

REFORÇO DE VIGAS E PILARES DE CONCRETO
COM MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS

Luiz Antonio Vieira Carneiro

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.

Prof.^a Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

Prof. Benjamin Ernani Diaz, D.Ing.

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, Ph.D.

Prof.^a Regina Helena Ferreira de Souza, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2004

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

CARNEIRO, LUIZ ANTONIO VIEIRA

Reforço de Vigas e Pilares de Concreto
com Materiais Compósitos de Resina e Fibras
[Rio de Janeiro] 2004

XXXII, 405 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,
D.Sc., Engenharia Civil, 2004)

Tese - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Reforço Estrutural
2. Vigas de Concreto
3. Pilares de Concreto
4. Compósitos

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

DEDICATÓRIA

A meus saudosos e inesquecíveis pais,
Antonio e Luzia (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

À minha família, meus saudosos pais, Antonio e Luzia (*in memoriam*), meus irmãos, Elisa, José Eduardo e Carlos Augusto, por todo apoio e incentivo.

Aos professores Ibrahim e Lúcia, pelos valiosos e inestimáveis ensinamentos, orientação segura, atenção dedicada a revisões e sugestões para melhoria deste trabalho.

Ao professor Alexandre Duarte, presidente da TEPREM Recuperação Estrutural, que doou e aplicou o sistema composto de reforço estrutural MBrace™.

Aos amigos de turma de pós-graduação Flávia Júdice, Luciana Freitas e Sérgio Garcia, pelo convívio acadêmico e pela ajuda prestada nos ensaios.

Aos chefes e amigos professores e companheiros de trabalho da Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção do IME, pela ajuda e incentivo.

Aos professores e pesquisadores André Pinto e Felipe José, pela amizade, apoio e cooperação nos ensaios de microscopia eletrônica.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ, Santiago, Zé Carlos (*in memoriam*), Zé Maria, Vicente, Anísio, e do IME, Moseika, Wanderlei e Mauro, pelo apoio e empenho nos serviços prestados para execução dos ensaios.

À SIKA, à HOLCIM e à PEDREIRA VIGNÉ, pelo fornecimento do material de reforço, cimento e pedra, indispensáveis para a realização do programa experimental.

À CAPES e ao CNPq, pela contribuição financeira.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

REFORÇO DE VIGAS E PILARES DE CONCRETO
COM MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS

Luiz Antonio Vieira Carneiro

Dezembro/2004

Orientadores: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Lídia da Conceição Domingues Shehata

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho enfoca o comportamento de vigas e pilares de concreto reforçados com materiais compósitos de resina e fibras. Apresenta revisão bibliográfica sobre os principais tipos de materiais compósitos de resina e fibras, além dos diferentes sistemas e tipos de técnicas de reforço e de alguns exemplos sobre sua aplicação. Resume o estado da arte sobre o reforço de vigas e pilares de concreto reforçados com materiais compósitos de resina e fibras, englobando parâmetros influentes e modos de ruptura, estudos existentes e critérios de dimensionamento do reforço. Detalha os ensaios do programa experimental desenvolvido, que incluiu vigotas e pilaretes de concreto reforçados externamente com compósitos de resina e folhas unidirecionais de fibras de carbono. Mostra análise dos resultados de vigotas e pilaretes de concreto ensaiados neste estudo e em outros relatados na literatura. Propõe critérios para dimensionamento do reforço de vigas e pilares de concreto com materiais compósitos de resina e fibras, que tiveram por base os resultados dos ensaios do programa experimental deste trabalho e os encontrados na literatura.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

STRENGTHENING OF CONCRETE BEAMS AND COLUMNS
WITH FIBER REINFORCED PLASTICS

Luiz Antonio Vieira Carneiro

December/2004

Advisors: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Lídia da Conceição Domingues Shehata

Department: Civil Engineering

This work focuses on the behavior of concrete beams and columns strengthened with fiber reinforced plastics. It presents bibliographic review about the main kinds of fiber reinforced plastics, besides the different systems and types of strengthening techniques and some examples of their application. It summarizes the state of the art about the strengthening of concrete beams and columns with fiber reinforced plastics, including main variables and failure modes, existing studies and strengthening design models. It details the developed experimental program, that included concrete short beams and columns strengthened with carbon fiber reinforced plastic sheets. It shows analysis of the results of concrete short beams and columns tested in this study and in others found in literature. It presents suggestions related to strengthening design of concrete beams and columns with fiber reinforced plastics, that were based on the results of the experimental program carried out by this and other authors.

ÍNDICE DO TEXTO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 – MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS	5
2.1 – Introdução	5
2.2 – Compósitos de Resina e Fibras	6
2.2.1 – Resinas	11
2.2.2 – Fibras	13
2.2.2.1 – Fibras de Carbono e de Grafite	15
2.2.2.2 – Fibras de Vidro	17
2.2.2.3 – Fibras de Aramida	18
2.3 – Tipos de Sistemas de Reforço com Compósitos de Resina e Fibras	19
2.3.1 – Sistemas Pré-fabricados	19
2.3.2 – Sistemas Curados <i>in Situ</i>	21
2.4 – Tipos Especiais de Aplicação de Reforço com Compósitos de Resina e Fibras	23
2.4.1 – Reforço por Encamisamento Automatizado	23
2.4.2 – Reforço com Pré-tração	23
2.4.3 – Cura Térmica Acelerada do Reforço <i>in Situ</i>	24
2.4.4 – Pré – moldagem do Reforço	25
2.4.5 – Reforço Colado em Sulcos Feitos no Concreto	25
2.4.6 – Impregnação a Vácuo do Reforço	26
2.5 – Exemplos de Aplicação dos Compósitos de Resina e Fibras	27
CAPÍTULO 3 – REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO COM MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS	33
3.1 – Introdução	33
3.2 – Comportamento de Vigas de Concreto Reforçadas	34
3.2.1 – Parâmetros Influentes	36
3.2.1.1 – Taxa de Armadura Longitudinal Interna de Tração	37
3.2.1.2 – Tipo, Taxa, Detalhamento e Orientação da Armadura de Reforço	38
3.2.1.3 – Tipo do Sistema de Ancoragem do Reforço	42

3.2.1.4 – Tipos e Condição de Carregamento	45
3.2.1.5 – Temperatura	47
3.2.2 – Estudos sobre Aderência entre Concreto e Armadura de Reforço	49
3.2.3 – Estudos sobre Cargas Dinâmicas, de Impacto e Fadiga	51
3.2.4 – Estudos sobre Carregamento de Longa Duração	54
3.2.5 – Estudos sobre Durabilidade	55
3.2.6 – Modos de Ruptura de Vigas de Concreto Armado Reforçadas	59
3.3 – Estudos Existentes sobre Reforço de Vigas de Concreto	61
3.3.1 – Reforço à Flexão	65
3.3.2 – Reforço ao Cortante	74
3.3.3 – Reforço à Flexão e ao Cortante	81
3.4 – Métodos de Dimensionamento do Reforço	86
3.4.1 – Dimensionamento à Flexão	88
3.4.2 – Dimensionamento ao Cortante	92
3.4.3 – Avaliação da Resistência da Ligação Concreto – Reforço	96
3.4.4 – Avaliação de Flechas	97
3.4.5 – Avaliação de Abertura de Fissuras de Flexão	99
3.5 – Considerações Gerais	100
CAPÍTULO 4 – REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO COM MATERIAIS	
COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS	103
4.1 – Introdução	103
4.2 – Comportamento do Concreto Confinado	105
4.2.1 – Curvas Tensão – Deformação	106
4.2.2 – Deformação Volumétrica	108
4.2.3 – Modos de Ruptura	110
4.2.4 – Parâmetros Influentes	111
4.2.4.1 – Tipos de Resina e Fibras	113
4.2.4.2 – Taxa e Orientação das Fibras	113
4.2.4.3 – Forma e Dimensões dos Pilares	120
4.2.4.4 – Raio das Arestas Arredondadas	125
4.2.4.5 – Resistência do Concreto à Compressão	127
4.2.4.6 – Taxa de Armadura Interna	130

4.2.4.7 – Carregamento Antes do Reforço	131
4.3 – Estudos Existentes sobre Reforço de Pilares de Concreto	132
4.3.1 – Espécimes de Concreto Simples	134
4.3.2 – Espécimes de Concreto Armado	143
4.4 – Curvas Tensão – Deformação do Concreto Confinado Propostas	149
4.4.1 – MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	150
4.4.2 – MBT (1998b)	151
4.4.3 – SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	153
4.4.4 – TOUTANJI (1999b)	155
4.4.5 – SAAFI <i>et al.</i> (1999)	157
4.4.6 – SPOELSTRA e MONTI (1999)	158
4.4.7 – MATTHYS (2000)	160
4.4.8 – XIAO e WU (2000)	162
4.4.9 – CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	164
4.5 – Resistência do Concreto Confinado	169
4.6 – Deformação Última do Concreto Confinado	174
4.7 – Considerações Gerais	177
CAPÍTULO 5 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	179
5.1 – Introdução	179
5.2 – Vigotas	179
5.2.1 – Ensaio Realizados	179
5.2.2 – Materiais	180
5.2.2.1 – Concreto	180
5.2.2.2 – Armadura Interna	182
5.2.2.3 – Sistemas de Reforço	182
5.2.3 – Descrição das Vigotas	189
5.2.3.1 – Características Geométricas e Estruturais	189
5.2.3.2 – Resistência à Flexão Teórica das Vigotas	189
5.2.4 – Execução das Vigotas	191
5.2.4.1 – Fôrmas	191
5.2.4.2 – Concretagem	192
5.2.5 – Tipo e Execução do Reforço	192

5.2.6 – Instrumentação	197
5.2.6.1 – Extensômetros Elétricos de Resistência	197
5.2.6.2 – Extensômetro Mecânico	199
5.2.6.3 – Transdutor de Deslocamento	199
5.2.7 – Montagem dos Ensaios	200
5.3 – Pilaretes	201
5.3.1 – Ensaios Realizados	201
5.3.2 – Materiais	202
5.3.2.1 – Concreto	202
5.3.2.2 – Sistema de Reforço	203
5.3.3 – Descrição dos Pilaretes	203
5.3.4 – Execução dos Pilaretes	204
5.3.4.1 – Fôrmas	204
5.3.4.2 – Concretagem	204
5.3.5 – Tipo e Execução do Reforço	205
5.3.6 – Instrumentação	207
5.3.6.1 – Extensômetros Elétricos de Resistência	207
5.3.7 – Montagem dos Ensaios	208
5.4 – Resultados dos Ensaios	209
5.4.1 – Vigotas	209
5.4.1.1 – Flechas	209
5.4.1.2 – Deformação do Concreto	211
5.4.1.3 – Deformação da Armadura de Reforço	213
5.4.1.4 – Fissuração	217
5.4.1.5 – Cargas e Modos de Ruptura	220
5.4.2 – Pilaretes	221
5.4.2.1 – Curvas Tensão – Deformação	221
5.4.2.2 – Resistência e Deformação Última	230
5.4.2.3 – Modos de Ruptura	231
CAPÍTULO 6 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	236
6.1 – Introdução	236
6.2 – Vigotas	236

6.2.1 – Análise dos Resultados deste Estudo	236
6.2.1.1 – Flechas	236
6.2.1.2 – Deformação da Armadura de Reforço	240
6.2.1.3 – Resistência	246
6.2.2 – Análise dos Resultados de Vários Estudos	249
6.2.2.1 – Flechas	249
6.2.2.2 – Abertura de Fissuras de Flexão	256
6.2.2.3 – Deformação da Armadura de Reforço	257
6.2.2.4 – Resistência	259
6.3 – Pilaretes	263
6.3.1 – Análise dos Resultados deste Estudo	263
6.3.1.1 – Resistência	263
6.3.1.2 – Deformação Última	267
6.3.1.3 – Curvas Tensão – Deformação	269
6.3.2 – Análise dos Resultados de Vários Estudos	291
6.3.2.1 – Resistência	291
6.3.2.2 – Deformação Última	298
6.4 – Análise da Microestrutura do Compósito de Reforço	304
CAPÍTULO 7 – PROPOSTAS DESTE TRABALHO	310
7.1 – Introdução	310
7.2 – Vigas	310
7.2.1 – Flechas	310
7.2.2 – Abertura de Fissuras de Flexão	312
7.2.3 – Resistência à Flexão	312
7.2.4 – Resistência ao Cortante	319
7.3 – Pilares	324
7.3.1 – Resistência	324
7.3.2 – Deformação Última	326
7.3.3 – Curvas Tensão – Deformação	326
7.3.3.1 – Pilares de Seção Circular	326
7.3.3.2 – Pilares de Seção Quadrada ou Retangular	330

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	347
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	353
ANEXO A - TABELAS DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS VIGOTAS	389
ANEXO B - TABELAS DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PILARETES	396

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplos de Tecido e Laminado Pré-fabricado de Resina e Fibras de Carbono.....	7
Figura 2.2 – Exemplos de Tubo de Compósito e Folha Unidirecional.....	8
Figura 2.3 – Exemplos de Barras de Compósito de Resina e Fibras	8
Figura 2.4 – Exemplos de Tipos de Perfis de Compósito de Resina e Fibras	8
Figura 2.5 – Dados sobre Materiais Compósitos Citados por HULL e CLYNE (1996)	10
Figura 2.6 – Alguns Exemplos de Tipos de Fibras	13
Figura 2.7 – Curvas Tensão – Deformação de Diferentes Fibras e do Aço (MATTHYS, 2000)	14
Figura 2.8 – Esquema do Processo de Pultrusão de Compósitos Pré-fabricados	20
Figura 2.9 – Etapas de Aplicação do Sistema de Reforço Mbrace™.....	22
Figura 2.10 – Detalhe da Técnica de Encamisamento Automático	23
Figura 2.11 – Detalhe da Técnica de Reforço com Pré-tração em Vigas	24
Figura 2.12 – Detalhe da Técnica de Cura Térmica Acelerada (CEB, 2001)	24
Figura 2.13 – Exemplo de Aplicação da Técnica de Pré-moldagem	25
Figura 2.14 – Detalhe da Técnica de Colagem do Reforço em Sulcos de Concreto (CEB, 2001)	26
Figura 2.15 – Detalhes do Equipamento de Impregnação a Vácuo	26
Figura 2.16 – Exemplos de Aplicação de Materiais Compósitos de Resina e Fibras no Reforço de Elementos Estruturais de Concreto	27
Figura 2.17 – Exemplo de Aplicação de Lâminas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Lajes de Concreto	28
Figura 2.18 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Lajes de Concreto	28
Figura 2.19 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Vigas de Concreto	29
Figura 2.20 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Pilares de Concreto	30
Figura 2.21 – Detalhe de Estacas de Tubos de Compósitos de Resina e Fibras de Vidro	32
Figura 3.1 – Esquemas de Tipos de Sistemas de Ancoragem com o Uso de Peças de Aço em Vigas Reforçadas à Flexão	35
Figura 3.2 – Esquemas de Tipos de Sistemas de Ancoragem com o Uso de Materiais Compósitos de Resina e Fibras em Vigas Reforçadas à Flexão	36
Figura 3.3 – Resistência Relativa das Vigas Reforçadas em Função da Taxa de Armadura Longitudinal Interna de Tração ρ_l (ROSS <i>et al.</i> , 1999)	38
Figura 3.4 – Curvas Carga – Flecha das Vigas Ensaçadas por TRIANTAFILLOU e PLEVRIS (1992)	39
Figura 3.5 – Curvas Momento–Flecha no Meio do Vão de Vigas Ensaçadas por SHAHAWY <i>et al.</i> (1996a)	40
Figura 3.6 – Curvas Momento–Deformação do Concreto do Meio do Vão na Face Superior de Vigas Ensaçadas por SHAHAWY <i>et al.</i> (1996a)	40
Figura 3.7 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigas Ensaçadas por	

