,2036	Beber	2000	30	1,8598	1,3505	1,5987	1,0099	1,5437
			Araújo AS	2002	8	1,0346	0,9230	0,1097	0,9399	0,8068	Araújo AS	2002	8	1,0967	0,7905	1,2921	0,9354	0,5116
			Silva Filho	2001	8	0,9480	0,8586	1,0709	0,9317	0,6733	Silva Filho	2001	8	0,9392	0,7001	1,2883	0,8358	0,4402
			Salles Neto	2000	8	0,7963	0,6995	0,8413	0,6476	0,5974	Salles Neto	2000	8	0,2863	0,1914	0,3496	0,1584	0,1328
			Gallardo	2002	6	0,9423	0,82	0,89	0,7299	0,79	Gallardo	2002	6	0,7026	0,3945	0,5484	0,2809	0,3588
			Média			0,9977	0,8856	0,8306	0,8500	0,8147	Média			0,9769	0,6854	1,0154	0,6441	0,5974
			Des. Padrão			0,1732	0,1583	0,4321	0,1524	0,2340	Des. Padrão			0,5804	0,4422	0,5368	0,3947	0,5478
			Coef. Variação			17,36%	17,87%	52,03%	17,93%	28,72%	Coef. Variação			59,41%	64,52%	52,87%	61,29%	91,69%
Estrangeiros			Khalifa e Nanni	2000	6	1,1038	0,9741	1,1888	0,8783	0,8521	Khalifa e Nanni	2000	6	1,3572	0,9375	1,5533	0,7567	0,7502
			Nanni	1999	3	1,1055	1,0479	1,2781	0,9644	0,7126	Nanni	1999	3	1,2242	1,0962	1,7164	0,9339	0,5539
			Taljsten e Teknik	2001	7	1,1545	1,1459	1,0889	1,0301	0,8437	Taljsten e Teknik	2001	7	1,0887	1,0634	0,9315	0,8149	0,6380
			Média			1,1213	1,0560	1,1853	0,9576	0,8028	Média			1,2234	1,0324	1,4004	0,8352	0,6474
			Des. Padrão			0,0288	0,0862	0,0946	0,0761	0,0782	Des. Padrão			0,1343	0,0838	0,4142	0,0903	0,0985
			Coef. Variação			2,57%	8,16%	7,99%	7,95%	9,74%	Coef. Variação			10,97%	8,12%	29,58%	10,81%	15,21%
Geral			Média			0,8606	0,9062	1,2732	0,9201	0,6262	Média			0,7919	0,7851	2,2818	0,7835	0,3793
			Des. Padrão			0,0204	0,0609	0,0669	0,0538	0,0553	Des. Padrão			0,0949	0,0592	0,2929	0,0639	0,0696
			Coef. Variação			2,37%	6,73%	5,26%	5,85%	8,83%	Coef. Variação			11,99%	7,55%	12,84%	8,15%	18,36%

**Tabela B. 4- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com a armadura transversal.**

		Autor		Método I								Método II					
				ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	ACI 440 (2002)			FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)		
S/ Arm. Transversal	C/ Arm. Transversal	Ano	Número de Vigas														
				Nacionais	Araújo AS	2002	8	1,0346	0,9230	0,1097	0,9399	0,8068	Araújo AS	2002	8	1,0967	0,7905
Silva Filho	2001	8	0,9480		0,8586	1,0709	0,9317	0,6733	Silva Filho	2001	8	0,9392	0,7001	1,2883	0,8358	0,4402	
Estrangeiros	Salles Neto	2000	8	0,7963	0,6995	0,8413	0,6476	0,5974	Salles Neto	2000	8	0,2863	0,1914	0,3496	0,1584	0,1328	
	Galvez	2003	7	1,1217	0,9413	0,9890	0,8477	0,7414	Galvez	2003	7	1,4768	0,8862	0,9897	0,6874	0,4887	
Geral	Gallardo	2002	6	0,9423	0,82	0,89	0,7299	0,79	Gallardo	2002	6	0,7026	0,3945	0,5484	0,2809	0,3588	
	Dalcanal	2002	5	1,1231	0,8716	1,2514	0,9413	-	Dalcanal	2002	5	1,7231	0,6744	4,1790	0,8548	-	
Média				0,9943	0,8521	0,8593	0,8397	0,7223	Média				1,0375	0,6062	1,4412	0,6255	0,3864
Des. Padrão				0,1253	0,0870	0,3947	0,1248	0,0872	Des. Padrão				0,5201	0,2618	1,3953	0,3267	0,1534
Coef. Variação				12,60%	10,21%	45,93%	14,86%	12,08%	Coef. Variação				50,14%	43,19%	96,81%	52,23%	39,69%
Nacionais	Norris	1997	3	0,6000	0,7564	1,3611	0,8825	0,4496	Norris	1997	3	0,3604	0,5379	3,1632	0,7318	0,1113	
	Média	0,6000			0,7564	1,3611	0,8825	0,4496	Média	0,3604			0,5379	3,1632	0,7318	0,1113	
Estrangeiros	Des. Padrão	0			0	0	0	0	Des. Padrão	0			0	0	0	0	
	Coef. Variação	0,00%			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	Coef. Variação	0,00%			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Média				0,7972	0,8042	1,1102	0,8611	0,5860	Média				0,6989	0,5720	2,3022	0,6786	0,2489
Des. Padrão				0,0886	0,0615	0,2791	0,0882	0,0617	Des. Padrão				0,3678	0,1851	0,9866	0,2310	0,1085
Coef. Variação				11,11%	7,65%	25,14%	10,25%	10,53%	Coef. Variação				52,62%	32,36%	42,85%	34,04%	43,58%
Nacionais	Beber	2000	30	1,2671	1,1283	1,2372	1,0007	1,2036	Beber	2000	30	1,8598	1,3505	1,5987	1,0099	1,5437	
	Média	1,2671			1,1283	1,2372	1,0007	1,2036	Média	1,8598			1,3505	1,5987	1,0099	1,5437	
Estrangeiros	Des. Padrão	0			0	0	0	0	Des. Padrão	0			0	0	0	0	
	Coef. Variação	0,00%			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	Coef. Variação	0,00%			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	
Geral	Khalifa e Nanni	2000	6	1,1038	0,9741	1,1888	0,8783	0,8521	Khalifa e Nanni	2000	6	1,3572	0,9375	1,5533	0,7567	0,7502	
	Nanni	1999	3	1,1055	1,0479	1,2781	0,9644	0,7126	Nanni	1999	3	1,2242	1,0962	1,7164	0,9339	0,5539	
Estrangeiros	Dias e Barros	2002	8	1,1622	0,9051	1,2682	0,7798	0,8188	Dias e Barros	2002	8	2,0174	0,7871	3,3369	0,5700	0,6463	
	Taljesten e Teknik	2001	7	1,1545	1,1459	1,0889	1,0301	0,8437	Taljesten e Teknik	2001	7	1,0887	1,0634	0,9315	0,8149	0,6380	
Média				1,1315	1,0183	1,2060	0,9132	0,8068	Média				1,4219	0,9711	1,8845	0,7689	0,6471
Des. Padrão				0,0312	0,1032	0,0877	0,1085	0,0644	Des. Padrão				0,4119	0,1404	1,0256	0,1517	0,0804
Coef. Variação				2,75%	10,13%	7,27%	11,88%	7,98%	Coef. Variação				28,97%	14,46%	54,42%	19,73%	12,43%
Média				1,1993	1,0733	1,2216	0,9569	1,0052	Média				1,6408	1,1608	1,7416	0,8894	1,0954
Des. Padrão				0,0220	0,0729	0,0620	0,0767	0,0455	Des. Padrão				0,2912	0,0993	0,7252	0,1073	0,0569
Coef. Variação				1,84%	6,80%	5,08%	8,02%	4,53%	Coef. Variação				17,75%	8,55%	41,64%	12,06%	5,19%

**Tabela B. 5- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o configuração do reforço (Apenas nas laterais).**

		Autor		Método I								Método II					
				ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	ACI 440 (2002)			FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)		
Reforço nas Laterais		Ano	Viga														
				Nacionais	Beber	2000	V9A	1,2873	1,0730	1,1405	0,9153	1,2200	Beber	2000	V9A	2,1343	1,1934
Beber	2000	V9B	1,3682		1,1405	1,2122	0,9729	1,2967	Beber	2000	V9B	2,4540	1,3721	1,6270	0,9421	2,0153	
Estrangeiros	Beber	2000	V21A	1,5112	1,2597	1,3389	1,0745	1,4323	Beber	2000	V21A	3,0186	1,6878	2,0014	1,1589	2,4790	
	Beber	2000	V12B	1,3335	1,1115	1,1507	0,9061	1,2639	Beber	2000	V12B	2,3169	1,2954	1,4237	0,8094	1,9027	
Geral	Beber	2000	V14B	1,2023	1,0022	1,0375	0,8170	1,1395	Beber	2000	V14B	1,7989	1,0058	1,1054	0,6285	1,4773	
	Beber	2000	V13A	1,2772	1,1348	1,2437	0,9539	1,1739	Beber	2000	V13A	1,6858	1,2863	1,5807	0,9169	1,3845	
Nacionais	Beber	2000	V13B	1,3164	1,1696	1,2819	0,9832	1,2099	Beber	2000	V13B	1,7829	1,1604	1,6717	0,9697	1,4641	
	Beber	2000	V14A	1,1513	1,0848	1,0722	0,8891	1,2353	Beber	2000	V14A	1,3090	1,1634	1,1375	0,8170	1,5203	
Estrangeiros	Beber	2000	V15A	0,1081	0,10186	1,0068	0,8349	1,1600	Beber	2000	V15A	1,1656	1,0359	1,0129	0,7275	1,3537	
	Beber	2000	V22B	0,9314	0,8635	1,3740	1,0534	-	Beber	2000	V22B	0,8909	0,7919	1,8260	1,0921	-	
Geral	Beber	2000	V20B	0,7333	0,6798	1,0817	0,8294	-	Beber	2000	V20B	0,5760	0,5120	1,1804	0,7060	-	
	Beber	2000	V21B	0,8843	0,7189	1,1306	0,8511	-	Beber	2000	V21B	0,8161	0,5975	1,2483	0,7684	-	
Nacionais	Beber	2000	V22A	0,8185	0,6653	1,0464	0,7877	-	Beber	2000	V22A	0,7114	0,5209	1,0882	0,6698	-	
	Galvez	2003	V1G1	1,0568	0,8098	0,9277	0,6877	0,5797	Galvez	2003	V1G1	1,2265	0,5534	0,7888	0,3906	0,2864	
Estrangeiros	Galvez	2003	V2G1	1,0360	0,8030	0,8280	0,6545	0,6273	Galvez	2003	V2G1	1,1119	0,5843	0,6240	0,3952	0,3672	
	Galvez	2003	V1G2	1,1717	0,9621	1,1039	0,9829	0,8613	Galvez	2003	V1G2	1,6341	0,9055	1,3321	0,9560	0,7010	
Nacionais	Dalcanal	2002	V45 1	1,2464	1,0155	1,3814	1,0916	-	Dalcanal	2002	V45 1	2,4599	1,0479	5,8438	1,3366	-	
	Dalcanal	2002	V45 2	1,1708	0,9539	1,2976	1,0253	-	Dalcanal	2002	V45 2	2,0118	0,8570	4,7792	1,0931	-	
Estrangeiros	Dalcanal	2002	V90 1	0,9828	0,7185	1,1017	0,7805	-	Dalcanal	2002	V90 1	0,9037	0,2960	2,2747	0,3694	-	
	Dalcanal	2002	V90 2	1,0926	0,7988	1,2248	0,8678	-	Dalcanal	2002	V90 2	1,5170	0,4968	3,8183	0,6201	-	
Média				1,0840	0,9492	1,1491	0,8979	1,1000	Média				1,5763	0,9282	1,8890	0,8093	1,3920
Des. Padrão				0,3027	0,1804	0,1468	0,1215	0,2667	Des. Padrão				0,6735	0,3769	1,3602	0,2600	0,6565
Coef. Variação				27,92%	19,01%	12,78%	13,53%	24,25%	Coef. Variação				42,73%	40,60%	72,01%	32,13%	47,16%
Nacionais	Dias e Barros	2002	VACV-20	1,2905	0,9875	1,3592	0,8197	0,9294	Dias e Barros	2002	VACV-20	2,5855	0,9666	3,5686	0,6254	0,8285	
	Dias e Barros	2002	VACI-30	1,2981	1,0044	1,3146	0,8053	0,9474	Dias e Barros	2002	VACI-30	2,7075	1,0122	2,9172	0,6010	0,8676	
Estrangeiros	Dias e Barros	2002	VBCV-10	1,4176	1,0109	1,6038	0,9407	0,9433	Dias e Barros	2002	VBCV-10	3,0848	1,0253	7,3362	0,8736	0,8788	
	Dias e Barros	2002	VBCI-15	1,3163	0,9512	1,4300	0,8115	0,8896	Dias e Barros	2002	VBCI-30	2,6553	0,8825	4,5493	0,6240	0,7565	
Média				1,3306	0,9885	1,4269	0,8443	0,9274	Média				2,7583	0,9717	4,5928	0,6810	0,8329
Des. Padrão				0,0590	0,0268	0,1271	0,0645	0,0264	Des. Padrão				0,2233	0,0645	1,9481	0,1289	0,0553
Coef. Variação				4,43%	2,71%	8,91%	7,64%	2,84%	Coef. Variação				8,10%	6,64%	42,42%	18,93%	6,64%
Geral	Média	0,5642			0,4881	0,6191	0,4872	0,5642	Média				0,8286	0,4973	1,1566	0,4993	0,7292
	Des. Padrão	0,1723			0,1087	0,0139	0,0403	0,1700	Des. Padrão				0,3183	0,2209	0,4157	0,0927	0,4252
Coef. Variação				30,54%	22,26%	2,24%	8,27%	30,12%	Coef. Variação				38,42%	44,41%	35,94%	18,57%	58,31%