	KHALIFA e NANNI (2000)	41
Figura 3.8 –	Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Estribo Fechado de Materiais Compósitos de Resina e Fibras em Vigas Reforçadas à Flexão Proposto por MATTHYS (2000)	41
Figura 3.9 –	Detalhe do Tipo de Ancoragem de Reforço na Viga Ensaçada por KHALIFA e NANNI (2000)	43
Figura 3.10 –	Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Tiras Horizontais de Lâminas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço ao Cortante em Vigas Ensaçadas por CERQUEIRA (2000)	43
Figura 3.11 –	Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Tira de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço à Flexão em Viga Ensaçada por SAGAWA <i>et al.</i> (2001)	44
Figura 3.12 –	Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Faixas em “U” de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço à Flexão em Viga Ensaçada por SAGAWA <i>et al.</i> (2001)	44
Figura 3.13 –	Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Estribos em “L” Duplos e Inclinados a 45° de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço à Flexão em Viga Ensaçada por SAGAWA <i>et al.</i> (2001)	44
Figura 3.14 –	Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Estribo em Forma de “U” de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono em Viga Reforçada à Flexão Ensaçada por DIAS <i>et al.</i> (2002)	45
Figura 3.15 –	Efeito da Variação da Temperatura na Resistência das Vigas Ensaçadas por FORTES <i>et al.</i> (2003b)	49
Figura 3.16 –	Distribuição de Tensões na Extremidade do Reforço (EL-MIHILMY e TEDESCO, 2001)	51
Figura 3.17 –	Curvas de Tensões ao Longo do Reforço na Viga Estudada por TÄLJSTEN (1997)	51
Figura 3.18 –	Detalhe das Vigas Ensaçadas por ERKI e MEIER (1999)	52
Figura 3.19 –	Vigas Ensaçadas por SHAHAWY e BEITELMAN (1999)	54
Figura 3.20 –	Detalhe do Acondicionamento das Vigas Ensaçadas por TOUTANJI e GÓMEZ (1997)	56
Figura 3.21 –	Vigas Ensaçadas por LAU e ZHOU (2001a)	56
Figura 3.22 –	Detalhe do Programa Experimental Feito por GREEN <i>et al.</i> (2000)	58
Figura 3.23 –	Programa Experimental de SHERWOOD e SOUDKI (2000)	58
Figura 3.24 –	Vigas Reforçadas Ensaçadas por SOUDKI e SHERWOOD (2000)	59
Figura 3.25 –	Exemplos de Modos de Ruptura de Vigas Reforçadas à Flexão Segundo TRIANTAFILLOU (1998b)	61
Figura 3.26 –	Esquemas de Tipos de Reforço das Vigas Reforçadas à Torção Propostos por PANCHACHARAM e BELARBI (2002)	62
Figura 3.27 –	Exemplo de Reforço à Flexão de Vigas no Bordo Inferior	63
Figura 3.28 –	Exemplo de Reforço à Flexão de Vigas no Bordo Superior	63
Figura 3.29 –	Exemplo de Reforço ao Cortante de Vigas com Compósito Contínuo de Resina e Fibras	64

Figura 3.30 – Exemplos de Reforço ao Cortante de Vigas com Compósito Descontínuo de Resina e Fibras	64
Figura 3.31 – Exemplos de Configuração de Reforço ao Cortante de Vigas com Compósito de Resina e Fibras	64
Figura 3.32 – Reforço à Flexão de Vigas com Compósito de Fibras Pré – tracionado	64
Figura 3.33 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão	71
Figura 3.34 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas ao Cortante	78
Figura 3.35 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão e ao Cortante	85
Figura 3.36 – Distribuição de Deformações e Tensões ao Longo de Seção Transversal Retangular de Viga Reforçada no Estado Limite Último	89
Figura 4.1 – Curvas de Tensão – Deformação (Longitudinal e Transversal) Simplificadas de Colunas de Concreto Confinadas com Materiais Compósitos de Resina e Fibras	106
Figura 4.2 – Efeito da Seção Transversal nas Curvas Tensão Relativa (σ_{cc}/f_{co}) – Deformação Longitudinal Relativa ($\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$) Segundo MIRMIRAN <i>et al.</i> (1998)	107
Figura 4.3 – Curvas Tensão – Deformação de Pilaretes de Seção Transversal Quadrada Ensaçados por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) ...	107
Figura 4.4 – Curvas Tensão Longitudinal – Deformação Volumétrica de Espécimes com $f_{co} = 32\text{MPa}$ Ensaçados por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)	109
Figura 4.5 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Espécimes com $f_{co} = 32\text{MPa}$ Ensaçados por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) ..	110
Figura 4.6 – Modos de Ruptura de Espécimes de Concreto Confinado Ensaçados por SAAFI <i>et al.</i> (1999)	110
Figura 4.7 – Curvas Tensão – Deformação de Espécimes Ensaçados por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) com $f_{co} = 32,0\text{ MPa}$	115
Figura 4.8 – Curvas Tensão – Deformação de Espécimes Confinados com Fibras de Menor Módulo de Elasticidade Ensaçados por HOSOTANI <i>et al.</i> (1997)	116
Figura 4.9 – Efeito do Tipo de Fibras nas Curvas Tensão – Deformação dos Espécimes Ensaçados por HOSOTANI <i>et al.</i> (1997)	117
Figura 4.10 – Espécimes de Concreto Armado de Seção Transversal Circular Ensaçados por MATTHYS (2000)	117
Figura 4.11 – Espécimes de Concreto Armado de Seção Transversal Retangular Ensaçados por TAN (2002)	119
Figura 4.12 – Tensão Longitudinal – Deformações nas Direções Longitudinal e Transversal de Espécimes Ensaçados por TENG e LAM (2002) ...	121
Figura 4.13 – Pilares de Concreto Armado Ensaçados por WANG e RESTREPO (2001)	121
Figura 4.14 – Curvas Carga Longitudinal – Deformação Longitudinal de Amostras Ensaçadas por WANG e RESTREPO (2001)	122
Figura 4.15 – Efeito da Altura dos Espécimes Ensaçados por MIRMIRAN <i>et al.</i>	

	(1998) nas Curvas Tensão Longitudinal – Deformações nas Direções Longitudinal e Transversal	123
Figura 4.16 –	Efeito da Altura dos Espécimes Ensaaiados por MIRMIRAN <i>et al.</i> (2001) nas Curvas Tensão Relativa – Deformação	124
Figura 4.17 –	Curva Proposta por MIRMIRAN <i>et al.</i> (1998)	124
Figura 4.18 –	Resistência Relativa do Concreto Confinado em Função do Raio das Arestas Arredondadas dos Espécimes, de Acordo com Ensaio de ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)	125
Figura 4.19 –	Efeito da Variação do Raio das Arestas Arredondadas nas Curvas Tensão – Deformação dos Espécimes Ensaaiados por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)	126
Figura 4.20 –	Efeito da Variação do Número de Camadas de Reforço com Fibras de Carbono e de Aramida nas Curvas Tensão – Deformação nas Amostras Ensaaiadas por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)	126
Figura 4.21 –	Efeito da Variação do Raio das Arestas Arredondadas nas Curvas Tensão – Deformação nos Espécimes Ensaaiados por PAULA e SILVA (2002)	127
Figura 4.22 –	Curvas Tensão – Deformação de Espécimes Ensaaiados por SHAHAWY <i>et al.</i> (2000), com Diferentes Número de Camadas de Reforço e Resistência do Concreto Não Confinado	128
Figura 4.23 –	Curvas Tensão-Deformação Volumétrica das Amostras Ensaaiadas por SHAHAWY <i>et al.</i> (2000) com Diferentes Número de Camadas de Reforço e Resistência do Concreto Não Confinado	128
Figura 4.24 –	Curvas Tensão-Deformação de Espécimes de Concreto de Seção Transversal Circular Ensaaiados por XIAO e WU (2000)	129
Figura 4.25 –	Curvas Tensão Relativa – Deformação de Espécimes Confinados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Fibras de Carbono Ensaaiados por SILVA e SANTOS (2001)	130
Figura 4.26 –	Curva Tensão – Deformação Proposta por MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	151
Figura 4.27 –	Curva Tensão – Deformação Proposta por RICHARD e ABBOTT (1975)	153
Figura 4.28 –	Curvas Tensão – Deformação Propostas por TOUTANJI (1999b)	156
Figura 4.29 –	Procedimento Iterativo proposto por SPOELSTRA e MONTI (1999)	160
Figura 4.30 –	Curvas Tensão – Deformação Propostas por MATTHYS (2000) .	161
Figura 4.31 –	Curva Tensão – Deformação da Proposta por XIAO e WU (2000), Baseada nos Resultados de HOSOTANI <i>et al.</i> (1996)	163
Figura 4.32 –	Curva Tensão – Deformação Proposta por CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	164
Figura 4.33 –	Área de Concreto Efetivamente Confinado em Seção Quadrada ou Retangular	171
Figura 4.34 –	Relações Entre a Resistência do Concreto Confinado Relativa (f_{cc}/f_{co}) e a Tensão Lateral de Confinamento Relativa (f_l/f_{co}), Segundo Expressões das Tabelas 4.7 e 4.8	174
Figura 5.1 –	Diagrama Tensão – Deformação das Barras de Aço de 5 mm de Diâmetro	183

Figura 5.2 – Diagrama Tensão – Deformação das Barras de Aço de 6,3 mm de Diâmetro	183
Figura 5.3 – Diagrama Tensão – Deformação das Barras de Aço de 8 mm de Diâmetro	183
Figura 5.4 – Componentes do Sistema de Reforço das Vigotas de Concreto Simples	184
Figura 5.5 – Componentes do Sistema de Reforço das Vigotas de Concreto Armado	184
Figura 5.6 – Detalhes dos Espécimes de Compósito de Reforço da MBT	187
Figura 5.7 – Diagramas Tensão – Deformação dos Espécimes de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono Ensaçados	188
Figura 5.8 – Características das Vigotas de Concreto Simples	190
Figura 5.9 – Características das Vigotas de Concreto Armado	190
Figura 5.10 – Armaduras Internas das Vigotas de Concreto Armado	190
Figura 5.11 – Diagramas de Esforços Solicitantes das Vigotas	191
Figura 5.12 – Fôrmas Utilizadas	192
Figura 5.13 – Concretagem e Execução do Entalhe das Vigotas Ensaçadas	193
Figura 5.14 – Reforço à Flexão das Vigotas de Concreto Simples	194
Figura 5.15 – Reforço à Flexão das Vigotas de Concreto Armado	195
Figura 5.16 – Etapas de Execução do Sistema Compósito de Reforço Estrutural das Vigotas de Concreto Simples	195
Figura 5.17 – Etapas de Execução do Sistema Compósito de Reforço Estrutural das Vigotas de Concreto Armado	196
Figura 5.18 – Instrumentação Externa das Vigotas de Concreto Simples	197
Figura 5.19 – Instrumentação Externa das Vigotas de Concreto Armado	198
Figura 5.20 – Execução da Instrumentação das Vigotas de Concreto Armado ...	198
Figura 5.21 – Posicionamento das Placas de Cobre para Medição das Deformações do Concreto com o Uso de Extensômetro Mecânico	199
Figura 5.22 – Detalhe do Transdutor de Deslocamento	199
Figura 5.23 – Esquema de Ensaio das Vigotas de Concreto Simples	200
Figura 5.24 – Esquema de Ensaio das Vigotas de Concreto Armado	200
Figura 5.25 – Etapas de Execução do Sistema Compósito de Reforço Estrutural dos Pilaretes	206
Figura 5.26 – Tipos de Seção e Reforço dos Pilaretes Ensaçados	207
Figura 5.27 – Instrumentação Externa dos Pilaretes Ensaçados	207
Figura 5.28 – Esquema de Ensaio de Compressão dos Pilaretes	208
Figura 5.29 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples	209
Figura 5.30 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado	210
Figura 5.31 – Curvas Deformada ao Longo da Altura da Seção Transversal no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado	212
Figura 5.32 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples do Grupo I	213
Figura 5.33 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples do Grupo II	214
Figura 5.34 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado	214
Figura 5.35 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Simples	217

Figura 5.36 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Armado	218
Figura 5.37 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo II	222
Figura 5.38 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo III	225
Figura 5.39 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo IV	228
Figura 5.40 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo V	229
Figura 5.41 – Aspecto Pós-Ruptura dos Pilaretes Ensaiaados	232
Figura 6.1 – Comparação entre Curvas Experimentais Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples	237
Figura 6.2 – Comparação entre Curvas Experimentais Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado	237
Figura 6.3 – Comparação entre Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples Experimental e Segundo ACI 318.RM (2002) e NBR 6118 (2003)	238
Figura 6.4 – Comparação entre Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado Experimental e Segundo ACI 318.RM (2002) e NBR 6118 (2003)	239
Figura 6.5 – Comparação entre Curvas Carga – Deformação da Armadura de Reforço das Vigotas de Concreto Simples	240
Figura 6.6 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples	242
Figura 6.7 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado	243
Figura 6.8 – Comparação entre Momentos Últimos Calculados Segundo Diferentes Propostas e Experimentais das Vigotas Ensaiaadas Reforçadas à Flexão com Compósitos de Resina e Folhas de Fibras de Carbono	248
Figura 6.9 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaiaadas por SHAHAWY <i>et al.</i> (1996)	250
Figura 6.10 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaiaadas por SOUZA <i>et al.</i> (1998)	251
Figura 6.11 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaiaadas por SPADEA <i>et al.</i> (1998)	251
Figura 6.12 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaiaadas por BEBER <i>et al.</i> (2000)	252
Figura 6.13 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaiaadas por MACHADO <i>et al.</i> (2000)	254
Figura 6.14 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaiaadas por MATTHYS (2000)	254
Figura 6.15 – Comparação entre Abertura Máxima de Fissuras de Flexão Teórica Segundo CEB (2001) e Experimental das Vigas Ensaiaadas por MATTHYS (2000)	257
Figura 6.16 – Valores de Deformação Última do Reforço à Flexão em Função do Parâmetro $A_f E_f$ de Vigas Ensaiaadas por Outros Autores	258
Figura 6.17 – Curvas Tensão de Cisalhamento Máxima na Ligação Concreto – Armadura de Reforço – Resistência do Concreto à Compressão e Dados das Vigas Ensaiaadas por Outros Autores	258

Figura 6.18 – Comparação entre Momentos Últimos Calculados Segundo Diferentes Critérios e Experimentais Obtidos por Diversos Autores para Vigas Reforçadas à Flexão com Materiais Compósitos de Resina e Fibras	261
Figura 6.19 – Comparação entre Esforços Cortantes Últimos Calculados Segundo Diferentes Critérios e Experimentais Obtidos por Diversos Autores para Vigas Reforçadas ao Cortante com Materiais Compósitos de Resina e Fibras	262
Figura 6.20 – Curvas Resistência Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtidas dos Resultados Deste Trabalho ..	267
Figura 6.21 – Curvas Deformação Última Longitudinal Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtidas dos Resultados Deste Trabalho	269
Figura 6.22 – Curvas Experimentais Tensão – Deformação na Direção Longitudinal dos Espécimes sem Confinamento Ensaçados e a Segundo Expressão do Boletim CEB Nº 228 (1995)	270
Figura 6.23 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo II	272
Figura 6.24 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo III	273
Figura 6.25 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo IV	274
Figura 6.26 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo V	274
Figura 6.27 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo II	275
Figura 6.28 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo III	275
Figura 6.29 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo IV	276
Figura 6.30 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo V	277
Figura 6.31 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo II	278
Figura 6.32 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo III	279
Figura 6.33 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo IV	280
Figura 6.34 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo V	280
Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaçados	281
Figura 6.36 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada Ensaçados	289
Figura 6.37 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular Ensaçados	290
Figura 6.38 – Curvas Resistência Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtidas dos Resultados Deste Trabalho e dos Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Diferentes Seções Transversais	292

Figura 6.39 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	292
Figura 6.40 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada	295
Figura 6.41 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular	296
Figura 6.42 – Curva Deformação Última Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtida dos Resultados Deste Trabalho e de Outros Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	298
Figura 6.43 – Curva Deformação Última Relativa – Relação $(f_{cc}/f_{co} \cdot f_l/E_f)$ Obtida dos Resultados Deste Trabalho e dos Outros Autores de Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	299
Figura 6.44 – Curva Deformação Última Relativa – Relação $(f_{cc}/f_{co} \cdot f_l/E_f)$ Obtida dos Resultados Deste Trabalho e dos Outros Autores de Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada e Retangular ..	299
Figura 6.45 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	300
Figura 6.46 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo MATTHYS (2000) e CAMPIONE e MIRAGLIA (2003) para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada	302
Figura 6.47 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo MATTHYS (2000) para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular	302
Figura 6.48 – Detalhes do Microscópio Eletrônico de Varredura JEOL JSM – 5800 LV	305
Figura 6.49 – Detalhe do Conjunto Porta – Amostras e Espécimes de Compósito de Resina e Fibras de Carbono	305
Figura 6.50 – Micrografia (MEV) das Fibras de Carbono Obtida por Imagem de Elétrons Secundários (2700 X)	306
Figura 6.51 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído de um Pilar de Seção Transversal Circular do Grupo II, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários	306
Figura 6.52 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído do Canto de um Pilar de Seção Transversal Retangular com 2 Camadas de Reforço do Grupo III, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários	307
Figura 6.53 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído do Canto	

	de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do Grupo III, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários	308
Figura 6.54 –	Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do grupo V, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários	308
Figura 6.55 –	Micrografia (MEV) da Matriz de Resina Epóxi Extraída de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do grupo III, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários	309
Figura 6.56 –	Micrografia (MEV) da Interface Compósito de Reforço – Concreto Extraída de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do grupo II, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários	309
Figura 7.1 –	Características de Vigas Reforçadas para Cálculo de Momento de Inércia	312
Figura 7.2 –	Distribuição de Deformações e Forças ao Longo de Seção Transversal Retangular de Viga Antes do Reforço à Flexão	313
Figura 7.3 –	Distribuição de Deformações e Forças ao Longo de Seção Transversal Retangular de Viga Reforçada no Estado Limite Último	315
Figura 7.4 –	Esquema para Determinação do Comprimento Efetivo do Reforço à Flexão	317
Figura 7.5 –	Comparação entre Momentos Últimos Calculados Segundo Proposta do Autor e Experimentais Obtidos Neste Trabalho e por Diversos Autores para Vigas Reforçadas à Flexão	318
Figura 7.6 –	Fluxograma do Modelo Proposto para Dimensionamento do Reforço à Flexão de Vigas de Concreto com Compósitos	319
Figura 7.7 –	Esquema da Área de Contato do Compósito com Concreto	321
Figura 7.8 –	Comparação entre Esforços Cortantes Últimos Calculados Segundo Proposta do Autor e Experimentais de Diversos Autores para Vigas Reforçadas ao Cortante	323
Figura 7.9 –	Detalhe do Espaçamento entre Tiras de Compósito no Confinamento Parcial de Pilares de Seção Transversal Circular (CEB, 2001)	325
Figura 7.10 –	Curva Tensão – Deformação para Pilares de Seção Transversal Circular Proposta pelo Autor	329
Figura 7.11 –	Curva Tensão – Deformação para Pilares de Seção Quadrada ou Retangular Proposta pelo Autor	331
Figura 7.12 –	Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Equação 7.28 e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilares de Seções Circular, Quadrada e Retangular	332
Figura 7.13 –	Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo Equação 7.35 para Pilares de Concreto Simples de Seções Circular, Quadrada e Retangular	333
Figura 7.14 –	Comparação entre Cargas Máximas Calculadas Segundo Equação 7.27 e Cargas Máximas Experimentais Obtidas por Diferentes Autores para Pilares de Concreto Armado de Seção Circular	334

Figura 7.15 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados	335
Figura 7.16 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada Ensaaiados	337
Figura 7.17 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular Ensaaiados	338
Figura 7.18 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por SAAFI <i>et al.</i> (1999) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	339
Figura 7.19 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por TOUTANJI (1999b) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	341
Figura 7.20 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por XIAO e WU (2000) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular	342
Figura 7.21 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada	345

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades de Diferentes Lâminas de Compósitos de Resina e Fibras de Acordo com a Orientação das Fibras (ACI 440.2R, 2002)	9
Tabela 2.2 – Valores de Resistência à Tração de Diferentes Sistemas de Reforço com 1 mm de Espessura (ACI 440.2R, 2002)	9
Tabela 2.3 – Valores de Coeficiente de Dilatação Térmica dos Compósitos de Resina e Fibras com Percentagem Volumétrica de Fibras Entre 50% e 70% Segundo o ACI 440.2R (2002)	10
Tabela 2.4 – Propriedades de Diferentes Resinas (MATTHYS, 2000)	13
Tabela 2.5 – Propriedades das Fibras (CEB, 2001; ACI 440.2R, 2002)	14
Tabela 2.6 – Propriedades de Diferentes Fibras de Carbono	16
Tabela 2.7 – Propriedades de Diferentes Fibras de Vidro	18
Tabela 2.8 – Propriedades de Diferentes Fibras de Aramida	19
Tabela 3.1 – Parâmetros Investigados por Estudos sobre Vigas Reforçadas Relatados	37
Tabela 3.2 – Dados das Vigas Reforçadas à Flexão Ensaçadas por Outros Autores	67
Tabela 3.3 – Dados das Vigas Reforçadas ao Cortante Ensaçadas por Outros Autores	76
Tabela 3.4 – Dados das Vigas Reforçadas à Flexão e ao Cortante Ensaçadas por Outros Autores	84
Tabela 3.5 – Valores de Deformação Última e de Coeficientes de Minoração de Resistência dos Materiais Segundo Recomendações	90
Tabela 3.6 – Valores de γ_f recomendados pelo CEB (2001)	90
Tabela 3.7 – Valores do índice redutor C_E sugeridos pelo ACI 440.2R (2002)	91
Tabela 3.8 – Valores de Diferentes Parâmetros Utilizados no Dimensionamento ao Cortante de Vigas Reforçadas com Materiais Compósitos	94
Tabela 3.9 – Valores de Tensão Cisalhante Limite para o Concreto τ_{lim} Segundo Expressões de Outros Autores	97
Tabela 4.1 – Parâmetros Variados em Estudos Realizados	112
Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaçados	136
Tabela 4.3 – Resultados de Resistência e Ductilidade Relativas Obtidos em Estudos Experimentais de Espécimes de Concreto Simples Realizados por Outros Autores	142
Tabela 4.4 – Dados de Espécimes de Concreto Armado Ensaçados	144
Tabela 4.5 – Resultados de Resistência e Ductilidade Relativas Obtidos em Estudos Experimentais de Espécimes de Concreto Armado Realizados por Outros Autores	148
Tabela 4.6 – Resumo de Curvas Tensão – Deformação do Concreto Confinado Propostas	166
Tabela 4.7 – Expressões Propostas para Avaliação de Resistência de Espécimes de Seção Circular Confinados com Compósitos	169
Tabela 4.8 – Expressões Propostas para Avaliação de Resistência de	

Espécimes de Diferentes Tipos de Seção Confinados com Compósitos	172
Tabela 4.9 – Expressões Propostas para Avaliação de Deformação Axial Última do Concreto de Colunas de Seção Circular Confinadas com Compósito de Fibras	176
Tabela 5.1 – Composição por m ³ de Concreto das Vigotas	181
Tabela 5.2 – Resultados dos Ensaios de Tração das Barras de Aço	182
Tabela 5.3 – Propriedades das Fibras de Carbono	185
Tabela 5.4 – Propriedades e Características das Resinas Epóxi da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES	186
Tabela 5.5 – Propriedades e Características da Resina Epóxi SikaDur-330	186
Tabela 5.6 – Propriedades dos Compósitos de Resina e Fibras de Carbono	186
Tabela 5.7 – Valores das Resistências à Flexão Teóricas das Vigotas sem Reforço	191
Tabela 5.8 – Armaduras de Reforço das Vigotas Ensaçadas	193
Tabela 5.9 – Quantidade de Material Empregado por m ³ de Concreto	202
Tabela 5.10 – Características Geométricas dos Pilaretes Ensaçados	203
Tabela 5.11 – Reforço dos Pilaretes Ensaçados	205
Tabela 5.12 – Deformação no Concreto da Seção no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples Ensaçadas, na Iminência da Ruptura	211
Tabela 5.13 – Carga e Modos de Ruptura das Vigotas Ensaçadas	220
Tabela 5.14 – Resistência e Deformação Última dos Pilaretes Ensaçados	230
Tabela 6.1 – Deformação Média Medida do Reforço na Iminência da Ruptura	241
Tabela 6.2 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $M_{u\ exp}/M_{u\ cal}$ Relativos a Cada Expressão Analisada para as Vigotas Ensaçadas	247
Tabela 6.3 – Dados das Vigas de Concreto Armado para Avaliação de Flechas	249
Tabela 6.4 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $\delta_{cal}/\delta_{exp}$ Relativos a Cada Proposta Analisada	255
Tabela 6.5 – Dados das Vigas de Concreto Armado de MATTHYS (2000) para Avaliação de Abertura Máxima de Fissura de Flexão	256
Tabela 6.6 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $M_{u\ exp}/M_{u\ cal}$ e $V_{u\ exp}/V_{u\ cal}$ Relativos a Cada Expressão Analisada	260
Tabela 6.7 – Valores de Resistência dos Pilaretes Ensaçados	264
Tabela 6.8 – Valores de Tensão Lateral de Confinamento e do Produto $k_l k_e$ para os Pilaretes Ensaçados	266
Tabela 6.9 – Valores de Deformação Última dos Pilaretes Ensaçados na Iminência da Ruptura	268
Tabela 6.10 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $(f_{cc}/f_{co})_{exp}/(f_{cc}/f_{co})_{cal}$ Relativos a Cada Expressão Analisada	297
Tabela 6.11 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações Relativos a Cada $(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{cal}/(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{exp}$ Expressão Analisada	303
Tabela 7.1 – Valores dos Coeficientes A_o e B_o para o Trecho Inicial da Curva Tensão – Deformação do Concreto Não Confinado (AHMAD e SHAH, 1979)	328
Tabela 7.2 – Valores dos Coeficientes A_o e B_o para o Trecho Final da Curva	

Tensão – Deformação do Concreto Não Confinado (AHMAD e SHAH, 1979).....	331
Tabela 7.3 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $(f_{cc}/f_{co})_{exp}/(f_{cc}/f_{co})_{cal}$ Relativos à Expressão Proposta pelo Autor	332
Tabela 7.4 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{cal}/(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{exp}$ Relativos à Expressão Proposta pelo Autor	333
Tabela A.1 – Resultados Médios das Vigotas VI-0	390
Tabela A.2 – Resultados Médios das Vigotas VI-1	390
Tabela A.3 – Resultados Médios das Vigotas VI-2	391
Tabela A.4 – Resultados Médios das Vigotas VII-0	392
Tabela A.5 – Resultados Médios das Vigotas VII-2	392
Tabela A.6 – Resultados da Vigota VIII-1-150-1	393
Tabela A.7 – Resultados da Vigota VIII-2-150-1	393
Tabela A.8 – Resultados da Vigota VIII-3-50-1	393
Tabela A.9 – Resultados da Vigota VIII-3-50-2	393
Tabela A.10 – Resultados da Vigota VIII-3-100-1	394
Tabela A.11 – Resultados da Vigota VIII-3-100-2	394
Tabela A.12 – Resultados da Vigota VIII-3-150-1	394
Tabela A.13 – Resultados da Vigota VIII-3-150-2	395
Tabela B.1 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Circular Sem Reforço	397
Tabela B.2 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Circular Reforçados com 1 Camada de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono	398
Tabela B.3 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Circular Reforçados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono	399
Tabela B.4 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Quadrada Sem Reforço	400
Tabela B.5 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Quadrada Reforçados com 1 Camada de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono	401
Tabela B.6 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Quadrada Reforçados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono	402
Tabela B.7 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Retangular Sem Reforço	403
Tabela B.8 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Retangular Reforçados com 1 Camada de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono	404
Tabela B.9 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Retangular Reforçados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono	405

NOTAÇÕES

LETRAS ROMANAS

a	– vão de cisalhamento da viga
a_f	– distância entre a extremidade do compósito e a face do apoio
A_{cr}	– área da seção transversal de concreto tracionada considerada na análise da fissuração
A_s	– área da seção da armadura longitudinal interna de tração
A_s'	– área da seção da armadura longitudinal interna de compressão
A_f	– área da seção da armadura do compósito
A_{sw}	– área da seção de um estribo interno no comprimento s
A_{fw}	– área da seção de um estribo de compósito no comprimento s_f
b	– largura da seção dimensão da seção transversal do pilar
b_a	– largura da camada de cola
b_f	– largura do compósito
b_{sf}	– largura do estribo de compósito
b_x	– dimensão da seção transversal do pilar na direção x
b_y	– dimensão da seção transversal do pilar na direção y
c	– cobrimento de concreto
C_f	– módulo de confinamento segundo XIAO e WU (2000)
C_E	– índice redutor de resistência do compósito
d	– altura útil da seção da viga
D	– diâmetro do núcleo de concreto confinado
d'	– distância do bordo mais comprimido da viga ao centróide de A_s'
d_f	– distância do bordo mais comprimido da viga ao centróide de A_f
E_a	– módulo de elasticidade da cola
E_{ccs}	– módulo de elasticidade secante do concreto (MATTHYS, 2000)

E_{cs}	– módulo de elasticidade secante do concreto
E_{ct}	– módulo de elasticidade tangente do concreto
E_f	– módulo de elasticidade do compósito
E_s	– módulo de elasticidade do aço
E_1	– tangente ao primeiro ramo da curva tensão de compressão – deformação longitudinal do concreto confinado
E_2	– tangente ao segundo ramo da curva tensão de compressão – deformação longitudinal do concreto confinado
E_{1t}	– tangente ao primeiro ramo da curva tensão de compressão – deformação transversal do concreto confinado
E_{2t}	– tangente ao segundo ramo da curva tensão de compressão – deformação transversal do concreto confinado
EI_{eq}	– rigidez equivalente
f_c	– resistência do concreto à compressão
f_{cc}	– resistência do concreto confinado à compressão
f_{cco}	– tensão correspondente ao pico da curva inicial do diagrama tensão de compressão – deformação longitudinal do concreto confinado resistência do concreto confinado à compressão definida por MATTHYS (2000)
f_{cd}	– resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	– resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	– resistência média do concreto à compressão
f_{co}	– resistência do concreto não confinado à compressão
f_{ct}	– resistência do concreto à tração direta
f_{ctk}	– resistência característica do concreto à tração direta
f_{ctm}	– resistência média do concreto à tração direta
$f_{ct,inf}$	– resistência do concreto à tração direta inferior
f_{cu}	– tensão última do concreto confinado à compressão
$f_{cu\ 2:1}$	– tensão última do concreto confinado à compressão de espécime com $h/D = 2$
f_f	– resistência do compósito à tração experimental

f_f^*	– resistência do compósito à tração conforme fabricante
f_{fd}	– resistência de cálculo do compósito à tração
f_{fk}	– resistência característica do compósito à tração
f_l	– tensão lateral máxima de confinamento
f_{le}	– tensão lateral máxima efetiva de confinamento
f_{st}	– tensão de ruptura do aço
f_y	– resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	– resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{wy}	– resistência ao escoamento dos estribos internos
G_a	– módulo de elasticidade transversal da cola
h	– altura total da viga
h_n	– distância da superfície neutra da viga até a interface compósito – concreto
h_f	– altura dos estribos de compósito
I_{eq}	– momento de inércia da seção equivalente
I_g	– momento de inércia da seção homogeneizada bruta
I_{II}	– momento de inércia da seção fissurada de concreto
K_c	– coeficiente definido por MATTHYS (2000)
k_e	– coeficiente que leva em conta as características geométricas da seção do pilar
l	– vão da viga
L_{bf}	– comprimento de traspasse do compósito
L_f	– comprimento do compósito colado
L_{fe}	– comprimento efetivo do compósito colado
M	– momento fletor
M_{cr}	– momento fletor na seção crítica
M_o	– momento fletor resistente antes do reforço
M_r	– momento fletor de fissuração
M_u	– momento resistente depois do reforço

M_{ud}	– momento de cálculo resistente depois do reforço
M_y	– momento correspondente ao escoamento da armadura longitudinal interna da viga reforçada
n_f	– número de camadas de reforço
p_f	– comprimento total da seção transversal do compósito colado
p_s	– perímetro total da armadura longitudinal interna da viga
P_u	– carga de ruptura
r_c	– raio das arestas arredondadas
s	– espaçamento entre os estribos internos
s_m	– espaçamento médio entre fissuras
s_f	– espaçamento entre os estribos de compósito
t_a	– espessura da camada da cola
t_f	– espessura do compósito
T_f	– força na armadura longitudinal de compósito
T_s	– força na armadura longitudinal interna
V	– esforço cortante
V_c	– parcela do esforço cortante resistida pelos mecanismos complementares ao da treliça de Morsch (“concreto”)
V_{cd}	– parcela do esforço cortante de cálculo resistida pelos mecanismos complementares ao da treliça de Morsch (“concreto”)
V_f	– parcela do esforço cortante resistida pelo compósito
V_{fd}	– parcela do esforço cortante de cálculo resistida pelo compósito
V_s	– parcela do esforço cortante resistida pelos estribos internos
V_{sd}	– parcela do esforço cortante de cálculo resistida pelos estribos internos
V_u	– resistência ao esforço cortante da viga
V_{ud}	– resistência de cálculo ao esforço cortante da viga
w_k	– abertura característica de fissura de flexão
x	– altura da linha neutra
x_o	– altura da linha neutra antes do reforço

x_u	– altura da linha neutra na ruptura
y_{CG}	– altura do centro de gravidade da seção da viga
y_t	– distância do centro de gravidade da seção da viga reforçada à fibra mais tracionada
z	– braço de alavanca da seção

LETRAS GREGAS

α	– coeficiente de dilatação térmica
α_f	– ângulo de inclinação dos estribos de reforço em relação à direção horizontal
	fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta do concreto
	relação entre módulos de elasticidade do compósito e do concreto
β	– relação entre a altura do bloco de distribuição simplificada de tensões de compressão no concreto e a altura da linha neutra da viga
γ	– coeficiente de ponderação
γ_c	– coeficiente de ponderação de resistência do concreto
γ_f	– coeficiente de ponderação de resistência do compósito
γ_m	– coeficiente de ponderação de resistência dos materiais
γ_s	– coeficiente de ponderação de resistência do aço
δ_{cal}	– flecha calculada
δ_{exp}	– flecha experimental
ΔV	– aumento na capacidade resistente ao cortante
ε_a	– deformação no ponto de interseção dos dois ramos da curva tensão de compressão – deformação longitudinal
ε_c	– deformação do concreto
ε_c^{cr}	– deformação correspondente à fissuração do concreto
ε_{cc}	– deformação última do concreto confinado

ε_{co}	– deformação correspondente ao pico da curva tensão de compressão – deformação longitudinal do concreto não confinado
ε_{ct}	– deformação transversal do concreto
ε_{cu}	– deformação última do concreto
ε_{cv}	– deformação volumétrica do concreto
ε_f	– deformação do compósito
ε_{fu}	– deformação última do compósito
ε_{fu}^*	– deformação última do compósito conforme fabricante
ε_{fud}	– deformação última de cálculo do compósito
ε_{fud}^*	– deformação última de cálculo do compósito conforme fabricante
ε_o	– deformação do bordo mais tracionado da viga antes da execução do reforço
ε_s	– deformação do aço tracionado
ε_s'	– deformação do aço comprimido
ε_{so}	– deformação do aço da armadura longitudinal tracionada antes do reforço
ε_{su}	– deformação do aço tracionado na ruptura
ε_{su}'	– deformação do aço comprimido na ruptura
ε_{swo}	– deformação do aço da armadura transversal antes do reforço
ε_y	– deformação de escoamento do aço
ε_y^*	– deformação de escoamento do aço (diagrama tensão – deformação bilinear)
θ	– ângulo de inclinação da biela com relação ao eixo da viga
κ_m	– coeficiente relacionado com a ligação concreto – compósito
λ	– coeficiente definido por MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)
μ	– taxa de variação de ε_{ct} em relação à da ε_c
$\mu_{máx}$	– valor máximo da μ
μ_u	– Valor último da μ
φ	– coeficiente de ponderação de resistência

	diâmetro nominal da barra de aço
φ_{ef}	– diâmetro efetivo da barra de aço
ν	– coeficiente de Poisson do concreto não confinado
ν'	– coeficiente de Poisson do concreto confinado
ρ_f	– taxa de armadura volumétrica da armadura longitudinal de compósito
ρ_{fw}	– taxa de armadura volumétrica da armadura transversal de compósito
ρ_l	– taxa de armadura longitudinal interna de tração
σ	– tensão normal
σ_a	– tensão no ponto de interseção dos dois ramos da curva tensão de compressão – deformação longitudinal
σ_c	– tensão longitudinal de compressão do concreto
σ_f	– tensão no material de reforço
σ_{fw}	– tensão no estribo de reforço
σ_l	– tensão lateral de confinamento
σ'_{sd}	– tensão de cálculo na armadura de compressão
τ	– tensão de cisalhamento
τ_{lim}	– tensão de cisalhamento limite no concreto
$\tau_{máx}$	– tensão de cisalhamento máxima
ϕ	– curvatura da viga
ϕ_u	– curvatura de ruptura da viga
ϕ_y	– curvatura correspondente ao escoamento da armadura longitudinal interna de tração da viga
ψ_f	– fator de redução da parcela resistente do compósito

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Várias são as técnicas de reforço de elementos estruturais de concreto, cuja escolha deve depender das causas e extensão dos danos, da disponibilidade dos materiais de reforço e de estudo de viabilidade técnico-econômica.