**Tabela B. 6- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o configuração do reforço (Apenas em "U").**

Autor	Ano	Viga	Método I					Método II									
			ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2000)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2000)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)				
														ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2000)	TRIANTAFILLOU (1999)
Reforço em U	Nacionais	Beber	2000	V11A	1,1931	1,0763	1,0941	0,9181	1,0823	Beber	2000	V11A	1,6230	1,2022	1,2562	0,8255	1,2201
		Beber	2000	V11B	1,5129	1,3648	1,3873	1,1642	1,3724	Beber	2000	V11B	2,6543	1,9662	2,0544	1,3501	1,9954
		Beber	2000	V17B	1,1265	1,0163	1,0330	0,8669	1,0219	Beber	2000	V17B	1,4081	1,0430	1,0899	0,7162	1,0585
		Beber	2000	V15B	1,2804	1,2870	1,3350	1,0818	1,1073	Beber	2000	V15B	1,5925	1,6098	1,7431	1,1475	1,1971
		Beber	2000	V16B	1,0403	1,0456	1,0847	0,0879	0,8997	Beber	2000	V15B	1,0852	1,0970	1,1879	0,7820	0,8158
		Araújo AS	2002	V2	0,8750	0,7719	0,8679	0,6437	0,7378	Araújo AS	2002	V2	0,4536	0,2865	0,4380	0,1765	0,1310
		Araújo AS	2002	V3	0,9343	0,8242	0,9267	0,6873	0,7878	Araújo AS	2002	V3	0,7129	0,4501	0,6882	0,2773	0,2058
		Araújo AS	2002	V4	0,7719	0,6876	0,8671	0,6962	0,5137	Araújo AS	2002	V4	0,3109	0,2269	0,4651	0,2340	0,0651
		Silva Filho	2001	V4	0,6935	0,6665	0,9047	0,7690	0,3776	Silva Filho	2001	V4	0,2443	0,2221	0,5755	0,3222	0,0798
		Silva Filho	2001	V7	0,8361	0,7363	0,8980	0,7560	0,7328	Silva Filho	2001	V7	0,5764	0,4269	0,7014	0,4526	0,4901
		Silva Filho	2001	V8	1,1075	0,9833	1,140	0,9135	0,5232	Silva Filho	2001	V8	1,4926	0,9454	1,5333	0,7664	0,2440
		Salles Neto	2000	V2	0,7841	0,6743	0,7911	0,6134	0,5843	Salles Neto	2000	V2	0,2448	0,1559	0,2526	0,1240	0,1115
		Salles Neto	2000	V3	0,8153	0,6760	0,8664	0,6031	0,5692	Salles Neto	2000	V3	0,4890	0,3113	0,5845	0,2478	0,2227
		Salles Neto	2000	V5	0,8595	0,7752	0,8708	0,7111	0,7025	Salles Neto	2000	V5	0,3443	0,2284	0,3665	0,1745	0,1686
		Salles Neto	2000	V6	0,7563	0,7019	0,8703	0,7281	0,5171	Salles Neto	2000	V6	0,2095	0,1674	0,3644	0,1861	0,0838
		Salles Neto	2000	V7	0,7886	0,6910	0,8322	0,6205	0,6112	Salles Neto	2000	V7	0,2406	0,1597	0,2964	0,1219	0,1178
		Salles Neto	2000	V8	0,7743	0,6785	0,8171	0,6092	0,6001	Salles Neto	2000	V8	0,1893	0,1256	0,2331	0,0959	0,0927
		Galvez	2003	V1G2	0,9347	0,8739	0,8453	0,7934	0,7460	Galvez	2003	V1G2	0,6716	0,4975	0,4385	0,3542	0,2956
		Galvez	2003	V2G2	1,2392	1,1585	1,1207	1,0518	0,8379	Galvez	2003	V2G2	2,2029	1,6318	1,4381	1,1619	0,6463
		Gallardo	2002	V2	0,7318	0,6355	0,7055	0,5668	0,6346	Gallardo	2002	V2	-0,0383	-0,2152	-0,3216	-0,1532	-0,2384
		Gallardo	2002	V3	0,8856	0,7692	0,8534	0,6860	0,7310	Gallardo	2002	V3	0,4103	0,2304	0,3434	0,1640	0,2538
		Gallardo	2002	V4	0,9540	0,8285	0,8953	0,7389	0,7712	Gallardo	2002	V4	0,7626	0,4282	0,5701	0,3049	0,3431
		Gallardo	2002	V5	1,1124	0,9661	1,0466	0,8616	0,9068	Gallardo	2002	V5	1,5796	0,8870	1,1927	0,6315	0,7283
		Gallardo	2002	V6	1,0279	0,8927	0,9675	0,7961	0,8392	Gallardo	2002	V6	1,1438	0,6423	0,9573	0,4573	0,7074
		Média			0,9598	0,8659	0,9581	0,7485	0,7617	Média			0,8585	0,6136	0,7687	0,4546	0,4794
Des. Padrão			0,2064	0,2056	0,1652	0,2118	0,2260	Des. Padrão			0,7081	0,5616	0,5622	0,3857	0,5056		
Coef. Variação			21,50%	23,74%	17,24%	28,29%	29,67%	Coef. Variação			82,48%	91,53%	73,14%	84,83%	109,95%		
Estrangeiros	Nacionais	Khalifa e Nanni	2000	BT2	0,9115	0,8640	1,0537	0,7951	0,6586	Khalifa e Nanni	2000	BT2	0,8119	0,7271	1,1384	0,6194	0,4472
		Khalifa e Nanni	2000	BT3	0,9262	0,8779	1,0707	0,8080	0,6692	Khalifa e Nanni	2000	BT3	0,8432	0,7550	1,1822	0,6433	0,4644
		Khalifa e Nanni	2000	BT4	1,3276	1,0837	1,3009	0,9455	1,0935	Khalifa e Nanni	2000	BT4	2,2484	1,2105	2,0852	0,8851	1,2383
		Khalifa e Nanni	2000	BT5	1,0540	0,8128	1,0164	0,7091	0,9330	Khalifa e Nanni	2000	BT5	1,2461	0,5296	1,0665	0,3872	0,7001
		Khalifa e Nanni	2000	BT6	1,2996	1,2319	1,5024	1,1337	0,9390	Khalifa e Nanni	2000	BT6	1,6364	1,4653	2,2943	1,2484	0,9012
		Nanni	1999	VBT2	0,9115	0,8640	1,0537	0,7957	0,6586	Nanni	1999	VBT2	0,8119	0,7271	1,1384	0,6194	0,4472
		Nanni	1999	VBT3	1,2996	1,2319	1,5024	1,1337	0,7666	Nanni	1999	VBT3	1,6364	1,4653	2,2943	1,2484	0,6607
		Dias e Barros	2002	VAM-19	0,7959	0,6884	0,8657	0,5315	0,6035	Dias e Barros	2002	VAM-19	0,4090	0,2817	0,5336	0,1676	0,2127
		Dias e Barros	2002	VBM-8	0,8545	0,7882	0,7882	0,7701	0,5998	Dias e Barros	2002	VBM-8	0,6624	0,5542	1,1163	0,5281	0,3336
		Norris	1997	IE	0,6141	0,7320	1,2875	0,8465	0,4449	Norris	1997	IE	0,3404	0,4697	3,2113	0,6414	0,0145
		Norris	1997	III	0,6141	0,7320	1,2875	0,8465	0,4449	Norris	1997	III	0,3404	0,4697	3,2113	0,6414	0,0214
		Norris	1997	IIIFu	0,5720	0,8054	1,5082	0,9544	0,4591	Norris	1997	IIIFu	0,4006	0,6742	3,0671	0,9128	0,2979
		Média			0,9317	0,8927	1,1864	0,8558	0,6892	Média			0,9489	0,7775	1,8616	0,7119	0,4783
		Des. Padrão			0,2695	0,1875	0,2479	0,1695	0,2092	Des. Padrão			0,6169	0,3927	0,9525	0,3181	0,3553
		Coef. Variação			28,92%	21,01%	20,89%	19,81%	30,35%	Coef. Variação			65,01%	50,51%	51,17%	44,69%	74,30%
		Média			0,9458	0,8793	1,0723	0,8022	0,7254	Média			0,9037	0,6955	1,3151	0,5833	0,4690
		Des. Padrão			0,0446	0,0128	0,0584	0,0299	0,0119	Des. Padrão			0,0645	0,1194	0,2760	0,0478	0,1062
		Coef. Variação			4,72%	1,45%	5,43%	3,73%	1,64%	Coef. Variação			7,14%	17,17%	20,98%	8,19%	22,65%

**Tabela B. 7- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o configuração do reforço (Em forma de "L" e com envolvimento completo).**

Autor	Ano	Viga	Método I					Método II									
			ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2000)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2000)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)				
														ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2000)	TRIANTAFILLOU (1999)
Reforço em L	Nacionais	Beber	2000	V10A	1,3030	1,1754	1,1948	1,0027	1,1820	Beber	2000	V10A	1,9773	1,4646	1,5304	1,0057	1,4864
		Beber	2000	V10B	1,2848	1,1591	1,1782	0,9887	1,1655	Beber	2000	V10B	1,9188	1,4213	1,4851	0,9759	1,4425
		Beber	2000	V17A	1,2460	1,1240	1,1426	0,9588	1,1303	Beber	2000	V17A	1,7935	1,3285	1,3881	0,9122	1,3482
		Beber	2000	V19A	1,4354	1,2949	1,2996	1,0556	1,3021	Beber	2000	V19A	2,4043	1,7810	1,7984	1,1128	1,8074
		Beber	2000	V19B	1,3956	1,2590	1,2636	1,0263	1,2659	Beber	2000	V19B	2,2760	1,6858	1,7024	1,0533	1,7109
Média			1,3330	1,2025	1,2158	1,0064	1,2092	Média			2,0740	1,5362	1,5809	1,0120	1,5591		
Des. Padrão			0,0794	0,0716	0,0643	0,0368	0,0720	Des. Padrão			0,2559	0,1896	0,1666	0,0761	0,1924		
Coef. Variação			5,95%	5,95%	5,29%	3,65%	5,95%	Coef. Variação			12,34%	12,34%	10,54%	7,52%	12,34%		
Estrangeiros	Nacionais	Beber	2000	V12A	1,4105	1,2724	1,2934	1,0854	1,1694	Beber	2000	V12A	2,3241	1,7216	1,7989	1,1821	1,3959
		Beber	2000	V18A	1,5430	1,3919	1,4149	1,1874	1,2793	Beber	2000	V18A	2,7515	2,0382	2,2197	1,3995	1,6526
		Beber	2000	V20A	1,6986	1,5323	1,5576	1,3071	1,4082	Beber	2000	V20A	3,2534	2,4099	2,5181	1,6548	1,9540
		Beber	2000	V18B	1,2396	1,0634	1,2925	1,0474	0,9429	Beber	2000	V18B	1,5063	1,1157	1,6487	1,0853	0,9047
		Beber	2000	V16A	1,8730	1,6068	1,9529	1,5825	1,4246	Beber	2000	V16A	2,8446	2,1071	3,1137	2,0497	1,7085
		Araújo AS	2002	V6	1,2772	1,1673	1,2560	1,1478	1,0255	Araújo AS	2002	V6	2,0303	1,5039	1,9104	1,4308	1,0616
		Araújo AS	2002	V7	1,1471	0,9885	1,4905	1,4607	0,8088	Araújo AS	2002	V7	1,3210	0,9785	2,6550	2,4842	0,6907
		Araújo AS	2002	V8	1,2023	1,0987	1,1715	1,0037	0,9652	Araújo AS	2002	V8	1,7514	1,2973	1,5958	1,0094	0,9157
		Silva Filho	2001	V2	1,1786	1,0735	1,1656	1,0550	0,9390	Silva Filho	2001	V2	1,6386	1,2138	1,5758	1,1548	0,8568
		Silva Filho	2001	V3	0,8365	0,7180	1,1032	1,0736	0,5848	Silva Filho	2001	V3	0,6533	0,4840	1,3403	1,2287	0,3416
		Silva Filho	2001	V5	0,9561	0,9188	1,2471	1,0601	0,7846								

**Tabela B. 8- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o ângulo das fibras (Ângulo igual a 90°).**

	Autor	Ano	Viga	Método I					Método II									
				ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)				
Ângulo das Fibras ( $\beta = 90^\circ$ )	Nacionais	Beber	2000	V9A	1,2873	1,0730	1,1405	0,9153	1,2200	Beber	2000	V9A	2,1343	1,1934	1,4151	0,8194	1,7528	
		Beber	2000	V9B	1,3682	1,1405	1,2122	0,9729	1,2967	Beber	2000	V9B	2,4540	1,3721	1,6270	0,9421	2,0153	
		Beber	2000	V21A	1,5112	1,2597	1,3389	1,0745	1,4323	Beber	2000	V21A	3,0186	1,6878	2,0014	1,1589	2,4790	
		Beber	2000	V10A	1,3030	1,1754	1,1948	1,0027	1,1820	Beber	2000	V10A	1,9773	1,4646	1,5304	1,0057	1,4864	
		Beber	2000	V10B	1,2848	1,1591	1,1782	0,9887	1,1655	Beber	2000	V10B	1,9188	1,4213	1,4851	0,9759	1,4425	
		Beber	2000	V17A	1,2460	1,1240	1,1426	0,9588	1,1303	Beber	2000	V17A	1,7935	1,3285	1,3881	0,9122	1,3482	
		Beber	2000	V11A	1,1931	1,0763	1,0941	0,9181	1,0823	Beber	2000	V11A	1,6230	1,2022	1,2562	0,8255	1,2201	
		Beber	2000	V11B	1,5129	1,3648	1,3873	1,1642	1,3724	Beber	2000	V11B	2,6543	1,9662	2,0544	1,3501	1,9954	
		Beber	2000	V17B	1,1265	1,0163	1,0330	0,8669	1,0219	Beber	2000	V17B	1,4081	1,0430	1,0899	0,7162	1,0585	
		Beber	2000	V12A	1,4105	1,2724	1,2934	1,0854	1,1694	Beber	2000	V12A	2,3241	1,7216	1,7989	1,1821	1,9599	
		Beber	2000	V18A	1,5430	1,3919	1,4149	1,1874	1,2793	Beber	2000	V18A	2,7515	2,0382	2,2197	1,3995	1,6526	
		Beber	2000	V20A	1,6986	1,5323	1,5576	1,3071	1,4082	Beber	2000	V20A	3,2534	2,4099	2,5181	1,6548	1,9540	
		Beber	2000	V13A	1,2772	1,1348	1,2437	0,9539	1,1739	Beber	2000	V13A	1,6858	1,2863	1,5807	0,9169	1,3845	
		Beber	2000	V13B	1,3164	1,1696	1,2819	0,9832	1,2099	Beber	2000	V13B	1,7829	1,3604	1,6717	0,9697	1,4641	
		Beber	2000	V15B	1,2804	1,2870	1,3350	1,0818	1,1073	Beber	2000	V15B	1,5925	1,6098	1,7431	1,1475	1,1971	
		Beber	2000	V16B	1,0403	1,0456	1,0847	0,0879	0,8997	Beber	2000	V16B	1,0852	1,0970	1,1879	0,7820	0,8158	
		Beber	2000	V18B	1,2396	1,0634	1,2925	1,0474	0,9429	Beber	2000	V18B	1,5063	1,1157	1,6487	1,0853	0,9047	
		Beber	2000	V16A	1,8730	1,6068	1,9529	1,5825	1,4246	Beber	2000	V16A	2,8446	2,1071	3,1137	2,0497	1,7085	
		Beber	2000	V22B	0,9314	0,8635	1,3740	1,0534	-	Beber	2000	V22B	0,8909	0,7919	1,8260	1,0921	-	
		Beber	2000	V20B	0,7333	0,6798	1,0817	0,8294	-	Beber	2000	V20B	0,5760	0,5120	1,1804	0,7060	-	
		Araújo AS	2002	V2	0,8750	0,7719	0,8679	0,6437	0,7378	Araújo AS	2002	V2	0,4536	0,2865	0,4380	0,1765	0,1310	
		Araújo AS	2002	V3	0,9343	0,8242	0,9267	0,6873	0,7878	Araújo AS	2002	V3	0,7129	0,4501	0,6882	0,2773	0,2058	
		Araújo AS	2002	V4	0,7719	0,6876	0,8671	0,6962	0,5157	Araújo AS	2002	V4	0,3109	0,2269	0,4651	0,2340	0,0651	
		Araújo AS	2002	V6	1,2772	1,1673	1,2560	1,1478	1,0255	Araújo AS	2002	V6	2,0303	1,5039	1,9104	1,4308	1,0616	
		Araújo AS	2002	V7	1,1471	0,9885	1,4905	1,4607	0,8088	Araújo AS	2002	V7	1,3210	0,9785	2,6550	2,4842	0,6907	
		Silva Filho	2001	V2	1,1786	1,0735	1,1656	1,0550	0,9390	Silva Filho	2001	V2	1,6386	1,2138	1,5758	1,1548	0,8568	
		Silva Filho	2001	V3	0,8365	0,7180	1,1032	1,0736	0,5848	Silva Filho	2001	V3	0,6533	0,4840	1,3403	1,2287	0,3416	
		Silva Filho	2001	V4	0,6935	0,6665	0,9047	0,7690	0,3776	Silva Filho	2001	V4	0,2443	0,2221	0,5755	0,3222	0,0798	
		Silva Filho	2001	V7	0,8361	0,7363	0,8980	0,7560	0,7828	Silva Filho	2001	V7	0,5764	0,4269	0,7014	0,4526	0,4901	
		Silva Filho	2001	V8	1,1075	0,9833	1,1140	0,9135	0,5232	Silva Filho	2001	V8	1,4926	0,9454	1,5333	0,7564	0,2440	
		Salles Neto	2000	V2	0,7841	0,6743	0,7911	0,6134	0,5843	Salles Neto	2000	V2	0,2448	0,1559	0,2526	0,1240	0,1115	
		Salles Neto	2000	V5	0,8595	0,7752	0,8708	0,7111	0,7025	Salles Neto	2000	V5	0,3443	0,2284	0,3665	0,1745	0,1686	
		Salles Neto	2000	V6	0,7563	0,7019	0,8703	0,7281	0,5171	Salles Neto	2000	V6	0,2095	0,1674	0,3644	0,1861	0,0838	
		Galvez	2003	V1G1	1,0568	0,8098	0,9277	0,6877	0,5797	Galvez	2003	V1G1	1,2265	0,5534	0,7888	0,3906	0,2864	
		Galvez	2003	V1G2	1,1717	0,9621	1,1039	0,9829	0,8613	Galvez	2003	V1G2	1,6341	0,9055	1,3321	0,9560	0,7010	
		Galvez	2003	V1G2	0,9347	0,8739	0,8453	0,7934	0,7460	Galvez	2003	V1G2	0,6716	0,4975	0,4385	0,3542	0,2956	
		Galvez	2003	V2G2	1,2392	1,1585	1,1207	1,0518	0,8379	Galvez	2003	V2G2	2,2029	1,6318	1,4381	1,1619	0,6463	
		Gallardo	2002	V2	0,7318	0,6355	0,7055	0,5668	0,6546	Gallardo	2002	V2	-0,0383	-0,2152	-0,3216	-0,1532	-0,2384	
		Gallardo	2002	V3	0,8856	0,7692	0,8534	0,6860	0,7310	Gallardo	2002	V3	0,4103	0,2304	0,3434	0,1640	0,2538	
		Gallardo	2002	V4	0,9540	0,8285	0,8953	0,7389	0,7712	Gallardo	2002	V4	0,7626	0,4282	0,5701	0,3049	0,3431	
		Gallardo	2002	V5	1,1124	0,9661	1,0466	0,8616	0,9068	Gallardo	2002	V5	1,5796	0,8870	1,1927	0,6315	0,7283	
		Gallardo	2002	V6	1,0279	0,8927	0,9675	0,7961	0,8392	Gallardo	2002	V6	1,1438	0,6423	0,9573	0,4573	0,7074	
		Dalcanal	2002	V90 1	0,9828	0,7185	1,1017	0,7805	-	Dalcanal	2002	V90 1	0,9037	0,2960	2,2747	0,3694	-	
		Dalcanal	2002	V90 2	1,0926	0,7988	1,2248	0,8678	-	Dalcanal	2002	V90 2	1,5170	0,4968	3,8183	0,6201	-	
		Média				1,1233	0,9913	1,1262	0,9121	0,9333	Média			1,3982	0,9630	1,3644	0,8171	0,8882
		Des. Padrão				0,2709	0,2451	0,2377	0,2500	0,2867	Des. Padrão			0,8450	0,6255	0,8105	0,5330	0,6800
		Coef. Variação				24,12%	24,72%	21,10%	27,42%	30,71%	Coef. Variação			60,43%	64,95%	59,40%	65,23%	76,56%
		Estrangeiros	Khalifa e Nanni	2000	BT2	0,9115	0,8640	1,0537	0,7951	0,6586	Khalifa e Nanni	2000	BT2	0,8119	0,7271	1,1384	0,6194	0,4472
			Khalifa e Nanni	2000	BT3	0,9262	0,8779	1,0707	0,8080	0,6692	Khalifa e Nanni	2000	BT3	0,8432	0,7550	1,1822	0,6433	0,4644
			Khalifa e Nanni	2000	BT4	1,3276	1,0837	1,3009	0,9455	1,0935	Khalifa e Nanni	2000	BT4	2,2484	1,2105	2,0852	0,8851	1,2383
Khalifa e Nanni	2000		BT5	1,0540	0,8128	1,0164	0,7091	0,9330	Khalifa e Nanni	2000	BT5	1,2461	0,5296	1,0665	0,3872	0,7001		
Khalifa e Nanni	2000		BT6	1,2996	1,2319	1,5024	1,1337	0,9390	Khalifa e Nanni	2000	BT6	1,6364	1,4653	2,2943	1,2484	0,9012		
Nanni	1999		VBT2	0,9115	0,8640	1,0537	0,7957	0,6586	Nanni	1999	VBT2	0,8119	0,7271	1,1384	0,6194	0,4472		
Nanni	1999		VBT3	1,2996	1,2319	1,5024	1,1337	0,7666	Nanni	1999	VBT3	1,6364	1,4653	2,2943	1,2484	0,6607		
Dias e Barros	2002		VAM-19	0,7959	0,6884	0,8657	0,5315	0,6035	Dias e Barros	2002	VAM-19	0,4090	0,2817	0,5336	0,1676	0,2127		
Dias e Barros	2002		VACV-20	1,2905	0,9875	1,3592	0,8197	0,9294	Dias e Barros	2002	VACV-20	2,5855	0,9666	3,5686	0,6254	0,8285		
Dias e Barros	2002		VBM-8	0,8545	0,7882	0,7882	0,7701	0,5998	Dias e Barros	2002	VBM-8	0,6624	0,5542	1,1163	0,5281	0,3336		
Dias e Barros	2002		VBCV-10	1,4176	1,0109	1,6038	0,9407	0,9433	Dias e Barros	2002	VBCV-10	3,0848	1,0253	7,3362	0,8736	0,8788		
Norris	1997		IE	0,6141	0,7320	1,2875	0,8465	0,4449	Norris	1997	IE	0,3404	0,4697	3,2113	0,6414	0,0145		
Norris	1997		IIE	0,6141	0,7320	1,2875	0,8465	0,4449	Norris	1997	IIE	0,3404	0,4697	3,2113	0,6414	0,0214		
Talsten e Teknik	2001		C3	1,2140	1,0578	1,1603	0,9854	0,7531	Talsten e Teknik	2001	C3	1,5071	1,1164	1,3581	0,9725	0,6151		
Média					1,0379	0,9259	1,2037	0,8615	0,7455	Média			1,2974	0,8403	2,2525	0,7215	0,5546	
Des. Padrão				0,2712	0,1784	0,2438	0,1596	0,1981	Des. Padrão			0,8654	0,3765	1,7437	0,3004	0,3483		
Coef. Variação				26,13%	19,27%	20,25%	18,53%	26,57%	Coef. Variação			66,70%	44,81%	77,41%	41,64%	62,80%		
Geral	Média			1,0806	0,9586	1,1650	0,8868	0,8394	Média			1,3478	0,9016	1,8085	0,7693	0,7214		
	Des. Padrão			0,0002	0,0471	0,0043	0,0640	0,0626	Des. Padrão			0,0145	0,1761	0,6598	0,1645	0,2346		
	Coef. Variação			0,02%	4,91%	0,37%	7,21%	7,46%	Coef. Variação									