Diferentes tipos de reforço de elementos estruturais, sobre os quais tem havido estudos analíticos e experimentais, vêm sendo desenvolvidos e aplicados. Entre estes elementos estão lajes, vigas e pilares de concreto, elementos estruturais de alvenaria, de madeira e de aço.

O aço, como material de reforço de elementos estruturais de concreto, foi amplamente utilizado a partir da década de sessenta em forma de chapas e tubos de diferentes espessuras e configurações em obras residenciais, comerciais e industriais, e de arte.

Devido à sua grande desvantagem relacionada com a corrosão, que afeta sua resistência, durabilidade e aderência com o concreto, além do seu alto custo de manutenção, elevado peso, relativa dificuldade de manuseio e necessidade de colocação de sistemas de emendas e fixação nas suas juntas por limitações de tamanhos, o aço passou a ser menos usado na década de noventa.

Com o avanço da ciência dos materiais, impulsionado pela demanda de materiais mais leves, duráveis e resistentes, surgiram os materiais compósitos de resina e fibras, de diferentes matrizes e tipos, que começaram a ser usados nas indústrias aeronáutica, aeroespacial, militar, naval, automobilística e de materiais esportivos.

A partir da década de noventa, a indústria da construção passou a empregá-los em seus serviços de reforço por também serem versáteis e de fácil colocação nos

elementos a serem reforçados, além de terem elevadas resistências à corrosão, à fadiga e química e bom desempenho quanto à fluência e à relaxação.

Dentre esses serviços, destacam-se reforços de lajes (de pontes, de piso de estacionamento), vigas (de pontes e de edificações em geral) e pilares (de pontes, de edifícios e de ancoradouros) de concreto, paredes de alvenaria e de concreto, muros de arrimo, túneis, silos, tanques e chaminés, e em diversas estruturas sujeitas a abalos sísmicos.

Estruturas de concreto, caso sejam adequadamente projetadas e construídas e recebam manutenção ao longo do tempo, devem apresentar longa vida útil. Porém, os problemas de deterioração dos materiais, em especial a corrosão das armaduras de aço, de erros de origem humana relacionados ao projeto, à construção e à seleção dos materiais, e de acidentes naturais ou humanos, bem como a mudança de cargas, levam à necessidade de reforço destas estruturas.

Estudos existentes sobre o reforço de vigas de concreto por meio de materiais compósitos de resina e fibras têm comprovado sua eficiência, expressa pelo aumento da capacidade resistente e da rigidez e pelo controle de fissuração destas, desde que sejam adequados o dimensionamento, o detalhamento e a colagem do reforço. No caso do confinamento externo de pilares, o aumento de suas resistência à compressão e ductilidade foi verificado.

Entretanto, há alguns aspectos do dimensionamento e comportamento desses elementos reforçados com materiais compósitos de resina e fibras que precisam ser mais bem esclarecidos e este estudo visa contribuir para que isto venha a ocorrer. A deformação última do material de reforço em vigas e as curvas tensão – deformação longitudinal do concreto confinado de pilares de diferentes seções transversais são alguns deles.

Este trabalho, estruturado em oito capítulos, enfoca os comportamento e dimensionamento de vigas e pilares de concreto reforçados com materiais compósitos de resina e fibras.

Apresenta-se, no segundo capítulo, uma sucinta revisão bibliográfica sobre os principais tipos de materiais compósitos de resina e fibras, assim como as resinas e fibras que os compõem, além dos diferentes sistemas e tipos de técnicas de reforço e de alguns exemplos sobre sua aplicação.

O terceiro capítulo resume o estado da arte sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras, englobando parâmetros influentes e modos de ruptura, estudos existentes sobre reforço à flexão e/ou cortante e critérios de dimensionamento à flexão e ao cortante destas vigas.

No quarto capítulo tem-se o estado da arte sobre o comportamento de pilares sem ou com armadura interna reforçados externamente com materiais compósitos de resina e fibras, incluindo-se curvas tensão – deformação, deformação volumétrica, modos de ruptura e parâmetros influentes, estudos existentes, e curvas tensão – deformação, resistência e deformação última propostas para o concreto confinado destes pilares submetidos à compressão centrada.

O programa experimental desenvolvido é detalhado no quinto capítulo, apresentando-se descrição e execução, instrumentação externa, procedimentos e resultados dos ensaios de vigotas e pilaretes de concreto reforçados externamente com compósitos de resina e folhas unidirecionais de fibras de carbono.

A análise dos resultados de vigotas e pilaretes de concreto ensaiados neste estudo e em outros relatados na literatura é realizada no sexto capítulo.

No capítulo sete são propostos critérios para avaliação de flechas, abertura de fissuras de flexão e resistência de vigas, e de resistência e deformação última de pilares submetidos à compressão centrada reforçados com materiais compósitos de resina e fibras. São também indicadas expressões para curva tensão – deformação longitudinal do concreto confinado de pilares com diferentes seções transversais. Estas proposições, bem como a relativas ao dimensionamento do reforço, tiveram por base os resultados dos ensaios do programa experimental e os encontrados na literatura.

O oitavo capítulo apresenta as principais conclusões deste trabalho e sugestões para futuros estudos sobre o assunto nele tratado.

Complementando, nos anexos A e B, constam tabelas dos resultados dos ensaios de vigotas e pilaretes realizados neste trabalho.

CAPÍTULO 2

MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS

2.1 – Introdução

A seleção dos materiais para uma determinada técnica de reforço deve ser baseada no conhecimento de suas propriedades e características, não somente relativas a aspectos mecânicos, mas também considerando sua aplicabilidade e durabilidade.

Por possuírem elevada resistência e boa durabilidade, aliadas ao seu pequeno peso e fáceis manuseio e instalação, materiais compósitos de resina e fibras surgiram como uma boa opção para o reforço de elementos estruturais, cuja viabilidade técnico – econômica tem sido demonstrada em estudos teóricos e experimentais e aplicações práticas.

Há registros da utilização desses materiais no reforço de elementos estruturais há cerca de 20 anos e, devido a sismos ocorridos no Japão no início dos anos 90 e ao maior conhecimento adquirido sobre os materiais compósitos de resina e fibras, ela aumentou consideravelmente na última década.

O crescente aumento do emprego de materiais compósitos de resina e fibras deve-se às suas diversas vantagens. Dentre estas, podem ser destacadas: elevada resistência à tração, boa resistência à corrosão, a ataques químicos e a cargas dinâmicas; pequeno peso (cerca de um quarto do peso do aço), que facilita e reduz custos de aplicação; boa capacidade de deformação; disponibilidade em várias formas, tipos e dimensões.

Em contrapartida, ao contrário do aço, apresentam comportamento linear – elástico até a ruptura, acarretando possível redução de ductilidade em elementos estruturais, e são anisotrópicos. Além disto, seu custo é maior que o do aço e alguns tipos de fibras têm coeficiente de dilatação térmica bem diferente daquele do concreto.

E não podem ser expostos a altas temperaturas, já que resinas usadas na sua colagem ao elemento estrutural geralmente começam a perder resistência para temperaturas em torno de 70 °C.

Vários são os tipos de resinas e fibras que formam os materiais compósitos, cuja escolha deve ser feita em função das suas características e propriedades e da aplicação estrutural.

Neste capítulo, apresentam-se algumas das principais características e propriedades dos materiais compósitos de resina e fibras e seus constituintes, sistemas e diferentes técnicas relacionados com sua aplicação e alguns exemplos de reforço executados.

2.2 – Compósitos de Resina e Fibras

Compósitos são materiais cuja estrutura é constituída por uma combinação de dois ou mais produtos não solúveis entre si. Um dos seus produtos é chamado de fase de reforço e outro de matriz, que envolve o primeiro, podendo ter em sua composição adições tais como aditivos e materiais de enchimento (*fillers*), que modificam e melhoram suas propriedades. Concreto, madeiras e osso humano são alguns tipos de compósitos.

Os materiais compósitos de resina e fibras ou plásticos reforçados com fibras, chamados de *fiber reinforced plastics* ou *polymers* (FRP) na literatura internacional, são compostos basicamente por fibras de elevada resistência envolvidas numa matriz polimérica (resina).

Devido à variação de suas propriedades em diferentes direções, os materiais compósitos de resina e fibras são anisotrópicos. Isto ocorre porque as fibras, a parte mais resistente e rígida, têm direção ou direções preferenciais de alinhamento nos compósitos (HULL e CLYNE, 1996).

Segundo HULL e CLYNE (1996), o valor do módulo de elasticidade de compósitos de resina e fibras na direção perpendicularmente à longitudinal das fibras tende a variar entre 3% e 10% do valor do módulo na direção longitudinal.

Há uma grande variedade de resinas e fibras que podem ser usadas na fabricação de um compósito. A escolha de resinas deve ser baseada no tipo de fabricação do compósito e no ambiente a que o compósito estará submetido. Já as fibras devem ser selecionadas em função das resistência, rigidez e durabilidade requeridas pela técnica de reforço projetada.

Os materiais compósitos de resina e fibras são comercialmente encontrados no mercado da construção, de acordo com a orientação e o arranjo interno das fibras, na forma de tecidos bidirecionais ou laminados pré-fabricados unidirecionais (v. Figura 2.1), comumente empregados no reforço de lajes e vigas de concreto, e tubos rígidos ou folhas flexíveis unidirecionais pré-impregnadas ou não (v. Figura 2.2), mais utilizados no confinamento de pilares de concreto.



(a) Tecido de Fibras de Vidro



(b) Lâmina de Resina e Fibras de Carbono

Figura 2.1 – Exemplos de Tecido e Laminado Pré-fabricado de Resina e Fibras de Carbono. Disponível em: <<http://www.fibreglast.com/products>>. Acesso em: abr. 2003

Também podem ser achados na forma de barras, cordoalhas (v. Figura 2.3), tubos ou perfis de diferentes seções transversais cheias ou vazadas (DESKOVIC *et al.*, 1995a e DESKOVIC *et al.*, 1995b), conforme pode ser visto na Figura 2.4.

O comportamento de compósitos de resina e fibras depende dos materiais que o constituem, ou seja, das propriedades das resinas e das fibras e da interação entre estes materiais (KAW, 1997; JUVANDES, 1999). HULL e CLYNE (1996) destacam que,

além das propriedades térmicas, tais como expansividade e condutividade, a densidade destes é importante para determinado tipo de aplicação.



(a) Tubo de Resina e Fibras de Carbono



(b) Folha de Fibras de Carbono

Figura 2.2 – Exemplos de Tubo de Compósito e Folha Unidirecional. Disponível em: <<http://www.advancedcompositeseng.com/products.htm>>. Acesso em: abr. 2003



(a) Barras Lisas ou Nervuradas



(b) Barras ou Cordoalhas

Figura 2.3 – Exemplos de Barras de Compósito de Resina e Fibras. Disponível em: <<http://www.shef.ac.uk/uni/projects/tmrnet>>. Acesso em: abr. 2003



Figura 2.4 – Exemplos de Tipos de Perfis de Compósito de Resina e Fibras. Disponível em: <http://www.fibergrate.com/product_detail.asp; <http://www.strongwell.com/pultrudedproducts/extren.htm>>. Acesso em: ago. 2003

A Tabela 2.1 mostra algumas propriedades de lâminas de compósitos de resina e fibras de 2,5 mm de espessura de carbono, vidro e/ou aramida, tendo percentagem média volumétrica de fibras de 50%. Essas propriedades são baseadas na área da seção transversal do compósito levando em conta a espessura da resina aplicada. Pode-se perceber o efeito da orientação das fibras nas propriedades do compósito.

Tabela 2.1 – Propriedades de Diferentes Lâminas de Compósitos de Resina e Fibras de Acordo com a Orientação das Fibras (ACI 440.2R, 2002)

Tipos de Lâmina (Orientação das Fibras)	Resistência à Tração f_f (MPa)		Módulo de Elasticidade E_f (GPa)		Deformação Última ε_{fu} (%)
	0°	90°	0°	90°	0°
Carbono (0°)	1020 a 2080	35 a 70	100 a 140	2 a 7	10,0 a 15,0
Carbono (0°/90°)	700 a 1020	700 a 1020	55 a 76	55 a 75	10,0 a 15,0
Carbono (+45°/-45°)	180 a 280	180 a 280	14 a 28	14 a 28	15,0 a 25,0
Vidro (0°)	520 a 1400	35 a 70	20 a 40	2 a 7	15,0 a 30,0
Vidro (0°/90°)	520 a 1020	520 a 1020	14 a 34	14 a 35	20,0 a 30,0
Vidro (+45°/-45°)	180 a 280	180 a 280	14 a 21	14 a 20	25,0 a 35,0
Aramida (0°)	700 a 1720	35 a 70	48 a 68	2 a 7	20,0 a 30,0
Aramida (0°/90°)	280 a 550	280 a 550	28 a 34	28 a 35	20,0 a 30,0
Aramida (+45°/-45°)	140 a 210	140 a 210	7 a 14	7 a 14	20,0 a 30,0

Valores de resistência à tração de compósitos de resina e fibras variam conforme a massa específica das fibras. Na Tabela 2.2 podem ser vistos estes valores para diversos tipos de sistema de reforço encontrados no mercado (ACI 440.2R, 2002).

Tabela 2.2 – Valores de Resistência à Tração de Diferentes Sistemas de Reforço com 1 mm de Espessura (ACI 440.2R, 2002)

Sistema de Reforço	Massa Específica das Fibras (g/m ³)	Resistência à Tração f_f (MPa)
Folhas de Resina e Fibras de Carbono	200	500
	400	620
Folhas de Resina e Fibras de Carbono de Alta Resistência	230	320
	300	700
	620	960
Folhas de Resina e Fibras de Carbono de Elevado Módulo de Elasticidade	300	600
Tecidos de Resina e Fibras de Carbono	300	180
Folhas de Resina e Fibras de Vidro	900	720
	350	230
Tecidos de Resina e Fibras de Vidro	300	120
Folhas de Resina e Fibras de Aramida	420	700
Lâminas de Resina Epóxi e Fibras de Carbono de Alta Resistência	2380	3300
Tubos de Resina Viniléster e Fibras de Vidro	1700	1580

De acordo com o tipo de resina, de fibras e da quantidade de fibras em seu volume, os valores de coeficiente de dilatação térmica diferem nas direções paralela e transversal à das fibras do compósito de resina e fibras (v. Tabela 2.3). Nota-se que, na direção paralela à das fibras, os compósitos de resina e fibras de aramida se contraem com o aumento de temperatura, os de fibras de vidro têm coeficiente de dilatação térmica mais próximo ao do concreto e os de fibras de carbono têm este coeficiente quase nulo.

Tabela 2.3 – Valores de Coeficiente de Dilatação Térmica dos Compósitos de Resina e Fibras com Percentagem Volumétrica de Fibras Entre 50% e 70% Segundo o ACI 440.2R (2002)

Direção	Coeficiente de Dilatação Térmica α ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)		
	Fibras de Carbono	Fibras de Vidro	Fibras de Aramida
Longitudinal	-1,0 a 0,0	6,0 a 10,0	-6,0 a -2,0
Transversal	22,0 a 50,0	19,0 a 23,0	60,0 a 80,0

KAW (1997) relata que existem quatro fatores das fibras que influenciam o desempenho de compósitos de resina e fibras, que são o comprimento, a orientação, a forma e o material. Compósitos de fibras longas, unidirecionais, com seção transversal circular e com elevados módulo de elasticidade e resistência, em geral, apresentam melhor desempenho.

A Figura 2.5 mostra dados de módulo de elasticidade e de peso específico de diferentes tipos de materiais compósitos de resina e fibras.

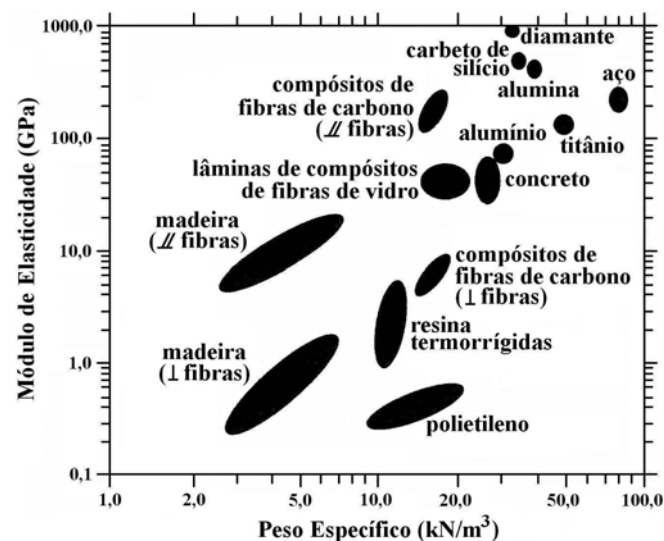


Figura 2.5 – Dados sobre Materiais Compósitos Citados por HULL e CLYNE (1996)

2.2.1 – Resinas

As resinas, que geralmente são à base de epóxi e eventualmente de fenóis, acrílico, poliamido, poliéster ou poliuretano, constituem a matriz polimérica dos compósitos e têm a função de envolver e aglutinar as fibras para garantir adequada transferência de tensões entre as mesmas, e protegê-las contra agressões ambientais e desgastes.

Suas propriedades devem conduzir a uma perfeita aderência entre as interfaces concreto e material de reforço e proporcionar adequadas durabilidade e aplicabilidade ao compósito.

Servem também para a colagem do compósito no concreto ou de fibras em fibras no caso de múltiplas camadas de reforço. Têm pouca influência na resistência à tração, ao passo que têm preponderância nas resistências ao corte e à compressão dos compósitos.

Apesar de terem maior custo, as resinas à base de epóxi são as mais usadas, pois apresentam elevada resistência e baixa viscosidade, o que permite que as fibras sejam adequadamente saturadas e não apresentem desalinhamento entre seus fios, e pequena volatilidade durante o processo de cura e reduzida retração, o que evita a concentração de tensões na sua interface com as fibras (KAW, 1997).

A matriz polimérica dos compósitos pode ser constituída de resinas do tipo termorrígidas, que são as mais comuns e compostas por epóxi, fenol, poliéster, viniléster, poliuretano e silicone, ou do tipo termoplásticas, que podem ter polietileno, poliestireno ou metacrilato de polimetila na sua composição.

Por possuírem estrutura formada de moléculas ligadas entre si de forma cruzada e tridimensional com alto grau de polimerização e endurecimento irreversível, as resinas termorrígidas, caso sejam aquecidas depois de endurecidas, não fundem e sofrem decomposição se submetidas a elevadas temperaturas.

Dentre as resinas termorrígidas, as compostas por epóxi apresentam melhor desempenho e são mais duráveis que as formadas de poliéster ou viniléster (CEB, 2001). Segundo WEATHERHEAD (1980), uma das principais vantagens da resina epóxi com relação à resina poliéster é sua baixa retração durante o processo de cura, variando de 1% a 2%, podendo ser nula quando *fillers* são adicionados à sua composição.

As resinas termoplásticas podem ser repetidamente fundidas quando aquecidas e endurecidas quando resfriadas, devido à ligação de forma linear entre suas moléculas. Têm as vantagens sobre as resinas termorrígidas de serem mais resistentes a impactos e micro-fissuração, devido à sua maior ductilidade e tenacidade. Por outro lado, a fabricação de compósitos de fibras com resinas termoplásticas é limitada, pois sua alta viscosidade dificulta a incorporação de fibras longas.

No caso de compósitos de folhas unidirecionais ou de tecidos bidirecionais flexíveis, as resinas servem para a colagem destes no concreto e são elementos constituintes, se os mesmos forem pré-impregnados. São aplicadas em parte nas fibras e na superfície de concreto.

Tratando-se de laminados pré-fabricados unidirecionais e de tubos rígidos de fibras, as resinas são parte integrante destes (em torno de 25% a 35% de sua composição), além de serem utilizadas como cola.

Elevados coeficientes térmico e de expansão devida à umidade e baixas propriedades elásticas são algumas das principais desvantagens das resinas que formam a matriz polimérica dos compósitos. Além disso, dependendo do tipo de resina, o efeito de temperatura pode prejudicar suas propriedades. Quando ultrapassada a temperatura de transição vítrea, que separa os estados plástico e frágil da resina, na faixa de 60 °C a 82 °C, o valor do seu módulo de elasticidade pode sofrer significativa redução devido a alterações na sua estrutura interna (ACI 440.2R, 2002).

Na Tabela 2.4 podem ser vistas algumas das propriedades físicas e mecânicas de diferentes tipos de resina, segundo MATTHYS (2000).

Tabela 2.4 – Propriedades de Diferentes Resinas (MATTHYS, 2000)

Tipos de Resina	Resistência à Tração f_f (MPa)	Módulo de Elasticidade E_f (GPa)	Peso Específico (kN/m ³)	Retração na Cura (%)
Poliéster	35 a 104	2,1 a 3,5	11 a 14	5,0 a 12,0
Viniléster	73 a 81	3,0 a 3,5	11 a 13	5,0 a 10,0
Epóxi	55 a 130	2,8 a 4,1	12 a 13	1,0 a 5,0

2.2.2 – Fibras

As fibras são filamentos contínuos e rígidos que podem ser de carbono, de vidro ou de aramida (v. Figura 2.6). Todas têm em comum o comportamento linear da curva tensão – deformação até a ruptura (v. Figura 2.7), variando, de acordo com o tipo e processo de fabricação, seu módulo de elasticidade longitudinal e sua resistência (RIPPER e SCHERER, 1999).

Dependendo do tipo, as fibras possuem peso específico cerca de três a seis vezes menor que o do aço, o que as tornam de fáceis manuseio e aplicação. As fibras de vidro são as com maior peso específico, cerca de 26 kN/m³, e as de aramida, são as com menor peso específico, na faixa dos 14 kN/m³. As fibras de carbono têm peso específico intermediário, variando entre 17 kN/m³ e 21 kN/m³.

Apresentam propriedades térmicas superiores às das resinas. Até em torno de 1000 °C, as fibras de vidro conseguem resistir a tensões de tração na sua direção longitudinal. No caso de fibras de aramida e de carbono, esta temperatura situa-se próxima de 175 °C e 275 °C, de acordo com o ACI 440.2R (2002).



Figura 2.6 – Alguns Exemplos de Tipos de Fibras. Disponível em: <<http://www.fibreglast.com/products>>. Acesso em: abr. 2003

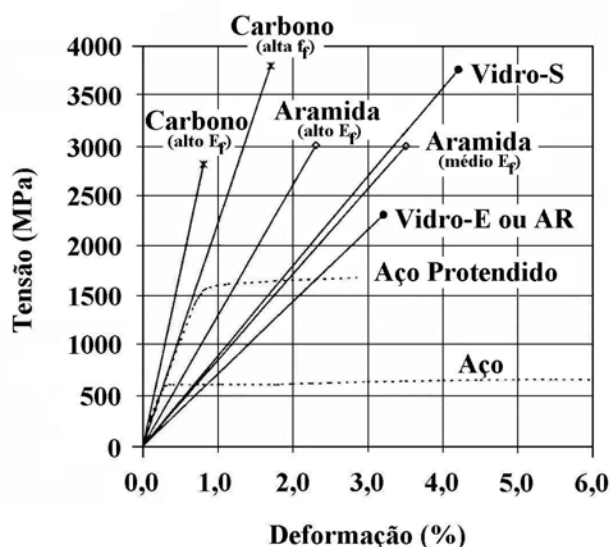


Figura 2.7 – Curvas Tensão – Deformação de Diferentes Fibras e do Aço (MATTHYS, 2000)

Valores de algumas das propriedades de diferentes tipos de fibras disponíveis, apresentados em CEB (2001) e ACI 440.2R (2002), são mostrados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Propriedades das Fibras (CEB, 2001; ACI 440.2R, 2002)

Tipo de Fibras		Resistência à Tração f_f (MPa)	Módulo de Elasticidade E_f (GPa)	Deformação Última ε_{fu} (‰)
CEB (2001)				
Carbono	Alta f_f	3500 a 4800	215 a 235	14,0 a 20,0
	Ultra-alta f_f	3500 a 6000	215 a 235	15,0 a 23,0
	Alto E_f	2500 a 3100	350 a 500	5,0 a 9,0
	Ultra-alto E_f	2100 a 2400	500 a 700	2,0 a 4,0
Vidro	Tipo E	1900 a 3000	70	30,0 a 45,0
	Tipo S	3500 a 4800	85 a 90	45,0 a 55,0
Aramida	Baixo E_f	3500 a 4100	70 a 80	43,0 a 50,0
	Alto E_f	3500 a 4000	115 a 130	25,0 a 35,0
ACI 440.2R (2002)				
Carbono	Alta f_f	3790 a 4820	220 a 240	14,0 (mínimo)
	Ultra-alta f_f	4820 a 6200	220 a 240	15,0 (mínimo)
	Alto E_f	1720 a 3100	340 a 520	5,0 (mínimo)
	Ultra-alto E_f	1380 a 2400	520 a 690	20,0 (mínimo)
Vidro	Tipo E	1860 a 2680	69 a 72	45,0 (mínimo)
	Tipo S	3440 a 4140	86 a 90	54,0 (mínimo)
Aramida	Baixo E_f	3440 a 4140	69 a 83	25,0 (mínimo)
	Alto E_f	3440 a 4140	110 a 124	16,0 (mínimo)

2.2.2.1 – Fibras de Carbono e de Grafite

O processo de carbonização de polímeros orgânicos (poliacrilonitrila, entre outros) resulta nas fibras de carbono ou de grafite, formadas de dezena de milhares de filamentos com espessura próxima de um quinto da de um fio de cabelo (5 μm a 18 μm), e possuidoras de características mecânicas excepcionais, fruto do seu arranjo micro-estrutural.

Após serem expostas ao ar, as fibras são submetidas a elevadas temperaturas, que atingem cerca de 1300 °C, para as de carbono, e excedem de 1900 °C até cerca de 3000 °C, para as de grafite. Além disto, as fibras de carbono possuem uma percentagem de teor de carbono variando entre 93% e 95%, enquanto que as de grafite têm um teor maior que 99%, o que leva estas últimas a serem em torno de 20 vezes mais caras e terem módulo de elasticidade de até cerca de 3 vezes maior que as de carbono.

As fibras de carbono ou de grafite têm elevadas rigidez e resistência a todos os tipos de ataque químico (por ser o carbono um material inerte), bom comportamento à fadiga, a cargas cíclicas, à variação térmica e reológico, e pequeno peso, o que as tornam ideais para uso na indústria aérea.

Em contrapartida, têm alto custo e apresentam menor resistência ao impacto e elevada condutibilidade elétrica, que pode possibilitar corrosão do tipo galvânica quando em contato com metais.

Geralmente, *rayon*, poliacrilonitrila (PAN) e *pitch* são as três principais matérias-primas usadas na fabricação das fibras de carbono ou de grafite, sendo a poliacrilonitrila a mais comum. O processo de pirólise e oxidação de fibras sintéticas resulta na poliacrilonitrila, enquanto que o de petróleo destilado ou piche convertido em cristal líquido gera o *pitch*.

Resumidamente, as fibras de carbono são processadas da seguinte maneira: após a poliacrilonitrila ser trefilada em cerca de 5 a 10 vezes o seu tamanho com o objetivo de melhorar suas propriedades mecânicas, a mesma é submetida a três processos de aquecimento, que são a estabilização, a carbonização e a grafitização.

Inicialmente, no processo da estabilização, a poliacrilonitrila é aquecida num forno com temperatura variando entre 200 °C e 300 °C a fim de tornar estáveis suas dimensões. Aumentando-se a temperatura na faixa de 1000 °C a 1500 °C, dá-se o processo de carbonização, ou seja, a poliacrilonitrila sofre pirólise numa atmosfera inerte de nitrogênio e argônio. No último processo de grafitização, atinge-se temperatura acima de 2500 °C, o que conduz a uma microestrutura da poliacrilonitrila com carbono em rede hexagonal compacta.

Por fim, as fibras resultantes sofrem um processo de tratamento superficial para aumentar sua resistência e aderência e, então, coletadas numa bobina.

A Tabela 2.6 mostra algumas propriedades de fibras de carbono encontradas no mercado.

Tabela 2.6 – Propriedades de Diferentes Fibras de Carbono

Tipo de Fibras	Resistência à Tração f_f (MPa)	Módulo de Elasticidade E_f (GPa)	Deformação Última ε_{fu} (%)
<i>Master Builders Technologies – MBT Brasil (MBT, 1998a)</i>			
CF-130	3550	235	15,0
CF-530	3000	380	8,0
<i>Sika (SIKA, 2000)</i>			
Sika® Carbodur® S	2800	165	17,0
Sika® Carbodur® M	2400	210	12,0
Sika® Carbodur® H	1300	300	4,5
SikaWrap® Hex-230C	3500	230	15,0
SikaWrap® Hex-103C	3500	230	15,0
<i>Toho Tenax Co.,Ltd.</i>			
Disponível em: < http://www.tohocarbonfibers.com/carbonfiber.htm >. Acesso em: mar.2004			
HTA	3720 a 3920	235	16,0 a 17,0
UT	5000 e 5390	240 e 255	21,0
IM	4710 e 5790	294 e 285	16,0 e 20,0
LM	3140	155	20,0
HM	3240	345	9,0
TM	3920	345	11,0
UM	3330 a 4900	650 a 382	5,0 a 13,0
<i>Clever Reinforcement Company - S&P FRP Systems</i>			
Disponível em: < http://www.frp.at/fibre.htm >. Acesso em: mar. 2004			
S&P C-Sheet 240	3800	240	15,5
S&P C-Sheet 640	2640	640	4,0

2.2.2.2 – Fibras de Vidro

As fibras de vidro são produtos da mistura de diferentes composições baseadas na sílica, com adições de óxidos de cálcio, boro, sódio, ferro e alumínio.

Possuem boa capacidade de deformação, boa resistência e baixo custo, mas baixas resistências à fadiga, à abrasão e à fluência, menor rigidez e fraca capacidade de aderência a polímeros, e se degradam na presença de água, ácidos e solução alcalina, fato que pode ser contornado com o uso de uma adequada matriz.

As principais fibras de vidro são as do tipo E, usadas em aplicações que envolvem eletricidade e decoração, e as do tipo S, cuja composição possui maior taxa de sílica, conduzindo a maior resistência, rigidez e leveza que as do tipo E, e comumente utilizadas na indústria aeroespacial.

Existem ainda fibras de vidro do tipo C, usadas em ambientes químicos agressivos e corrosivos, do tipo R, aplicadas em elementos estruturais da indústria da construção, do tipo D, utilizadas onde se requerem baixa constante dielétrica, e do tipo A, para melhoria da aparência superficial.

Combinações de diferentes tipos de fibras de vidro também existem, tais como E-CR e AR, usadas quando se necessita de compósitos resistentes à eletricidade e à corrosão, e a álcalis.

O processo de produção das fibras de vidro tem início a partir do aquecimento de uma mistura formada de areia e calcário, que é colocada num forno refratário até uma temperatura em torno de 1400 °C.

Após a mistura aquecida passar por dispositivos de abertura de cerca de 10 µm, a mesma é processada na forma de filamentos, que recebem solução orgânica por meio de espargidores, cuja fórmula é calibrada com o uso de ligantes, tendo a função de permitir que os filamentos sejam transformados em conjunto de fios, de lubrificantes, que protegem contra abrasão, e de agentes de acoplamento e antiestáticos, que proporcionam uma melhor aderência entre as fibras de vidro e a matriz orgânica.

As fibras são então processadas em cordas, que são compostas por 204 filamentos de 5 µm a 25 µm de espessura, e enroladas em um tubo, sendo após secadas até a perda de água e de outras soluções.