**Tabela B. 9- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o ângulo das fibras (Ângulo diferente de 90°).**

		Método I							Método II								
		Autor	Ano	Viga	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	Autor	Ano	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)
Ângulo da Fibra ( $\beta \neq 90^\circ$ )	Nacionais	Beber	2000	V12B	1,3335	1,1115	1,1507	0,9061	1,2639	Beber	2000	V12B	2,3169	1,2954	1,4237	0,8094	1,9027
		Beber	2000	V14B	1,2023	1,0022	1,0375	0,8170	1,1395	Beber	2000	V14B	1,7989	1,0058	1,1054	0,6285	1,4773
		Beber	2000	V19A	1,4354	1,2949	1,2996	1,0556	1,3021	Beber	2000	V19A	2,4043	1,7810	1,7984	1,1128	1,8074
		Beber	2000	V19B	1,3956	1,2590	1,2636	1,0263	1,2659	Beber	2000	V19B	2,2760	1,6858	1,7024	1,0533	1,7109
		Beber	2000	V14A	1,1513	1,0848	1,0722	0,8891	1,2353	Beber	2000	V14A	1,3090	1,1634	1,1375	0,8170	1,5203
		Beber	2000	V15A	0,1081	0,0186	1,0068	0,8349	1,1600	Beber	2000	V15A	1,1656	1,0359	1,0129	0,7275	1,3537
		Beber	2000	V21B	0,8843	0,7189	1,1306	0,8511	-	Beber	2000	V21B	0,8161	0,5975	1,2483	0,7684	-
		Beber	2000	V22A	0,8185	0,6653	1,0464	0,7877	-	Beber	2000	V22A	0,7114	0,5209	1,0882	0,6698	-
		Araújo AS	2002	V8	1,2023	1,0987	1,1715	1,0037	0,9652	Araújo AS	2002	V8	1,7514	1,2973	1,5958	1,0094	0,9157
		Silva Filho	2001	V5	0,9561	0,9188	1,2471	1,0601	0,7846	Silva Filho	2001	V5	0,8916	0,8106	2,1005	1,1762	0,5794
		Silva Filho	2001	V6	1,0276	0,9142	1,0635	0,8947	0,7210	Silva Filho	2001	V6	1,0777	0,7983	1,1915	0,7595	0,4900
	Salles Neto	2000	V3	0,8153	0,6760	0,8664	0,6031	0,5692	Salles Neto	2000	V3	0,4890	0,3115	0,5845	0,2478	0,2227	
	Salles Neto	2000	V7	0,7886	0,6910	0,8322	0,6205	0,6112	Salles Neto	2000	V7	0,2406	0,1597	0,2964	0,1219	0,1178	
	Salles Neto	2000	V8	0,7743	0,6785	0,8171	0,6092	0,6001	Salles Neto	2000	V8	0,1893	0,1256	0,2331	0,0959	0,0927	
	Galvez	2003	V2G1	1,0360	0,8030	0,8280	0,6545	0,6273	Galvez	2003	V2G1	1,1119	0,5843	0,6240	0,3952	0,3672	
	Dalcanal	2002	V45 1	1,2464	1,0155	1,3814	1,0916	-	Dalcanal	2002	V45 1	2,4599	1,0479	5,8438	1,3366	-	
	Dalcanal	2002	V45 2	1,1708	0,9539	1,2976	1,0253	-	Dalcanal	2002	V45 2	2,0118	0,8570	4,7792	1,0931	-	
	Média			1,0204	0,9356	1,0890	0,8665	0,9419	Média			1,3542	0,8869	1,6333	0,7543	0,9660	
	Des. Padrão			0,3182	0,2036	0,1787	0,1672	0,2957	Des. Padrão			0,7634	0,4793	1,4861	0,3678	0,6850	
	Coef. Variação			31,19%	21,76%	16,41%	19,30%	31,39%	Coef. Variação			56,37%	54,04%	90,99%	48,77%	70,91%	
	Estrangeiros	Dias e Barros	2002	VACI-30	1,2981	1,0044	1,3146	0,8053	0,9474	Dias e Barros	2002	VACI-30	2,7075	1,0122	2,9172	0,6010	0,8676
Dias e Barros		2002	VBCI-15	1,3163	0,9512	1,4300	0,8115	0,8896	Dias e Barros	2002	VBCI-30	2,6553	0,8825	4,5493	0,6240	0,7565	
Norris		1997	IIIFu	0,5720	0,8054	1,5082	0,9544	0,4591	Norris	1997	IIIFu	0,4006	0,6742	3,0671	0,9128	0,2979	
Taljsten e Teknik		2001	RC1	1,2136	1,2423	1,1175	1,0524	0,8329	Taljsten e Teknik	2001	RC1	1,4204	1,4879	1,2148	1,0915	0,9398	
Taljsten e Teknik		2001	C1	1,1997	1,2217	1,0089	1,0009	0,8558	Taljsten e Teknik	2001	C1	1,5036	1,5751	1,0181	1,0017	0,9948	
Taljsten e Teknik		2001	C2	1,0199	1,0440	0,9315	0,8845	0,6822	Taljsten e Teknik	2001	C2	1,0391	1,0886	0,8756	0,7985	0,6875	
Taljsten e Teknik		2001	C4	1,2418	1,2418	1,2418	1,2418	1,2418	Taljsten e Teknik	2001	C4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
Taljsten e Teknik		2001	C5	1,0380	1,0678	1,0736	1,0158	0,6967	Taljsten e Teknik	2001	C5	1,0617	1,1122	1,1223	1,0253	0,5909	
Média				1,1124	1,0723	1,2033	0,9708	0,8257	Média			1,3485	0,9791	1,8456	0,7569	0,6419	
Des. Padrão			0,2440	0,1564	0,2050	0,1432	0,2282	Des. Padrão			0,9621	0,4936	1,5073	0,3555	0,3407		
Coef. Variação			21,94%	14,59%	17,03%	14,75%	27,64%	Coef. Variação			71,34%	50,42%	81,67%	46,98%	53,07%		
Geral	Média			1,0664	1,0040	1,1461	0,9187	0,8838	Média			1,3514	0,9330	1,7394	0,7556	0,8039	
	Des. Padrão			0,0525	0,0334	0,0186	0,0170	0,0477	Des. Padrão			0,1405	0,0102	0,0150	0,0087	0,2435	
	Coef. Variação			4,92%	3,32%	1,62%	1,85%	5,40%	Coef. Variação			10,39%	1,09%	0,86%	1,15%	30,29%	