São mais utilizadas na forma de tecidos bidirecionais no reforço de elementos estruturais (pilares ou abóbadas), ou, mais recentemente, em revestimento de paredes interiores visando à durabilidade. Algumas propriedades de fibras de vidro encontradas no mercado podem ser vistas na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Propriedades de Diferentes Fibras de Vidro

Tipo de Fibras	Resistência à Tração f_f (MPa)	Módulo de Elasticidade E_f (GPa)	Deformação Última ε_{fu} (‰)
<i>Master Builders Technologies – MBT Brasil (MBT, 1998a)</i>			
EG-30	1550	74	21,0
<i>Sika (SIKA, 2000)</i>			
SikaWrap® Hex-100G	2550	70	36,0
<i>Clever Reinforcement Company - S&P FRP Systems</i> Disponível em: < http://www.frp.at/fibre.htm >. Acesso em: mar. 2004			
S&P G-Sheet E	3400	73	45,0
S&P G-Sheet AR	3000	65	43,0

2.2.2.3 – Fibras de Aramida

São fibras compostas por materiais orgânicos aromáticos sintéticos, formados de carbono, hidrogênio, oxigênio e nitrogênio e resultantes de extrusão e trefilação de um tipo de *nylon*, cuja estrutura molecular consiste em cadeias de benzeno e amida.

Têm as vantagens de possuírem baixas densidade, condutibilidade elétrica e retração, altas resistências à tração e ao impacto e moderada resistência a ataques químicos. São em geral mais rígidas e resistentes que as fibras de vidro e possuem boa capacidade de deformação, mas degradam-se sob luz solar.

Apresentam de 12 µm a 15 µm de espessura e, em geral, são conhecidas como *kevlar*®, marca registrada da *DuPont*. Dois dos tipos mais encontrados no mercado são: *kevlar*® 29, indicadas no uso de coletes à prova de balas, fios e cabos, por serem mais dúcteis, e *kevlar*® 49, cuja aplicação é na indústria aeronáutica, por serem mais rígidas.

São produzidas a partir da mistura de polímeros e ácidos, como, por exemplo, ácido sulfúrico, que é extrudada em cilindros com temperatura de 200 °C, lavada e secada em bobinas, sendo então trefilada com o objetivo de aumentar sua resistência e rigidez. Sua separação e seu corte são de difícil execução. Na Tabela 2.8 podem ser vistas algumas propriedades das fibras de aramida encontradas no mercado.

Tabela 2.8 – Propriedades de Diferentes Fibras de Aramida

Tipo de Fibras	Resistência à Tração f_f (MPa)	Módulo de Elasticidade E_f (GPa)	Deformação Última ε_{fu} (‰)
Du Pont			
Disponível em: < http://www.td-net.co.jp/Kevlar/chara.html >. Acesso em mar. 2004			
Kevlar® 29	2920	71	36,0
Kevlar® 49	3000	112	24,0
Kevlar® 119	3100	55	44,0
Kevlar® 129	3400	97	33,0
Clever Reinforcement Company - S&P FRP Systems			
Disponível em: < http://www.frp.at/fibre.htm >. Acesso em: mar. 2004			
S&P A-Sheet 120	2900	120	25,0

2.3 – Tipos de Sistemas de Reforço com Compósitos de Resina e Fibras

Sistemas de reforço de elementos estruturais de concreto são projetados de acordo com o tipo de estrutura e com o desempenho desejado, devendo-se levar em conta as propriedades e características dos materiais que o compõem, a interação destes materiais e as condições de execução do reforço.

Os dois tipos mais comuns encontrados no mercado são aqueles que o material de reforço é comercializado na forma de pré-fabricados ou secos pré-impregnados com resinas ou não. Todos são colados na superfície a ser reforçada com o uso de resinas, que completam o sistema de reforço e cada um deles tem suas particularidades e vantagens.

2.3.1 – Sistemas Pré-fabricados

Os sistemas pré-fabricados são laminados de compósitos de resina e fibras, com tamanhos e seção transversal definidos e prontos para serem colados no elemento estrutural a ser reforçado.

Em geral, têm 40% a 70% de teor de fibras, em volume, com espessura variando de 1,0 mm a 1,5 mm e podem ser aplicados em uma ou mais camadas, em superfícies planas.

Seu processo de fabricação é automatizado e normalmente baseia-se na pultrusão, que consiste na produção de compósitos de grandes comprimentos, de diversas formas e de seção transversal constante. Após serem as fibras alinhadas e impregnadas com a resina líquida aquecida, os compósitos são tracionados continuamente, passando por um molde aquecido, sobre o qual são curados e cortados nos tamanhos desejados (v. Figura 2.8).

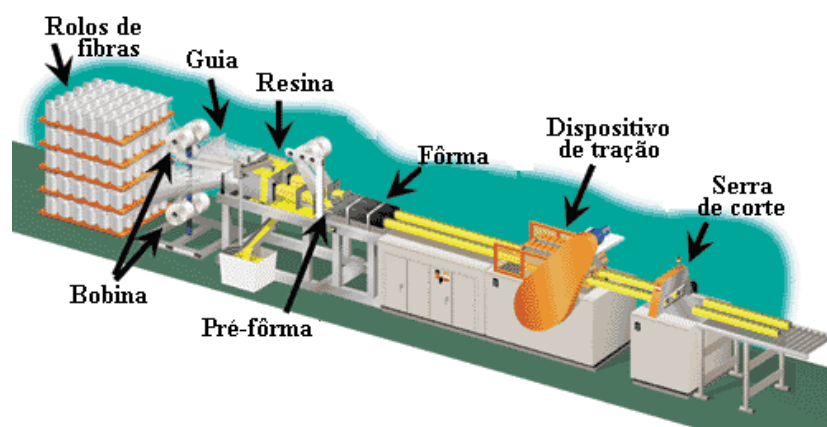


Figura 2.8 – Esquema do Processo de Pultrusão de Compósitos Pré-fabricados. Disponível em: <<http://www.strongwell.com/Processes/Pultrusion.html>>. Acesso em: ago. 2003

Um dos sistemas pré-fabricados encontrados no mercado é o da SIKA (1998), formado de lâmina de compósito de resina epóxi e fibras de carbono, para o qual são dadas as recomendações abaixo apresentadas.

Caso a superfície do concreto a ser reforçada esteja fissurada ou desnivelada, recomenda-se a injeção das fissuras com resina epóxi apropriada e aplicação de argamassa polimérica na superfície desnivelada.

Após preparo do substrato de concreto e feita a verificação de que a resistência do concreto à tração é superior a 1,5 MPa por meio de ensaio de arrancamento, aplica-se uma camada de 1 mm de espessura de resina epóxi, sem necessidade do uso de *primer*

na superfície do concreto. Sobre a superfície limpa da lâmina de compósito de resina e fibras de carbono, aplica-se também uma camada de 1 mm a 2 mm de espessura da mesma resina epóxi.

Dependendo do ambiente do elemento estrutural reforçado, pode-se aplicar uma camada de proteção à base de polímeros ou resina epóxi. Face à limitação de temperatura de trabalho de 50 °C do sistema da SIKA (1998), aconselha-se aplicar sobre a camada de proteção um revestimento de cor clara.

2.3.2 – Sistemas Curados *in Situ*

São sistemas formados por feixe de fibras contínuas na forma de fios (mantas), mais comumente unidirecionais (folhas) ou bidirecionais (tecidos) em estado seco ou pré-impregnado, colado sobre uma resina epóxi previamente espalhada na superfície plana ou curva a ser reforçada.

Em comparação com os sistemas pré-fabricados, são mais flexíveis e aplicáveis em diferentes tipos de estruturas, têm menor espessura final, que pode variar entre 0,1 mm e 0,5 mm, e têm 25% a 40% de teor de fibras.

Contudo, apresentam a desvantagem de um menor controle de qualidade, já que, ao se impregnar as fibras com resina, o compósito pode ter suas fibras desalinhasadas, fato que afeta suas propriedades.

Segundo catálogo da MBT (1998a), seu sistema de reforço curado *in situ* é constituído por um preparador de superfície, uma massa reparadora de defeitos da superfície, um epóxi saturante com alto teor de sólidos, uma ou mais camadas de folha de fibras de carbono unidirecionais, e uma camada de revestimento que tem função protetora e estética.

Antes da execução do reforço, recomenda-se arredondamento de cantos vivos a fim de se evitar a ruptura prematura da fibra de carbono devido à concentração de tensões, e adequado preparo da superfície do concreto.

A Figura 2.9 ilustra as etapas de aplicação do sistema de reforço Mbrace™, que são:

- 1) aplicação de *primer*, que é um epóxi de baixa viscosidade e de alta concentração de sólidos, com o uso de um rolo (v. Figura 2.9a);
- 2) nivelamento da superfície com uma pasta de epóxi com alta concentração de sólidos, utilizando-se um rodo ou uma desempenadeira (v. Figura 2.9b);
- 3) aplicação da primeira camada de resina com alta concentração de sólidos, por meio de um rolo, com o objetivo de iniciar a saturação das fibras de carbono (v. Figura 2.9c);
- 4) aplicação da folha de fibra de carbono, componente mais importante do sistema, sobre a primeira camada de saturante úmido, removendo-se o papel de suporte (v. Figura 2.9d);
- 5) aplicação da segunda camada de resina, com o uso de um rolo (v. Figura 2.9e);
- 6) aplicação da camada de proteção (v. Figura 2.9f).

Para o caso de reforço com mais de uma camada, depois da etapa 5, repetem-se as etapas 3, 4 e 5 antes da 6.

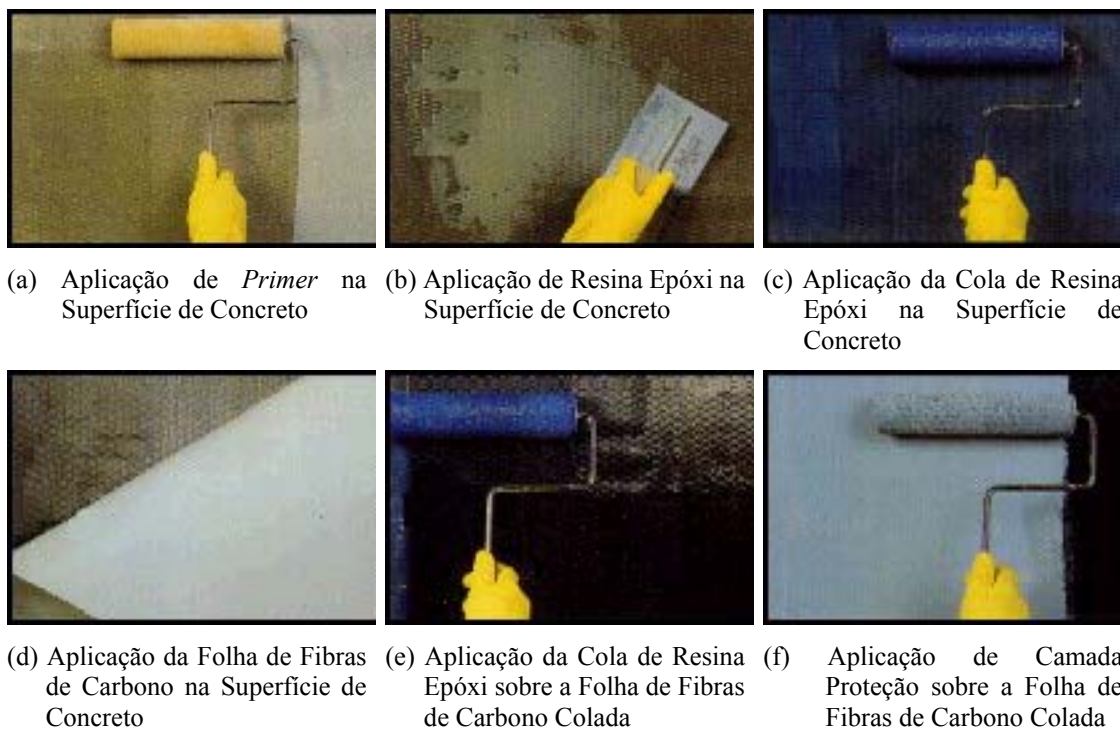


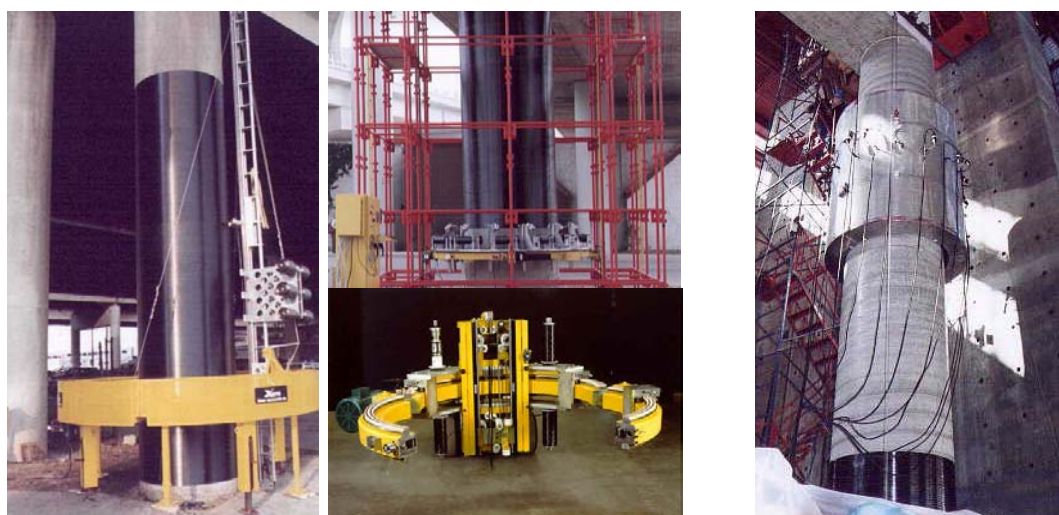
Figura 2.9 – Etapas de Aplicação do Sistema de Reforço Mbrace™. Disponível em: <<http://www.teprem.com.br/Fibra2.htm>>. Acesso em: mai. 2003

2.4 – Tipos Especiais de Aplicação de Reforço com Compósitos de Resina e Fibras

2.4.1 – Reforço por Encamisamento Automatizado

O encamisamento de pilares ou outros elementos, como por exemplo, chaminés, com sistemas de compósitos de resina e fibras curados *in situ* pode ser feito por meio de um equipamento robotizado, que permite rápida execução de reforço de boa qualidade.

Tipos de equipamentos de encamisamento automático, de acordo com dimensões do pilar e velocidade de execução podem ser visualizados na Figura 2.10a. A Figura 2.10b ilustra equipamento utilizado para execução de cura do sistema de reforço.



(a) Equipamentos de Encamisamento *ROBO-Wrapper*TM

(b) Equipamento de Cura do Reforço *ROBO-Curing System*TM

Figura 2.10 – Detalhe da Técnica de Encamisamento Automático. Disponível em: <<http://www.xsys.com/rwfp.html>>. Acesso em: ago. 2003

2.4.2 – Reforço com Pré-tração

Neste tipo de técnica (v. Figura 2.11), compósitos de resina e fibras são tracionados com tensão de cerca de 50% da sua resistência à tração antes das operações de colagem e de execução de sistema de ancoragem nas extremidades do reforço de superfícies de concreto de pilares ou de vigas.

Suas principais vantagens são os ganhos de resistência e de durabilidade em consequência do aumento de rigidez e da diminuição da abertura de fissuras na estrutura de concreto reforçado com relação à sem reforço, embora seja uma técnica mais demorada e de maior custo que a sem pré-tração do material de reforço.

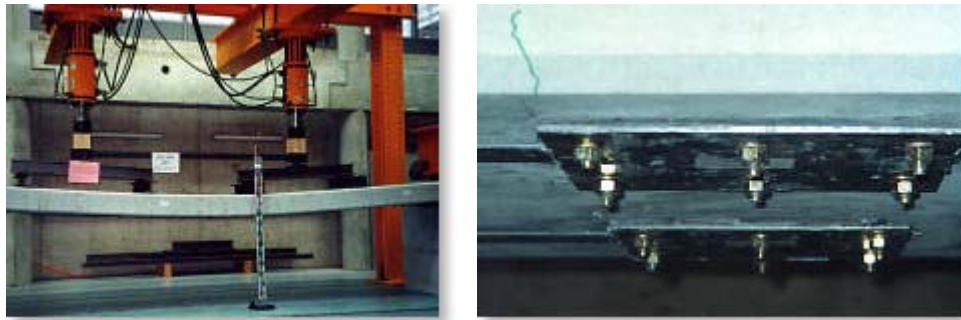


Figura 2.11 – Detalhe da Técnica de Reforço com Pré-tração em Vigas. Disponível em: <http://www.sp-reinforcement.ch/english/i_faser_06e.htm>. Acesso em: jul. 2003

2.4.3 – Cura Térmica Acelerada do Reforço *in Situ*

Em locais de baixa temperatura ou onde se requer menor tempo de execução do reforço, a cura térmica pode ser adotada, com o uso de dispositivos de aquecimento elétricos ou de infravermelho.

Aproveitando a boa condutividade elétrica das fibras, característica mais destacada nas de carbono, esta técnica de reforço (v. Figura 2.12) utiliza equipamento de aquecimento que permite a passagem de corrente elétrica através do compósito durante a execução do reforço e controla a temperatura de cura da cola.