**Tabela B. 10- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com o tipo de fibras (Apenas em Tiras).**

	Autor	Ano	Viga	Método I					Autor	Ano	Número de Vigas	Método II						
				ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA et al. (1998)				ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1998)	KHALIFA et al. (1998)		
Nacionais	Reforço em tiras	Beber	2000	V9A	1,2873	1,0730	1,1405	0,9153	1,2200	Beber	2000	V9A	2,1343	1,1934	1,4151	0,8194	1,7528	
		Beber	2000	V9B	1,3682	1,1405	1,2122	0,9729	1,2967	Beber	2000	V9B	2,4540	1,3721	1,6270	0,9421	2,0153	
		Beber	2000	V21A	1,5112	1,2597	1,3389	1,0745	1,4323	Beber	2000	V21A	3,0186	1,6878	2,0014	1,1589	2,4790	
		Beber	2000	V10A	1,3030	1,1754	1,1948	1,0027	1,1820	Beber	2000	V10A	1,9773	1,4646	1,5304	1,0057	1,4864	
		Beber	2000	V10B	1,2848	1,1591	1,1782	0,9887	1,1655	Beber	2000	V10B	1,9188	1,4213	1,4851	0,9759	1,4425	
		Beber	2000	V17A	1,2460	1,1240	1,1426	0,9588	1,1303	Beber	2000	V17A	1,7935	1,3285	1,3881	0,9122	1,3482	
		Beber	2000	V11A	1,1931	1,0763	1,0941	0,9181	1,0823	Beber	2000	V11A	1,6230	1,2022	1,2562	0,8255	1,2201	
		Beber	2000	V11B	1,5129	1,3648	1,3873	1,1642	1,3724	Beber	2000	V11B	2,6543	1,9662	2,0544	1,3501	1,9954	
		Beber	2000	V17B	1,1265	1,0163	1,0330	0,8669	1,0219	Beber	2000	V17B	1,4081	1,0430	1,0899	0,7162	1,0585	
		Beber	2000	V12A	1,4105	1,2724	1,2934	1,0854	1,1694	Beber	2000	V12A	2,3241	1,7216	1,7989	1,1821	1,3959	
		Beber	2000	V18A	1,5430	1,3919	1,4149	1,1874	1,2793	Beber	2000	V18A	2,7515	2,0382	2,2197	1,3995	1,6526	
		Beber	2000	V20A	1,6986	1,5323	1,5576	1,3071	1,4082	Beber	2000	V20A	3,2534	2,4099	2,5181	1,6548	1,9540	
		Beber	2000	V12B	1,3335	1,1115	1,1507	0,9061	1,2639	Beber	2000	V12B	2,3169	1,2954	1,4237	0,8094	1,9027	
		Beber	2000	V14B	1,2023	1,0022	1,0375	0,8170	1,1395	Beber	2000	V14B	1,7989	1,0058	1,1054	0,6285	1,4773	
		Beber	2000	V19A	1,4354	1,2949	1,2996	1,0556	1,3021	Beber	2000	V19A	2,4043	1,7810	1,7984	1,1128	1,8074	
		Beber	2000	V19B	1,3956	1,2590	1,2636	1,0263	1,2659	Beber	2000	V19B	2,2760	1,6858	1,7024	1,0533	1,7109	
		Beber	2000	V22B	0,9314	0,8635	1,3740	1,0534	-	Beber	2000	V22B	0,8909	0,7919	1,8260	1,0921	-	
		Beber	2000	V20B	0,7333	0,6798	1,0817	0,8294	-	Beber	2000	V20B	0,5760	0,5120	1,1804	0,7060	-	
		Beber	2000	V21B	0,8843	0,7189	1,1306	0,8511	-	Beber	2000	V21B	0,8161	0,5975	1,2483	0,7684	-	
		Beber	2000	V22A	0,8185	0,6653	1,0464	0,7877	-	Beber	2000	V22A	0,7114	0,5209	1,0882	0,6698	-	
		Araújo AS	2002	V2	0,8750	0,7719	0,8679	0,6437	0,7378	Araújo AS	2002	V2	0,4536	0,2865	0,4380	0,1765	0,1310	
		Araújo AS	2002	V3	0,9343	0,8242	0,9267	0,6873	0,7878	Araújo AS	2002	V3	0,7129	0,4501	0,6882	0,2773	0,2058	
		Araújo AS	2002	V4	0,7719	0,6876	0,8671	0,6962	0,5157	Araújo AS	2002	V4	0,3109	0,2269	0,4651	0,2340	0,0651	
		Araújo AS	2002	V6	1,2772	1,1673	1,2560	1,1478	1,0255	Araújo AS	2002	V6	2,0303	1,5039	1,9104	1,4308	1,0616	
		Araújo AS	2002	V7	1,1471	0,9885	1,4905	1,4607	0,8088	Araújo AS	2002	V7	1,3210	0,9785	2,6550	2,4842	0,6907	
		Araújo AS	2002	V8	1,2023	1,0987	1,1715	1,0037	0,9652	Araújo AS	2002	V8	1,7514	1,2973	1,5958	1,0094	0,9157	
		Silva Filho	2001	V2	1,1786	1,0735	1,1656	1,0550	0,9390	Silva Filho	2001	V2	1,6386	1,2138	1,5758	1,1548	0,8568	
		Silva Filho	2001	V3	0,8365	0,7180	1,1032	1,0736	0,5848	Silva Filho	2001	V3	0,6533	0,4840	1,3403	1,2287	0,3416	
		Silva Filho	2001	V4	0,6935	0,6665	0,9047	0,7690	0,3776	Silva Filho	2001	V4	0,2443	0,2221	0,5755	0,3222	0,0798	
		Silva Filho	2001	V5	0,9561	0,9188	1,2471	1,0601	0,7846	Silva Filho	2001	V5	0,8916	0,8106	2,1005	1,1762	0,5794	
		Silva Filho	2001	V6	1,0276	0,9142	1,0635	0,8947	0,7210	Silva Filho	2001	V6	1,0777	0,7983	1,1915	0,7595	0,4900	
		Silva Filho	2001	V7	0,8361	0,7363	0,8980	0,7560	0,7828	Silva Filho	2001	V7	0,5764	0,4269	0,7014	0,4526	0,4901	
		Silva Filho	2001	V8	1,1075	0,9833	1,1140	0,9135	0,5232	Silva Filho	2001	V8	1,4926	0,9454	1,5333	0,7564	0,2440	
		Salles Neto	2000	V2	0,7841	0,6743	0,7911	0,6134	0,5843	Salles Neto	2000	V2	0,2448	0,1559	0,2526	0,1240	0,1115	
		Salles Neto	2000	V3	0,8153	0,6760	0,8664	0,6031	0,5692	Salles Neto	2000	V3	0,4890	0,3115	0,5845	0,2478	0,2227	
		Salles Neto	2000	V5	0,8595	0,7752	0,8708	0,7111	0,7025	Salles Neto	2000	V5	0,3443	0,2284	0,3665	0,1745	0,1686	
		Salles Neto	2000	V6	0,7563	0,7019	0,8703	0,7281	0,5171	Salles Neto	2000	V6	0,2095	0,1674	0,3644	0,1861	0,0838	
Salles Neto	2000	V7	0,7886	0,6910	0,8322	0,6205	0,6112	Salles Neto	2000	V7	0,2406	0,1597	0,2964	0,1219	0,1178			
Salles Neto	2000	V8	0,7743	0,6785	0,8171	0,6092	0,6001	Salles Neto	2000	V8	0,1893	0,1256	0,2331	0,0959	0,0927			
Galvez	2003	V1G2	0,9347	0,8739	0,8453	0,7934	0,7460	Galvez	2003	V1G2	0,6716	0,4975	0,4385	0,3542	0,2956			
Galvez	2003	V2G2	1,2392	1,1585	1,1207	1,0518	0,8379	Galvez	2003	V2G2	2,2029	1,6318	1,4381	1,1619	0,6463			
Gallardo	2002	V2	0,7318	0,6355	0,7055	0,5668	0,6546	Gallardo	2002	V2	-0,0383	-0,2152	-0,3216	-0,1532	-0,2384			
Gallardo	2002	V3	0,8856	0,7692	0,8534	0,6860	0,7310	Gallardo	2002	V3	0,4103	0,2304	0,3434	0,1640	0,2538			
Gallardo	2002	V4	0,9540	0,8285	0,8953	0,7389	0,7712	Gallardo	2002	V4	0,7626	0,4282	0,5701	0,3049	0,3431			
Gallardo	2002	V5	1,1124	0,9661	1,0466	0,8616	0,9068	Gallardo	2002	V5	1,5796	0,8870	1,1927	0,6315	0,7283			
Gallardo	2002	V6	1,0279	0,8927	0,9675	0,7961	0,8392	Gallardo	2002	V6	1,1438	0,6423	0,9573	0,4573	0,7074			
Dalcanal	2002	V45 1	1,2464	1,0155	1,3814	1,0916	-	Dalcanal	2002	V45 1	2,4599	1,0479	5,8438	1,3366	-			
Dalcanal	2002	V45 2	1,1708	0,9539	1,2976	1,0253	-	Dalcanal	2002	V45 2	2,0118	0,8570	4,7792	1,0931	-			
Dalcanal	2002	V90 1	0,9828	0,7185	1,1017	0,7805	-	Dalcanal	2002	V90 1	0,9037	0,2960	2,2747	0,3694	-			
Dalcanal	2002	V90 2	1,0926	0,7988	1,2248	0,8678	-	Dalcanal	2002	V90 2	1,5170	0,4968	3,8183	0,6201	-			
Média				1,0844	0,9508	1,0987	0,9015	0,9133	Média			1,3520	0,8926	1,4392	0,7707	0,8663		
Des. Padrão				0,2542	0,2308	0,2013	0,1945	0,2907	Des. Padrão			0,8719	0,6054	1,1068	0,4993	0,7172		
Coef. Variação				23,44%	24,28%	18,32%	21,58%	31,83%	Coef. Variação			64,49%	67,82%	76,90%	64,79%	82,79%		
Estrangeiros	Reforço em tiras	Khalifa e Nanni	2000	BT4	1,3276	1,0837	1,3009	0,9455	1,0935	Khalifa e Nanni	2000	BT4	0,8432	0,7550	1,1822	0,6433	0,4644	
		Khalifa e Nanni	2000	BT5	1,0540	0,8128	1,0164	0,7091	0,9330	Khalifa e Nanni	2000	BT5	2,2484	1,2105	2,0852	0,8851	1,2383	
		Dias e Barros	2002	VAM-19	0,7959	0,6884	0,8657	0,5315	0,6035	Dias e Barros	2002	VAM-19	0,4090	0,2817	0,5336	0,1676	0,2127	
		Dias e Barros	2002	VACV-20	1,2905	0,9875	1,3592	0,8197	0,9294	Dias e Barros	2002	VACV-20	2,5855	0,9666	3,5686	0,6254	0,8285	
		Dias e Barros	2002	VACI-30	1,2981	1,0044	1,3146	0,8053	0,9474	Dias e Barros	2002	VACI-30	2,7075	1,0122	2,9172	0,6010	0,8676	
		Dias e Barros	2002	VBM-8	0,8545	0,7882	0,7882	0,7701	0,5998	Dias e Barros	2002	VBM-8	0,6624	0,5542	1,1163	0,5281	0,3336	
		Dias e Barros	2002	VBCV-10	1,4176	1,0109	1,6038	0,9407	0,9433	Dias e Barros	2002	VBCV-10	3,0848	1,0253	7,3362	0,8736	0,8788	
		Dias e Barros	2002	VBCI-15	1,1693	0,9512	1,4300	0,8115	0,8896	Dias e Barros	2002	VBCI-30	2,6553	0,8825	4,5493	0,6240	0,7565	
		Média				1,1693	0,9159	1,2099	0,7917	0,8674	Média			1,8995	0,8360	2,9111	0,6185	0,6976
		Des. Padrão				0,2365	0,1363	0,2876	0,1321	0,1745	Des. Padrão			1,0750	0,2975	2,2438	0,2232	0,3374
		Coef. Variação				20,22%	14,88%	23,77%	16,69%	20,12%	Coef. Variação			56,59%	35,59%	77,08%	36,08%	48,36%
		Geral	Reforço em tiras	Média			1,1269	0,9333	1,1543	0,8466	0,8903	Média			1,6257	0,8643	2,1751	0,6946
Des. Padrão					0,0125	0,0668	0,0610	0,0441	0,0822	Des. Padrão			0,1436	0,2177	0,8040	0,1953	0,2686	
Coef. Variação					1,11%	7,16%	5,29%	5,21%	9,23%	Coef. Variação								