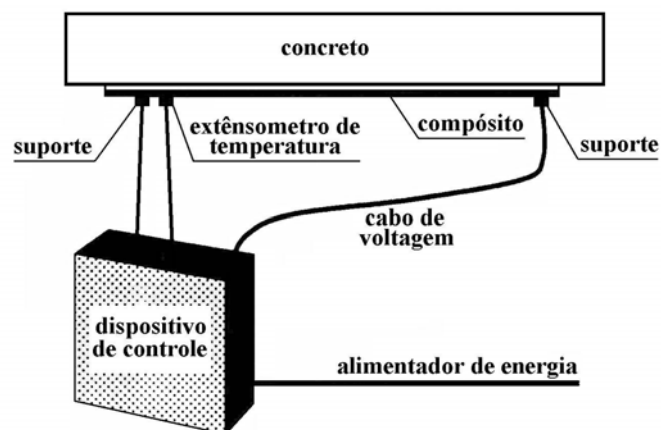


Figura 2.12 – Detalhe da Técnica de Cura Térmica Acelerada (CEB, 2001)

2.4.4 – Pré-moldagem do Reforço

Sistemas pré-fabricados de materiais compósitos de resina e fibras podem ser moldados antes da sua aplicação no elemento estrutural, ao invés do uso de sistemas curados *in situ*.

Nesta técnica, os materiais compósitos de resina e fibras pré-moldados servem como elementos de fôrma e de armadura externa do elemento de concreto a ser reforçado. É utilizada comumente no confinamento externo de pilares, particularmente de seção transversal circular (v. Figura 2.13).



Figura 2.13 – Exemplo de Aplicação da Técnica de Pré-moldagem. Disponível em: <http://www.innovationandresearchfocus.org.uk/articles/html/issue_52/strengthening_concrete_structures_with_fibre_-_composites.asp>. Acesso em: ago. 2003

2.4.5 – Reforço Colado em Sulcos Feitos no Concreto

Ao invés da colagem tradicional do material compósito de resina e fibras na superfície externa de concreto, é feita a colagem do reforço em sulcos abertos na superfície de concreto (v. Figura 2.14), cuja profundidade tem dimensão menor que a do cobrimento.

Possibilidade de maior capacidade de ancoragem e de melhor proteção do reforço são vantagens com relação à técnica tradicional de colagem externa do reforço (BARROS *et al.*, 2003; FORTES *et al.*, 2003a).

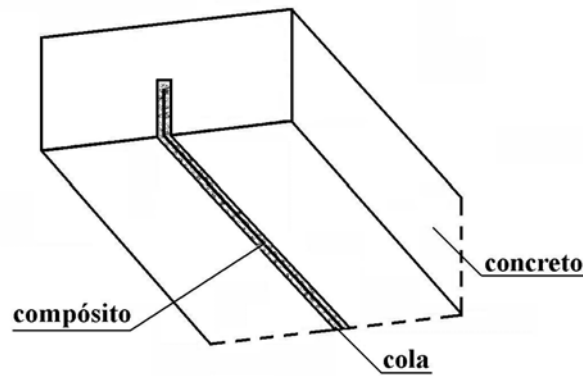


Figura 2.14 – Detalhe da Técnica de Colagem do Reforço em Sulcos de Concreto (CEB, 2001)

2.4.6 – Impregnação a Vácuo do Reforço

Até certo ponto, esta técnica pode ser comparada com a tradicional técnica de colagem de sistemas curados *in situ*. Tendo sido as fibras dispostas na direção principal do reforço, após devido preparo, aplicação e cura de *primer* na superfície de concreto, o equipamento a vácuo (v. Figura 2.15) é colocado sobre a camada de fibras e, então, aplica-se pressão a vácuo, cuja intensidade depende de resina epóxi distribuída sobre o concreto.

Apesar do maior custo e da dificuldade no alcance do nível de pressão a vácuo requerida, a técnica de impregnação a vácuo tem algumas vantagens sobre a técnica de colagem de sistemas curados *in situ*, sendo a falta de manuseio na sua execução a que mais se destaca, o que leva a uma boa qualidade do sistema de reforço.

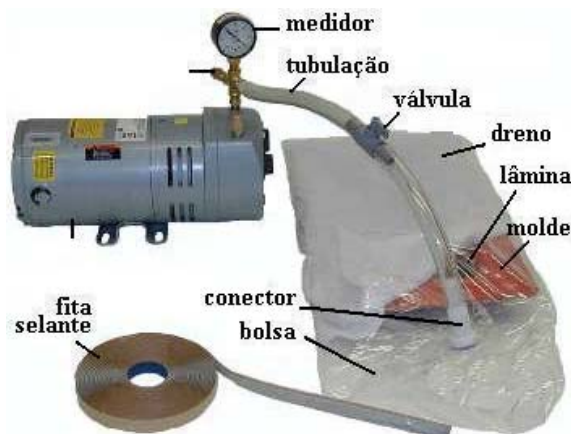


Figura 2.15 – Detalhes do Equipamento de Impregnação a Vácuo
< <http://www.fibreglast.com/products> >. Acesso em: abr. 2003

2.5 – Exemplos de Aplicação dos Compósitos de Resina e Fibras

Apesar dos materiais compósitos de resina e fibras serem frágeis, mas relativamente deformáveis, mais caros que o aço (TRIAANTAFILLOU, 1998c), e necessitarem de proteção contra radiação ultravioleta e fogo (EMMONS *et al.*, 1998a, b), tiveram sua aplicação inicialmente motivada pela necessidade de reforçar estruturas danificadas por abalos sísmicos no Japão.

Exemplos de aplicação de compósitos de resina e fibras no reforço de lajes, vigas e pilares de concreto, realizados no ano de 1996 nas cidades italianas de Perugia, Bari e Spoleto, respectivamente, podem ser vistos na Figura 2.16.

A Figura 2.17 apresenta aplicação de lâminas de compósitos de resina e fibras de carbono no reforço bidirecional de lajes de concreto.



Figura 2.16 – Exemplos de Aplicação de Materiais Compósitos de Resina e Fibras no Reforço de Elementos Estruturais de Concreto. Disponível em: <<http://www.shef.ac.uk/uni/projects/tmrnet/galleries>>. Acesso em: nov. 2002



Figura 2.17 – Exemplo de Aplicação de Lâminas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Lajes de Concreto. Disponível em: <<http://www.ecn.purdue.edu/ECT/Civil/cfrp.htm>>. Acesso em: jul. 2003

BALÁZS e ALMAKT (2000) relataram alguns exemplos de aplicação dos materiais compósitos de resina e fibras no reforço de diferentes estruturas danificadas pela corrosão do aço, pela fissuração intensa ou pela ação do fogo, ou afetadas por mudanças de elementos estruturais realizados na Hungria desde 1996, tais como lajes com ou sem aberturas, vigas de concreto armado e protendido e silos.

No Brasil, várias são as aplicações de compósitos no reforço de lajes (de pontes, de piso de estacionamento), vigas (de pontes e de edificações em geral), pilares (de pontes, de edifícios e de ancoradouros), paredes de concreto, muros de arrimo, túneis, silos, tanques e torres de transmissão de sinais.

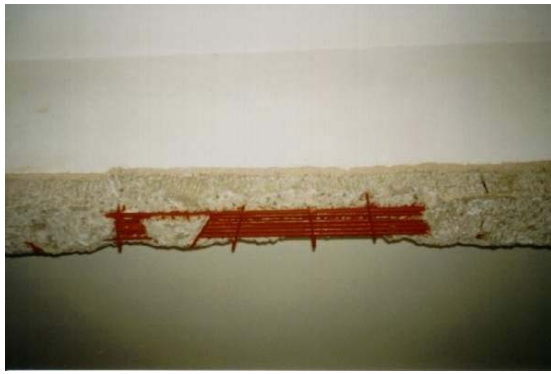
Devido ao aumento de sobrecarga, executaram-se reforços à flexão na laje de um supermercado em Jacarepaguá/RJ, destinada a depósito de mercadorias, conforme ilustra a Figura 2.18.



(a) Reforço Bidirecional na Região de Momentos Fletores Positivos (b) Reforço Unidirecional na Região de Momentos Fletores Negativos

Figura 2.18 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Lajes de Concreto. (Fonte: TEPREM Engenharia Ltda.– jan. 2000)

Em um prédio localizado em São Cristóvão/RJ, foram feitos serviços de recuperação da armadura interna longitudinal de tração e de reforço à flexão e ao cortante em vigas de concreto para que a estrutura pudesse suportar cargas oriundas de equipamentos de grande peso. A Figura 2.19 apresenta algumas das etapas destes serviços.



(a) Recuperação da Armadura com Inibidor de Corrosão



(b) Execução do Reforço à Flexão da Viga de Concreto



(c) Execução do Escoramento do Reforço da Viga para Cura da Cola



(d) Execução do Reforço ao Cortante da Viga de Concreto



(e) Vista Frontal da Obra de Reforço



(f) Vista Após Aplicação de Argamassa Protetora e Pintura

Figura 2.19 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Vigas de Concreto. (Fonte: TEPREM Engenharia Ltda.– 08/2000)

A Figura 2.20 mostra seqüência de etapas de execução do reforço de pilares de um pavimento localizado no estacionamento de um *shopping center* no Rio de Janeiro/RJ. Os pilares, que apresentavam físsuras junto a suas extremidades, foram reforçados com duas camadas de folhas de resina e fibras de carbono, tendo 100 mm de comprimento de traspasse entre as folhas.



(a) Vista do Pilar Fissurado Antes do Reforço



(b) Injeção de Resina Epóxi nas Fissuras



(c) Arredondamento das Arestas de Canto do Pilar com Raio de 10 mm



(d) Aplicação de Resina Epóxi *Primer*



(e) Aplicação de Resina Epóxi para Regularização da Superfície



(f) Aplicação de Resina Epóxi Saturante na Superfície do Concreto

Figura 2.20 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Pilares de Concreto. (Fonte: TEPREM Engenharia Ltda.– 12/1998) – Continua



(g) Colocação da Primeira Folha de Fibras de Carbono Sobre a Superfície do Concreto



(h) Colocação da Segunda Folha de Fibras de Carbono Sobre a Superfície com Resina Epóxi



(i) Vista Completa do Pilar Após a Segunda Camada de Reforço



(j) Vista Completa do Pilar Após a Segunda Camada de Reforço

Figura 2.20 – Exemplo de Aplicação de Folhas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono no Reforço de Pilares de Concreto. (Fonte: TEPREM Engenharia Ltda.– 12/1998) – Continuação

Uma torre de transmissão de concreto armado de 100 m de altura, com seção transversal variável de 4,6 m na base a 3,0 m no topo, foi confinada externamente com duas camadas de tiras de folhas de compósito de resina e fibras de carbono de 50 cm de largura espaçadas de 70 cm a 90 cm, devido à fissuração do concreto, à corrosão das armaduras e ao aumento de carga provocado pela colocação de novas antenas para televisão digital. Esta solução foi adotada por levar a um pequeno aumento de cargas na fundação e por poder ser executada em região com concentração de antenas não removíveis da torre (DUARTE e CONTARINI, 1999).

Compósitos de resina e fibras têm sido empregados na forma de cabos (TRIANTAFILLOU e FARDIS, 1997) ou lâminas (TRIANTAFILLOU, 1998b) de compósito de fibras unidirecionais, por serem leves e conduzirem alteração mínima de dimensões em estruturas de alvenaria de edificações européias históricas e de arquitetura relevante.

Estudos experimentais feitos por PLEVRIS e TRIANTAFILLOU (1995), TRIANTAFILLOU (1997) e TRIANTAFILLOU (1998b) mostraram que compósitos de resina e fibras colados podem ser satisfatoriamente utilizados como materiais de reforço à flexão e ao cortante de vigas de madeira. Também verificou-se que, na forma de compósitos pré-tracionados, podem melhorar o comportamento estrutural à flexão destas estruturas (TRIANAFILLOU e DESKOVIC, 1992).

IYER (2001) e ISKANDER e STACHULA (2002) relataram o uso bem sucedido de tubos de compósitos de resina e fibras de vidro na execução de estacas de fundação de estruturas de pontes de concreto, sujeitas a águas salinas e solos agressivos.

Estruturas de ancoradouro de concreto armado foram alvos de estudos de reforço à flexão e ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras (MALVAR *et al.*, 1995; PANTELIDES *et al.*, 1999, MONTI *et al.*, 2001).

A Figura 2.21 mostra exemplos de aplicação de estacas de tubos de compósitos de resina e fibras de vidro, com núcleo de concreto, em obras de ponta de cais.



Figura 2.21 – Detalhe de Estacas de Tubos de Compósitos de Resina e Fibras de Vidro. Disponível em: <<http://www.ecn.purdue.edu/ECT/Civil/cp40.htm>>. Acesso em: jul. 2003

Cabos externos pré-tracionados e estribos em forma de barras internas de compósitos de fibras de carbono têm mostrado sua eficiência no reforço à flexão e ao cortante de estruturas de pontes de concreto (FAM *et al.*, 1997).

CAPÍTULO 3

REFORÇO DE VIGAS DE CONCRETO COM MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS

3.1 – Introdução

Diversos foram os estudos desenvolvidos sobre técnicas de reforço à flexão e/ou ao cortante de vigas de concreto, cujo enfoque foi o seu desempenho estrutural.

Dentre esses estudos, a técnica de chapas de aço coladas foi uma das precursoras, tendo seu início a partir do começo da década de sessenta. Investigou-se a influência da espessura, dimensões, configuração e sistema de ancoragem das chapas de aço, além da espessura e da rigidez da cola, das condições de carregamento e de execução do reforço no comportamento estrutural de vigas de concreto.

Por ser prática, de fácil execução e alterar muito pouco as dimensões dos elementos estruturais, além da sua eficiência, a adição de chapas de aço coladas é a que mais se destaca entre as técnicas de reforço tradicionais, tais como a de utilização de protensão externa, de encamisamento com armaduras e concreto ou argamassa aplicado de forma convencional ou projetado.

Fruto da sua elevada resistência e boa durabilidade, em conjunto com seu pequeno peso e grande versatilidade, materiais compósitos de resinas e fibras colados no concreto despontaram como uma boa alternativa a ser apreciada no projeto e dimensionamento de reforço de vigas de concreto.

Estudos existentes sobre o reforço de vigas de concreto por meio de materiais compósitos de resina e fibras têm comprovado sua eficiência, expressa pelo aumento da capacidade resistente e da rigidez e pelo controle de fissuração destas, desde que sejam adequados o dimensionamento, o detalhamento e a colagem do reforço.

Verificou-se a influência de vários parâmetros no comportamento das vigas nesses estudos, tais como: taxa de armadura interna das vigas, tipo, taxa, detalhamento e orientação das fibras do reforço com relação ao eixo das vigas e seu tipo de sistema de ancoragem, tipo e condição de carregamento antes ou durante o reforço, e temperatura. Aspectos sobre aderência e durabilidade da ligação entre concreto e armadura de reforço são também comentados.

Neste capítulo é feito resumo do estado da arte sobre o reforço de vigas de concreto com compósitos de resina e fibras. Abordam-se comportamento, modos de ruptura e procedimentos de dimensionamento do reforço de vigas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras.

3.2 – Comportamento de Vigas de Concreto Reforçadas

Vários são os parâmetros influentes no comportamento estrutural de vigas de concreto reforçadas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras e alguns destes são destacados no item a seguir.

Nos estudos que investigaram o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras, constatou-se diminuição da deformação da armadura interna devida à ação conjunta do material de reforço e da armadura interna.

Menores taxas de armadura interna conduzem a maiores ganhos de resistência relativa em vigas reforçadas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras.

Materiais compósitos de resina e fibras mais rígidos levam a maiores valores de resistência e menores valores de ductilidade que os menos rígidos em vigas reforçadas à flexão e/ou ao cortante.

Quanto maior a taxa de armadura de reforço, mais frágil é o modo de ruptura, maior o controle da fissuração e menores os valores de flechas e de deformações do concreto e das armaduras internas de vigas reforçadas à flexão.

Têm sido sugeridos sistemas de ancoragem dos materiais compósitos de resina e fibras de diferentes tipos. Quando corretamente detalhados, são capazes de evitar os efeitos desfavoráveis do descolamento e/ou destacamento entre o concreto e o material de reforço, devidos à concentração de tensões nas extremidades do reforço ou à ocorrência de maiores aberturas de fissuras.

Barras, chapas e chumbadores de aço como sistemas de ancoragem do material de reforço (v. Figura 3.1) foram inicialmente utilizados e, em vários estudos (ARDUINI *et al.*, 1997; GARDEN e HOLLAWAY, 1998b; SPADEA *et al.*, 1998; BROSENS *et al.*, 2000; SPADEA *et al.*, 2000; DUTHINH e STARNES, 2001; LAMANNA *et al.*, 2001), sua eficiência foi comprovada, apesar de necessitarem de cuidados especiais quanto a sua manutenção e durabilidade.