**Tabela B. 11- Razões de comparação médias de cada experimento e critérios de projeto obtidas pelos Métodos I e II, agrupadas de acordo com tipo de fibras (Apenas Contínuo).**

			Método I					Método II										
Autor	Ano	Viga	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)	Autor	Ano	Número de Vigas	ACI 440 (2002)	FIB (2001)	CHENG E TENG (2001)	TRIANTAFILLOU (1999)	KHALIFA et al. (1998)			
Nacionais	Beber	2000	V13A	1,2772	1,1348	1,2437	0,9539	1,1739	Beber	2000	V13A	1,6858	1,2863	1,5807	0,9169	1,3845		
	Beber	2000	V13B	1,3164	1,1696	1,2819	0,9832	1,2099	Beber	2000	V13B	1,7829	1,3604	1,6717	0,9697	1,4641		
	Beber	2000	V15B	1,2804	1,2870	1,3350	1,0818	1,1073	Beber	2000	V15B	1,5925	1,6098	1,7431	1,1475	1,1971		
	Beber	2000	V16B	1,0403	1,0456	1,0847	0,0879	0,8997	Beber	2000	V15B	1,0852	1,0970	1,1879	0,7820	0,8158		
	Beber	2000	V18B	1,2396	1,0634	1,2925	1,0474	0,9429	Beber	2000	V18B	1,5063	1,1157	1,6487	1,0853	0,9047		
	Beber	2000	V16A	1,8730	1,6068	1,9529	1,5825	1,4246	Beber	2000	V16A	2,8446	2,1071	3,1137	2,0497	1,7085		
	Beber	2000	V14A	1,1513	1,0848	1,0722	0,8891	1,2353	Beber	2000	V14A	1,3090	1,1634	1,1375	0,8170	1,5203		
	Beber	2000	V15A	0,1081	1,0186	1,0068	0,8349	1,1600	Beber	2000	V15A	1,1656	1,0359	1,0129	0,7275	1,3537		
	Galvez	2003	V1G1	1,0568	0,8098	0,9277	0,6877	0,5797	Galvez	2003	V1G1	1,2265	0,5534	0,7888	0,3906	0,2864		
	Galvez	2003	V2G1	1,0360	0,8030	0,8280	0,6545	0,6273	Galvez	2003	V2G1	1,1119	0,5843	0,6240	0,3952	0,3672		
	Galvez	2003	V1G2	1,1717	0,9621	1,1039	0,9829	0,8613	Galvez	2003	V1G2	1,6341	0,9055	1,3321	0,9560	0,7010		
	Média			1,1410	1,0896	1,1936	0,8896	1,0202	Média			1,5404	1,1653	1,4401	0,9307	1,0639		
	Des. Padrão			0,4136	0,2234	0,2984	0,3613	0,2628	Des. Padrão			0,4977	0,4405	0,6670	0,4450	0,4793		
Coef. Variação			36,25%	20,51%	25,00%	40,61%	25,76%	Coef. Variação			32,31%	37,80%	46,32%	47,81%	45,05%			
Reforço contínuo	Nacionais	Khalifa e Nanni	2000	BT2	0,9115	0,8640	1,0537	0,7951	0,6586	Nacionais	Khalifa e Nanni	2000	BT2	0,8119	0,7271	1,1384	0,6194	0,4472
		Khalifa e Nanni	2000	BT3	0,9262	0,8779	1,0707	0,8080	0,6692		Khalifa e Nanni	2000	BT3	1,2461	0,5296	1,0665	0,3872	0,7001
		Khalifa e Nanni	2000	BT6	1,2996	1,2319	1,5024	1,1337	0,9390		Khalifa e Nanni	2000	BT6	1,6364	1,4653	2,2943	1,2484	0,9012
		Nanni	1999	VBT2	0,9115	0,8640	1,0537	0,7957	0,6586		Nanni	1999	VBT2	0,8119	0,7271	1,1384	0,6194	0,4472
		Nanni	1999	VBT3	1,2996	1,2319	1,5024	1,1337	0,7666		Nanni	1999	VBT3	1,6364	1,4653	2,2943	1,2484	0,6607
		Norris	1997	IE	0,6141	0,7320	1,2875	0,8465	0,4449		Norris	1997	IE	0,3404	0,4697	3,2113	0,6414	0,0145
	Estrangeiros	Norris	1997	IIIE	0,6141	0,7320	1,2875	0,8465	0,4449	Norris	1997	IIIE	0,3404	0,4697	3,2113	0,6414	0,0214	
		Norris	1997	IIIFu	0,5720	0,8054	1,5082	0,9544	0,4591	Norris	1997	IIIFu	0,4006	0,6742	3,0671	0,9128	0,2979	
		Taljsten e Teknik	2001	RC1	1,2136	1,2423	1,1175	1,0524	0,8329	Taljsten e Teknik	2001	RC1	1,4204	1,4879	1,2148	1,0915	0,9398	
		Taljsten e Teknik	2001	C1	1,1997	1,2217	1,0089	1,0009	0,8558	Taljsten e Teknik	2001	C1	1,5036	1,5751	1,0181	1,0017	0,9948	
		Taljsten e Teknik	2001	C2	1,0199	1,0440	0,9315	0,8845	0,6822	Taljsten e Teknik	2001	C2	1,0391	1,0886	0,8756	0,7985	0,6875	
		Taljsten e Teknik	2001	C3	1,2140	1,0578	1,1603	0,9854	0,7531	Taljsten e Teknik	2001	C3	1,5071	1,1164	1,3581	0,9725	0,6151	
		Taljsten e Teknik	2001	C4	1,2418	1,2418	1,2418	1,2418	1,2418	Taljsten e Teknik	2001	C4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
Taljsten e Teknik	2001	C5	1,0380	1,0678	1,0736	1,0158	0,6967	Taljsten e Teknik	2001	C5	1,0617	1,1122	1,1223	1,0253	0,5909			
Média			1,0054	1,0153	1,2000	0,9639	0,7217	Média			0,9826	0,9220	1,6436	0,8006	0,5227			
Des. Padrão			0,2591	0,1988	0,1936	0,1420	0,2123	Des. Padrão			0,5449	0,4795	0,9943	0,3450	0,3369			
Coef. Variação			25,77%	19,58%	16,14%	14,74%	29,42%	Coef. Variação			55,45%	52,01%	60,49%	43,09%	64,45%			
Geral	Média		1,0732	1,0525	1,1968	0,9268	0,8709	Geral	Média		1,2615	1,0437	1,5419	0,8656	0,7933			
	Des. Padrão		0,1092	0,0174	0,0741	0,1550	0,0357		Des. Padrão			0,0334	0,0276	0,2314	0,0707	0,1007		
	Coef. Variação		10,18%	1,65%	6,19%	16,73%	4,10%		Coef. Variação			2,64%	2,64%	15,01%	8,17%	12,69%		

C. DETALHAMENTO DE OUTROS EXPERIMENTOS PESQUISADOS

Este apêndice traz o detalhamento de mais experimentos pesquisados, que por apresentarem características divergentes, como explicado no capítulo 4 desta dissertação, não integraram o corpo da dissertação.

1. Experimento de ARAÚJO, C.M. (2002)

1.1 Apresentação do experimento

Araújo executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas três vigas, sendo uma de referência e as outras duas com diversas configurações de reforço. Utilizou também a viga de referência VM1R ensaiada por Morais (ARAÚJO, C.M.,2002).

Todas as vigas do experimento possuem seção transversal retangular 15 x 45cm<sup>2</sup>, 450 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura C.1.

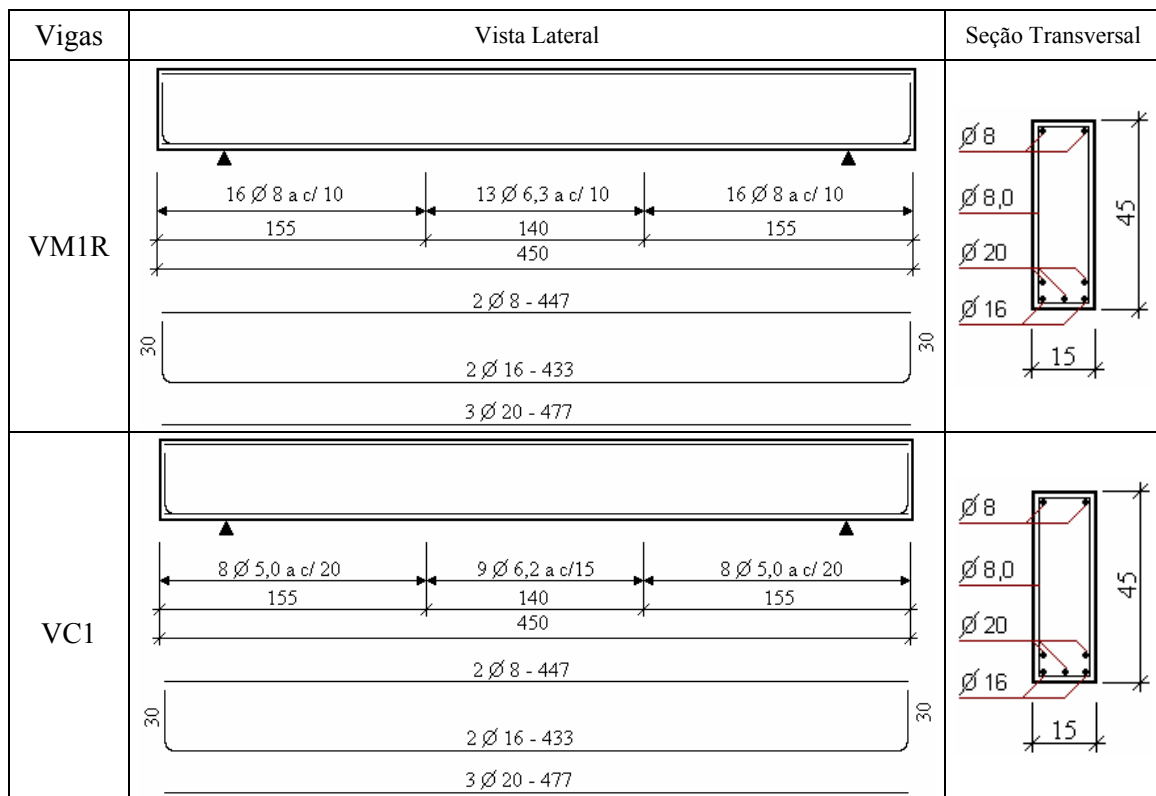


Figura C. 1– Armaduras das vigas do experimento de ARAÚJO, C.M. (2002)

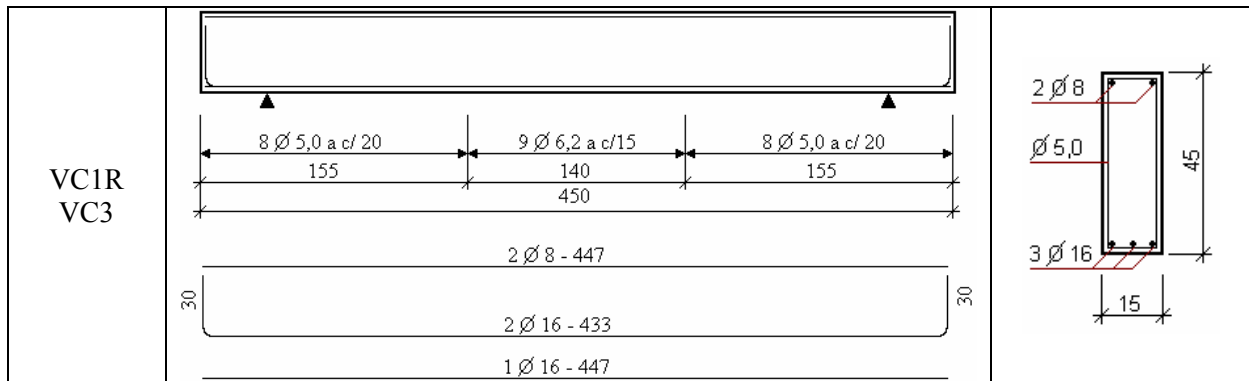


Figura C.1– Armaduras das vigas do experimento de ARAÚJO, C.M. (2002)

O quadro C.1 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por ARAÚJO, C.M. (2002).

Quadro C. 1 – Representação esquemática das vigas reforçadas por ARAÚJO, C.M. (2002) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
VC1		
VC3		

A tabela C.1 apresentou os valores das propriedades geométricas das vigas.

Tabela C. 1– Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por ARAÚJO, C.M. (2002).

Vigas	Geometria				Seção	Concreto		Armaduras								
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]		fc [MPa]	N	Φ l [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρ l [%]	Φ t [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	ρ w [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
VM1R	15	45	400	40,25	Ret.	34,4	2	16	13,45	2,23	8,0	10	1,01	0,670	547,00	200
VC1	15	45	400	40,25	Ret.	28,5	2	16	13,45	2,23	5,0	20	0,39	0,131	785,00	192
							3	20								
VC1R	15	45	400	42,07	Ret.	30,4	3	16	6,03	0,96	5,0	20	0,39	0,131	785,00	189
VC3	15	45	400	42,07	Ret.	31,3	3	16	6,03	0,96	5,0	20	0,39	0,131	785,00	189

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela C.2 apresentou as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela C. 2- Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de ARAÚJO, C.M. (2002).**

Vigas	Reforço com PRFC											Ensaio						
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\epsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss. S	$\epsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
VM1R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	138	3,43	Flexão	S	-	400,00
VC1	10,0	0,330	20,0	40,0	3	90	1,98	6,600	1,33	960	73,1	Ti-U	138	3,43	Flexão	S	*	360,00
VC1R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	138	3,28	Flexão	S	-	220,00
VC3	10,0	0,330	20,0	40,0	5	90	3,3	11,000	1,33	960	73,1	Ti-U	138	3,28	Flexão	S	*	360,00

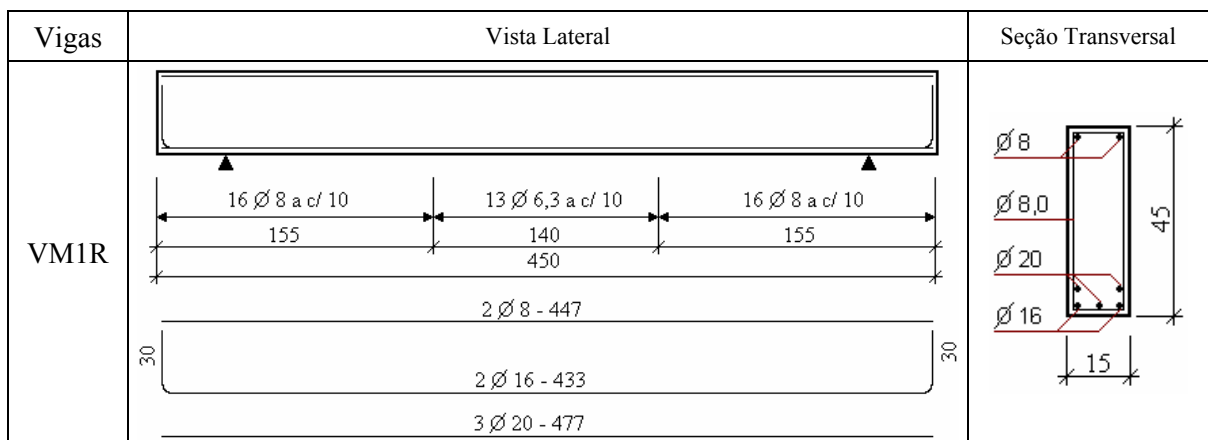
Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L  
 U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada  
 Cisalham. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador

## 2. Experimento de CERQUEIRA (2000)

### 2.1 Apresentação do experimento

Cerqueira executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas três vigas, sendo todas com diversas configurações de reforço. Cerqueira utilizou como viga de referência a VM1R ensaiada por Morais (CERQUEIRA, 2000).

Todas as vigas do experimento possuem seção transversal retangular 15 x 45cm<sup>2</sup>, 450 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura C.2.



Continua

**Figura C.2– Armadura das vigas do experimento de CERQUEIRA (2000).**

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V2 V4		
V5		

Conclusão

Figura C.2– Armadura das vigas do experimento de CERQUEIRA (2000).

O quadro C.2 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por CERQUEIRA (2000).

Quadro C. 2-Representação esquemática das vigas reforçadas por CERQUEIRA (2000) (vista lateral e seção transversal).

Continua

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V2		

**Quadro C. 2- Representação esquemática das vigas reforçadas por CERQUEIRA (2000) (vista lateral e seção transversal).**

		Conclusão
Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
V4		
V5		

A tabela C.3 apresentou os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela C. 3– Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por CERQUEIRA (2000).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	f <sub>c</sub> [MPa]	N	Φ/l [mm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ/l [%]	Φt [mm]	s [cm]	A <sub>sw</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>w</sub> [%]	f <sub>y</sub> [MPa]	E <sub>s</sub> [GPa]
VM1R	15	45	400	40,3	Ret.	34,4	2 3	16 20	13,45	2,23	8,0	10	1,01	0,670	547,00	200
V2	15	45	400	40,6	Ret.	36,6	2 3	16 20	13,45	2,21	5,0	20	0,39	0,131	688,00	191
V4	15	45	400	40,6	Ret.	39,2	2 3	16 20	13,45	2,21	5,0	20	0,39	0,131	688,00	191
V5	15	45	400	42,2	Ret.	34,7	2 3	16 20	13,45	2,12	5,0	20	0,39	0,131	688,00	191

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela C.4 apresentou as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela C. 4- Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de CERQUEIRA (2000).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	efu [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\epsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
VM1R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	138	3,43	Flexão	N	-	400,00
V2ES	50,00	1,200	20,0	40,0	1	90	12	40,000	1,7	2400	165	Ti-L			Desloc.		2,00	322,00
V2D	50,00	1,200	20,0	40,0	1	45	12	40,000	1,7	2400	165	Ti-L	135	3,33	*	S	*	*
V4ES	50,00	1,200	20,0	40,0	1	45	12	40,000	1,7	2400	165	Ti-L						
V4D	50,00	1,200	20,0	40,0	1	90	12	40,000	1,7	2400	165	Ti-L	135	3,33	Flexão	S	*	360,00
V5ES	50,00	1,200	20,0	40,0	1	90	12	40,000	1,7	2400	165	Ti-L						
V5D	50,00	1,200	20,0	40,0	1	45	12	40,000	1,7	2400	165	Ti-L	135	3,20	Flexão	S	*	330,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

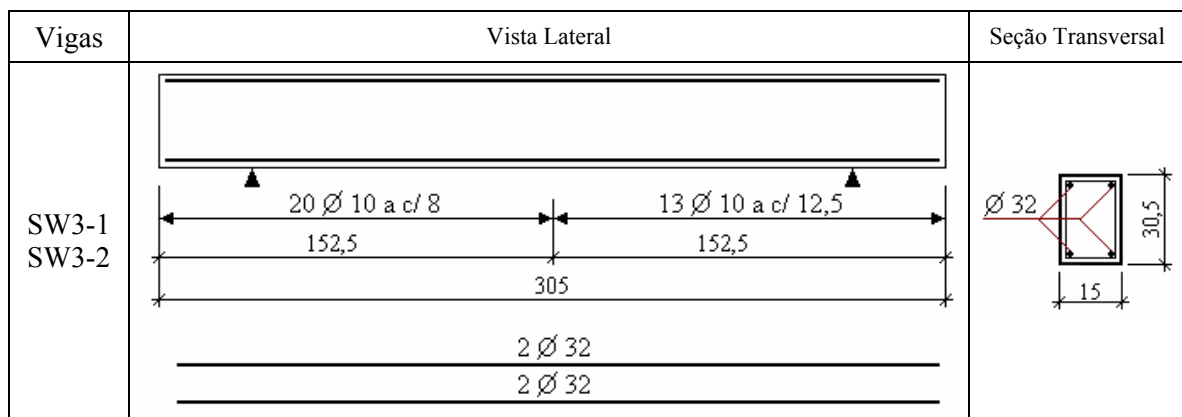
Cisalh. - **Cisalhamento**; Desloc. - **Deslocamento** do reforço; Ruptura - **Ruptura** do reforço; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador.

### 3 Experimento de KHALIFA & NANNI (2002)

#### 3.1 Apresentação do experimento

KHALIFA & NANNI executaram ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas doze vigas, sendo quatro de referência e as outras oito com diversas configurações de reforço (KHALIFA & NANNI, 2002).

Todas as vigas do experimento possuem seção transversal retangular de 15 x 30,5cm<sup>2</sup>, 305 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura C.3.



Continua

**Figura C. 2– Armadura das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2002)**



Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
SW4-1 SW4-2		
SO3-1 SO3-2 SO3-3 SO3-4 SO3-5		
SO4-1 SO4-2 SO4-3		

Conclusão

Figura C. 3– Armadura das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2002)

O quadro C.3 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por KHALIFA & NANNI (2002).

Quadro C. 3– Representação esquemática das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2002) (vista lateral e seção transversal).

Continua

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
SW3-2		

**Quadro C.3– Representação esquemática das vigas reforçadas por KHALIFA & NANNI (2002) (vista lateral e seção transversal).**

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
SW4-2		
SO3-2		
SO3-3		
SO3-4		
SO3-5		
SO4-2		
SO4-3		

A tabela C.5 apresentou os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela C. 5– Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por KHALIFA & NANNI (2002).**

Vigas	Geometria					Concreto		Armaduras								
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N -	$\Phi/l$ [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\rho/l$ [%]	$\Phi_t$ [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_w$ [%]	fy [MPa]	Es [GPa]
SW3-1ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	19,3	2	32	16,08	4,06	10	8	1,57	1,31	350,00	200
SW3-1D											10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SW3-2ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	19,3	2	32	16,08	4,06	10	8	1,57	1,31	350,00	200
SW3-2D											10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SW4-1ES	15	30,5	224	26,4	Ret.	19,3	2	32	16,08	4,06	10	8	1,57	1,31	350,00	200
SW4-1D											10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SW4-2ES	15	30,5	224	26,4	Ret.	19,3	2	32	16,08	4,06	10	8	1,57	1,31	350,00	200
SW4-2D											10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO3-1ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO3-1D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO3-2ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO3-2D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO3-3ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO3-3D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO3-4ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO3-4D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO3-5ES	15	30,5	183	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO3-5D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO4-1ES	15	30,5	224	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO4-1D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO4-2ES	15	30,5	224	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO4-2D											0	0	0,00	0,00	0,00	0
SO4-3ES	15	30,5	224	26,4	Ret.	27,5	2	32	16,08	4,06	10	12,5	1,57	0,84	350,00	200
SO4-3D											0	0	0,00	0,00	0,00	0

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela C.6 apresentou as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela C. 6 - Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de KHALIFA & NANNI (2002).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\varepsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss. N	$\varepsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
SW3-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	76	2,88	Cisalham.	N	-	253,00
SW3-2	76,0	0,165	76,0	30,5	1	90	5,016	4,400	1,7	3790	228	C-U	76	2,88	Rup. Conc	N	2,30	354,00
SW4-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	102	3,86	Cisalham.	N	-	200,00
SW4-2	102,0	0,165	102,0	30,5	1	90	6,732	4,400	1,7	3790	228	C-U	102	3,86	Rup. Conc	N	*	361,00
SO3-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	76	2,88	Cisalham.	N	-	154,00
SO3-2	5,0	0,165	12,5	30,5	1	90	0,165	0,880	1,7	3790	228	Ti-U	76	2,88	Descol.	N	4,70	262,00
SO3-3	7,5	0,165	12,5	30,5	1	90	0,2475	1,320	1,7	3790	228	Ti-U	76	2,88	Descol.	N	5,20	266,00
SO3-4	76,0	0,165	76,0	30,5	1	90	2,508	2,200	1,7	3790	228	C-U	76	2,88	Descol.	N	4,50	289,00
SO3-5	76,0	0,165	76,0	30,5	1	90	5,016	4,400	1,7	3790	228	C-U	76	2,88	Rup. Conc	N	4,30	339,00
SO4-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	102	3,86	Cisalham.	N	-	130,00
SO4-2	5,0	0,165	12,5	30,5	1	90	0,165	0,880	1,7	3790	228	Ti-U	102	3,86	Descol.	N	6,20	255,00
SO4-3	102,0	0,165	102,0	30,5	1	90	3,366	2,200	1,7	3790	228	C-U	102	3,86	Rup. Conc	N	3,70	310,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalham. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço;

Rup. Conc. - Ruptura do Concreto no Plano vertical; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador

## 4 Experimento de BROSENS (2000)

### 4.1 Apresentação do experimento

BROSENS executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas quatro vigas, sendo uma de referência e as outras três com diversas configurações de reforço (BROSENS,2000).

Todas as vigas possuem seção transversal retangular de 12,5 x 22,5 cm<sup>2</sup>, 170 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura C.4.

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
Todas AS Vigas		

Figura C. 4– Armadura das vigas do experimento de BROSENS (2000)

O quadro C.4 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por BROSENS (2000).

Quadro C. 4– Representação esquemática das vigas reforçadas por BROSENS (2000) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
B		
C		
D		

A tabela C.7 apresentou valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela C. 7– Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por BROSENS (2000).**

Geometria					Concreto												aduras	
Vigas	bw	h	l	d	Seção	fc	N	Φl	As	ρl	Φt	s	Asw	ρw	fym	Es		
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	-	[MPa]	-	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]	[MPa]	[GPa]		
A	12,5	22,5	150	19,90	Ret.	54	2	10	2,07	0,83	-	-	-	-	-	-		
							1	8										
B	12,5	22,5	150	19,90	Ret.	54	2	10	2,07	0,83	-	-	-	-	-	-		
							1	8										
C	12,5	22,5	150	19,90	Ret.	54	2	10	2,07	0,83	-	-	-	-	-	-		
							1	8										
D	12,5	22,5	150	19,90	Ret.	54	2	10	2,07	0,83	-	-	-	-	-	-		
							1	8										

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T

A tabela C.8 apresentou as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.

**Tabela C. 8– Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de BROSENS (2000).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf	tf	sf	hf	n	β	Af	ρf	εfu	ff	Ef	Config.	a	a/d	Modo de	Pré	εfc	Pu(exp.)
	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	-	[°]	[cm <sup>2</sup> ]	10 <sup>(-3)</sup>	[%]	[MPa]	[GPa]	-	[cm]	-	falha	fiss.	10 <sup>(-3)</sup>	[kN]
A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	2,51	Cisalh. am.	N	-	71,00
B	50,0	0,167	50,0	22,50	2	90	3,34	5,34	1,04	2450	235	C-L	50	2,51	Descol.	N	*	110,00
C	50,0	0,167	50,0	22,50	2	90	3,34	5,34	1,04	2450	235	C-L	50	2,51	Descol.	N	*	105,00
D	50,0	0,167	50,0	22,50	2	90	3,34	5,34	1,04	2450	235	C-L	50	2,51	Descol.	N	*	130,00

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalh. - Cisalhamento; Descol. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador

## 5 Experimento de MATTHYS (2000)

### 5.1 Apresentação do experimento

MATTHYS executou ensaios verificando reforços ao cisalhamento com PRFC. Foram ensaiadas sete vigas, sendo duas de referência e as outras cinco com diversas configurações de reforço (MATTHYS, 2000).

Todas as vigas possuem seção transversal retangular de 20 x 45 cm<sup>2</sup>, 400 cm de comprimento e armaduras, conforme representado na figura C.5.

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
BS1 BS2		
BS3 BS4 BS5 BS6 BS7		

Figura C. 5– Armadura das vigas do experimento de MATTHYS (2000)

O quadro C.5 mostra esquematicamente as configurações de reforço propostas por Matthys (2000).

Quadro C. 5– Representação esquemática das vigas reforçadas por MATTHYS (2000) (vista lateral e seção transversal).

Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
BS2		<p>Seção Transversal</p> <p>Corte A-A</p> <p>Corte B-B</p>
BS4		

Continua

**Quadro C.5– Representação esquemática das vigas reforçadas por MATTHYS (2000) (vista lateral e seção transversal).**

Conclusão		
Vigas	Vista Lateral	Seção Transversal
BS5		
BS6		<p>Corte A-A</p> <p>Corte B-B</p>
BS7		

A tabela C.9 apresentou os valores das propriedades geométricas das vigas.

**Tabela C. 9– Propriedades geométricas e características do concreto e das armaduras das vigas ensaiadas por MATTHYS (2000).**

Vigas	Geometria					Concreto	Armaduras									
	bw [cm]	h [cm]	l [cm]	d [cm]	Seção -	fc [MPa]	N -	Φ/ [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	ρ/ [%]	Φt [mm]	s [cm]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	ρw [%]	fym [MPa]	Es [GPa]
BS1	20	45	380	40,73	Ret.	35	6	20	18,85	2,31	6	40	0,57	0,07	560	*
BS2	20	45	380	40,73	Ret.	33,8	6	20	18,85	2,31	6	40	0,57	0,07	560	*
BS3	20	45	380	40,73	Ret.	37,5	6	20	18,85	2,31	6	20	0,57	0,14	560	*
BS4	20	45	380	40,73	Ret.	38,4	6	20	18,85	2,31	6	20	0,57	0,14	560	*
BS5	20	45	380	40,73	Ret.	36	6	20	18,85	2,31	6	20	0,57	0,14	560	*
BS6	20	45	380	40,73	Ret.	35,8	6	20	18,85	2,31	6	20	0,57	0,14	560	*
BS7	20	45	380	40,73	Ret.	34,7	6	20	18,85	2,31	6	20	0,57	0,14	560	*

Ret. - Seção Retangular; T - Seção em forma de T; (\*) Valores não fornecidos pelo pesquisador

A tabela C.10 apresentou as características do reforço com PRFC e resultados dos ensaios.



**Tabela C. 10– Características do reforço e resultados dos ensaios das vigas do experimento de MATTHYS (2000).**

Vigas	Reforço com PRFC												Ensaio					
	wf [cm]	tf [mm]	sf [cm]	hf [cm]	n	$\beta$ [°]	Af [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_f$ 10 <sup>(-3)</sup>	$\varepsilon_{fu}$ [%]	ff [MPa]	Ef [GPa]	Config.	a [cm]	a/d	Modo de falha	Pré fiss.	$\varepsilon_{fe}$ 10 <sup>(-3)</sup>	Pu(exp.) [kN]
BS1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	125	3,07	Cisalhame.	S	-	206,3
BS2	5,0	0,111	40,0	45,0	1	90	0,11	0,14	1,25	3500	233	Ti-U	125	3,07	Descol.	S	8,80	247,5
	10,0	0,111	40,0	45,0	1	90	0,22	0,28				Ti-U						
BS3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	125	3,07	Cisalhame.	S	-	136,6
BS4	107,0	0,111	10,0	45,0	1	90	2,38	11,88	1,25	3500	233	C-U	125	3,07	Flexão	S	*	252,0
BS5	5,0	0,111	40,0	45,0	1	90	0,11	0,14	1,25	3500	233	Ti-U	125	3,07	Descol.	S	9,90	170,0
BS6	5,0	0,111	40,0	45,0	1	90	0,11	0,14	1,25	3500	233	Ti-U	125	3,07	Descol.	S	9,10	166,7
BS7	5,0	0,111	20,0	45,0	1	90	0,11	0,28	1,25	3500	233	Ti-U	125	3,07	Cisalhame	S	8,80	235,5
	10,0	0,111	20,0	45,0	1	90	0,22	0,56				Ti-U						

Ti - Reforço em Tiras; C - Reforço Contínuo; L - Reforço somente nas Laterais; eL - Reforço em forma de L

U - Reforço em forma de U; E - Reforço com Envolvimento completo; S - Sim; N - Não; fiss. - fissurada

Cisalhame. - Cisalhamento; Desloc. - Descolamento do reforço; Ruptura - Ruptura do reforço; ( \* ) Valores não fornecidos pelo pesquisador