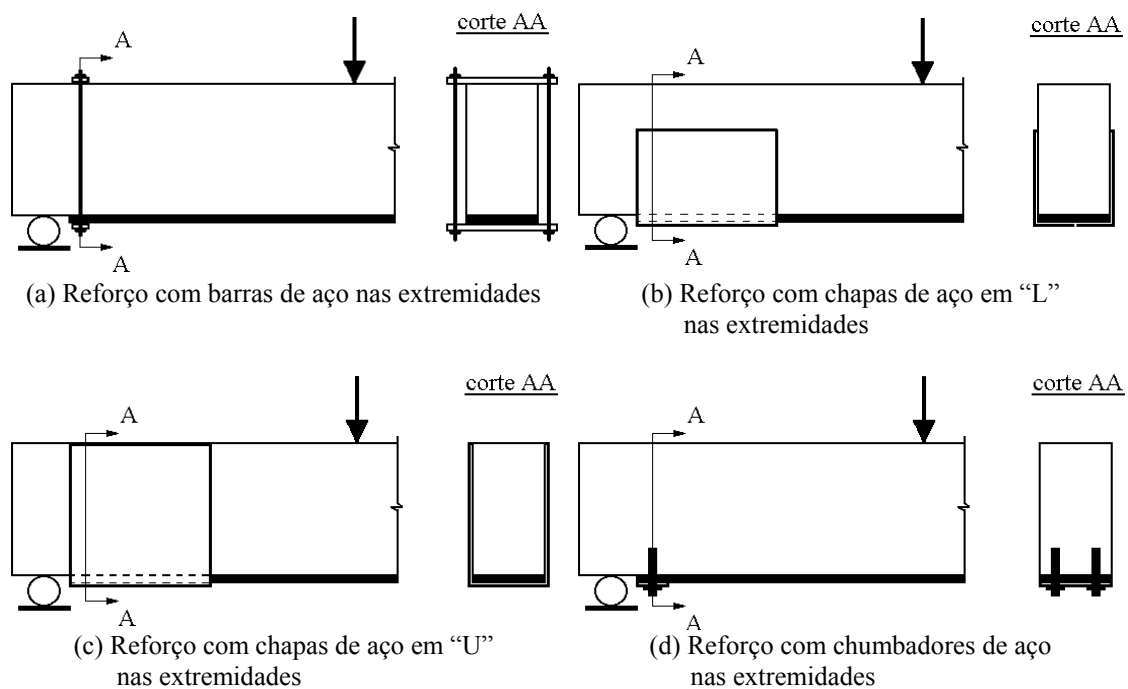


Figura 3.1 – Esquemas de Tipos de Sistemas de Ancoragem com o Uso de Peças de Aço em Vigas Reforçadas à Flexão

Devido a problemas de resistência à corrosão, sistemas de ancoragem feitos de materiais compósitos de resina e fibras (v. Figura 3.2) tornaram-se correntemente utilizados e recomendados por diversos pesquisadores (QUANTRILL *et al.*, 1996a;

GARDEN *et al.*, 1997; GRACE *et al.*, 1999; SILVA e MORENO JUNIOR, 2000, SAGAWA *et al.*, 2001, DIAS *et al.*, 2002).

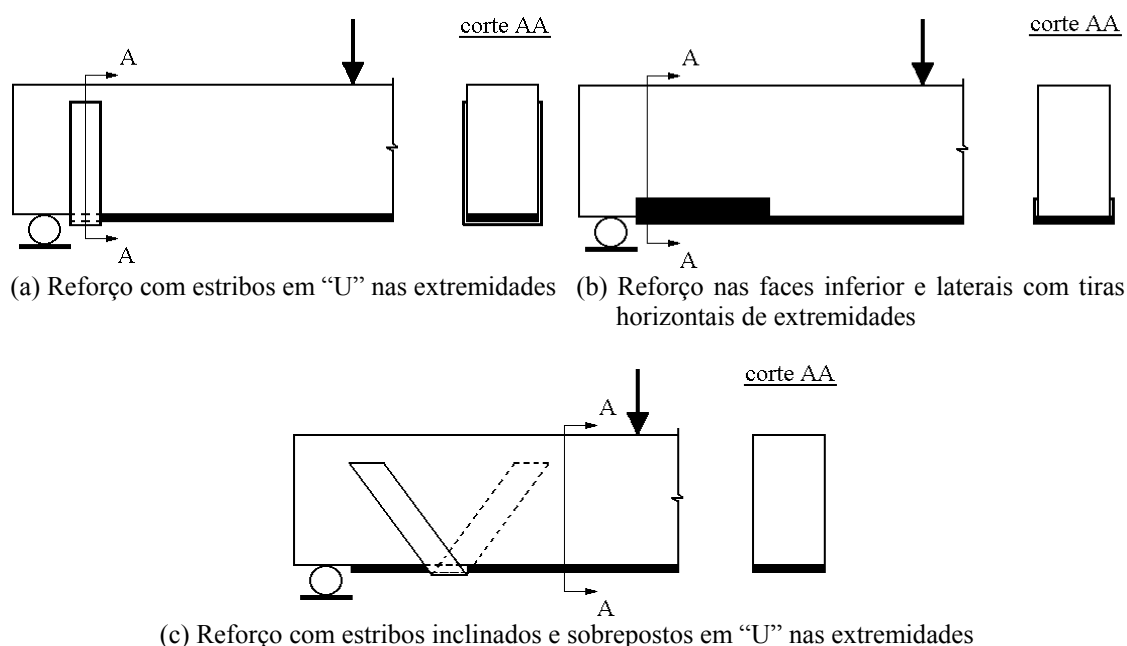


Figura 3.2 – Esquemas de Tipos de Sistemas de Ancoragem com o Uso de Materiais Compósitos de Resina e Fibras em Vigas Reforçadas à Flexão

Sistemas de ancoragem de extremidade são também utilizados no reforço ao cortante em vigas, como por exemplo, os de tiras horizontais que mais adiante serão mostrados. Além desses, existem os aplicados ao longo do vão da viga em região de momento fletor máximo na forma de estribos em “U” feitos de compósitos de resina e fibras.

Parece ser consensual que o emprego de adequados sistemas de ancoragem e a limitação, no estado limite último, da deformação do material de reforço, além da utilização de colas com maior capacidade de deformação, leva a significativos aumentos de resistência, de rigidez e de controle de fissuração, devido ao melhor aproveitamento das propriedades do material de reforço.

3.2.1 – Parâmetros Influentes

Os efeitos de alguns parâmetros no comportamento estrutural de vigas de concreto reforçadas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e

fibras são relatados a seguir. Na Tabela 3.1 são listados os parâmetros investigados em diferentes estudos.

Tabela 3.1 – Parâmetros Investigados por Estudos sobre Vigas Reforçadas Relatados

Parâmetro	Autor
Taxa de Armadura Longitudinal Interna de Tração	SAADATMANESH e EHSANI (1991); ROSS <i>et al.</i> (1999); DUTHINH e STARNES (2001)
Tipo, Taxa, Detalhamento e Orientação da Armadura de Reforço	TRIANAFILLOU e PLEVRIS (1992); QUANTRILL <i>et al.</i> (1996a); SHAHAWY <i>et al.</i> (1996a); ARDUINI e NANNI (1997); ARDUINI <i>et al.</i> (1997); GARDEN <i>et al.</i> (1997); NORRIS <i>et al.</i> (1997); SOUZA <i>et al.</i> (1998); TRIANAFILLOU (1998a); GRACE <i>et al.</i> (1999); BEBER <i>et al.</i> (2000); BROSENS <i>et al.</i> (2000); CERQUEIRA (2000); FORTES <i>et al.</i> (2000); KHALIFA e NANNI (2000); KACHLAKEV e MCCURRY (2000); MATTHYS (2000); RAMANA <i>et al.</i> (2000); TÄLJSTEN e ELFGREN (2000); DUTHINH e STARNES (2001); GIÃO e GOMES (2001); KISHI <i>et al.</i> (2001); SALLES NETO <i>et al.</i> (2001); DIAS <i>et al.</i> (2002); BEBER <i>et al.</i> (2003)
Tipo do Sistema de Ancoragem do Reforço	CERQUEIRA (2000); BROSENS <i>et al.</i> (2000); KHALIFA e NANNI (2000); SAGAWA <i>et al.</i> (2001); DIAS <i>et al.</i> (2002)
Tipo e Condição de Carregamento Antes e Durante o Reforço	FU <i>et al.</i> (1991); PLEVRIS e TRIANAFILLOU (1994); ERKI e MEIER (1999); BARNES e MAYS (1999); SHAHAWY e BEITELMAN (1999); MATTHYS (2000); TÄLJSTEN e ELFGREN (2000); GARCEZ <i>et al.</i> (2003)
Temperatura	BLONTROCK <i>et al.</i> (2001); FORTES <i>et al.</i> (2003b)

3.2.1.1 – Taxa de Armadura Longitudinal Interna de Tração

ROSS *et al.* (1999), baseando-se no ensaio de vigas, cujo único parâmetro variado foi a taxa de armadura longitudinal interna de tração ($0,46\% \leq \rho_l \leq 3,29\%$), reforçadas com mesma taxa de lâminas de compósito de resina e fibras de carbono, concluíram que o reforço foi mais eficiente para vigas com menores taxas de armadura longitudinal interna de tração (v. Figura 3.3).

Não foram encontrados pelo autor estudos sobre a influência da taxa da armadura transversal interna no comportamento de vigas reforçadas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras.

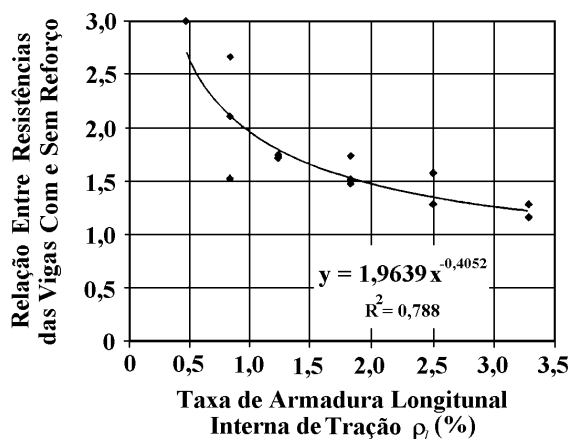


Figura 3.3 – Resistência Relativa das Vigas Reforçadas em Função da Taxa de Armadura Longitudinal Interna de Tração ρ_l (ROSS *et al.*, 1999)

3.2.1.2 – Tipo, Taxa, Detalhamento e Orientação da Armadura de Reforço

A influência de compósitos de resina e fibras de carbono e vidro no comportamento estrutural de vigas de concreto armado de mesmas características reforçadas à flexão foi investigada por QUANTRILL *et al.* (1996a).

Os valores de cargas de serviço, de escoamento da armadura longitudinal interna e última, e os de relação entre a deformação medida e última nominal do reforço e de rigidez das vigas reforçadas com compósito de resina e fibras de carbono foram maiores que os das vigas reforçadas com compósito de resina e fibras de vidro, o que não ocorreu com a ductilidade e a deformação medida do reforço.

Apesar de utilizar dois diferentes tipos de sistema de reforço à flexão de viga, que foram folhas ($\rho_f = 0,07\%$) e lâminas ($\rho_f = 0,13\%$) de compósitos de resina e fibras de carbono, sendo o primeiro mais rígido que o segundo, os valores de cargas de fissuração, de escoamento da armadura longitudinal interna de tração e última, além dos de flecha máxima das vigas ensaiadas, por DIAS *et al.* (2002), foram similares.

A Figura 3.4 mostra curvas carga – flecha de vigas ensaiadas por TRIANTAFILLOU e PLEVRIS (1992), nas quais foi variada a taxa de armadura de reforço à flexão ρ_f . Verificou-se que as vigas com $\rho_f < 0,13\%$ tiveram ruptura por escoamento da armadura longitudinal interna de tração e ruptura do reforço. Apesar de apresentarem maior capacidade resistente, as vigas com $\rho_f > 0,13\%$ tiveram ruptura prematura por descolamento do reforço.

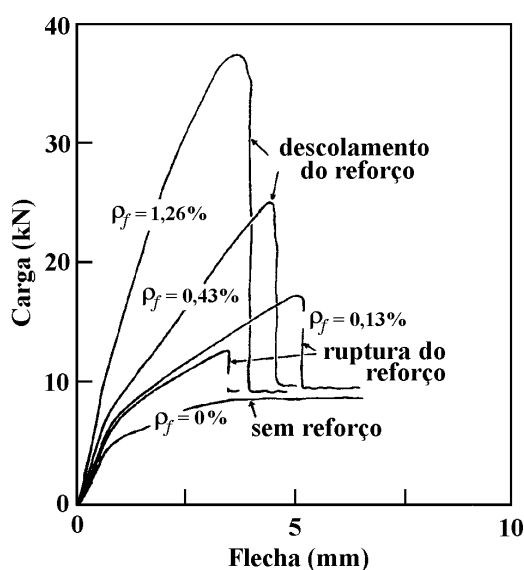


Figura 3.4 – Curvas Carga – Flecha das Vigas Ensaaiadas por TRIANTAFILLOU e PLEVRIS (1992)

O aumento da taxa de armadura de reforço à flexão das vigas, expresso unicamente pela variação do número de camadas do reforço (SHAHAWY *et al.*, 1996a; ARDUINI *et al.*, 1997; SOUZA *et al.*, 1998; BEBER *et al.*, 2000; FORTES *et al.*, 2000; MATTHYS, 2000; DUTHINH e STARNES, 2001; KISHI *et al.*, 2001), acarretou acréscimo na sua rigidez, e, conseqüentemente, redução de flecha (v. Figura 3.5), de curvatura, de abertura de fissuras e de deformações do reforço, da armadura longitudinal interna de tração e do concreto (v. Figura 3.6), em comparação com a viga sem reforço. Os mesmos efeitos foram encontrados nos estudos feitos por RAMANA *et al.* (2000) e CERONI *et al.* (2001), onde se variou apenas a largura do reforço.

Numa análise numérica realizada por ARDUINI e NANNI (1997) em vigas reforçadas à flexão, que tinham relações h/b iguais a 0,5, 1,0 e 4,0, a/d iguais a 4,5 ou

7,0, e resistência do concreto à compressão igual a 20 MPa ou 30 MPa, onde foram variados o comprimento e a espessura do compósito de resina e fibras e a rigidez da cola, concluiu-se que compósito de fibras mais rígidas, sendo mantida espessura constante do mesmo, conduziu a maiores ganhos de resistência.

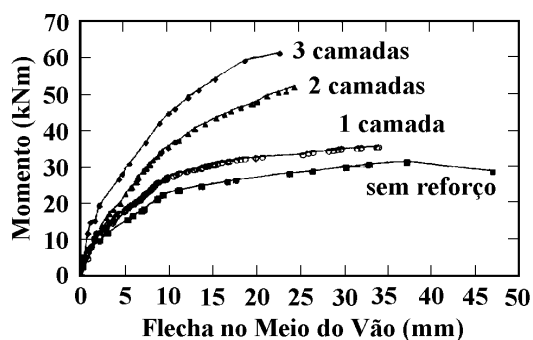


Figura 3.5 – Curvas Momento–Flecha no Meio do Vão de Vigas Ensaçadas por SHAHAWY *et al.* (1996a)

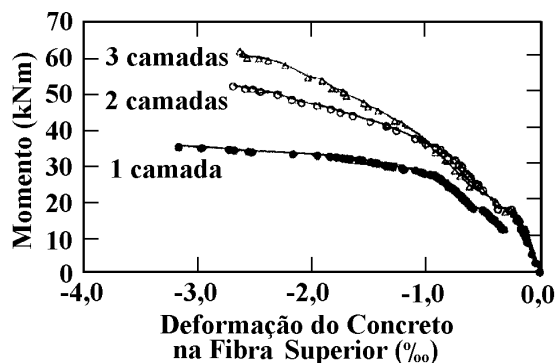


Figura 3.6 – Curvas Momento–Deformação do Concreto do Meio do Vão na Face Superior de Vigas Ensaçadas por SHAHAWY *et al.* (1996a)

As vigas reforçadas à flexão ensaiadas por GARDEN *et al.* (1997), com maiores relações entre a largura e a espessura do compósito e mesma taxa de armadura do reforço, tiveram maior capacidade resistente. Notou-se também que o modo de ruptura das vigas reforçadas é mais frágil (TRIANTAFILLOU e PLEVRIS, 1992). Em duas vigas ensaiadas com mesma área da seção transversal do reforço (QUANTRILL *et al.*, 1996a), para um mesmo nível de carga, os valores de flechas e deformações do reforço e do concreto foram pouco afetados pela relação entre a largura e a espessura do compósito de resina e fibras.

O tipo de detalhamento do reforço tem influência no comportamento estrutural de vigas. Uma das vigas reforçadas ao cortante por BROSENS *et al.* (2000) com armadura contínua colada em apenas uma de suas faces laterais apresentou resultados similares aos de outra viga com armaduras contínuas coladas nas suas duas laterais.

A Figura 3.7 mostra o efeito do tipo de detalhamento do reforço ao cortante nas curvas carga – flecha no meio do vão de vigas ensaiadas por KHALIFA e NANNI (2000). Nela pode-se notar que o comportamento da viga 5 que teve tiras de fibras coladas apenas nas suas faces laterais foi pior que das outras vigas.

MATTHYS (2000) recomenda o uso de estribos fechados para uma maior eficiência do reforço (v. Figura 3.8), mesmo sendo considerado de difícil execução. Apesar de não ser econômico, reforço contínuo colado em todo vão de cisalhamento proporcionou à viga por ele ensaiada maior ganho de resistência entre as reforçadas e ruptura à flexão.

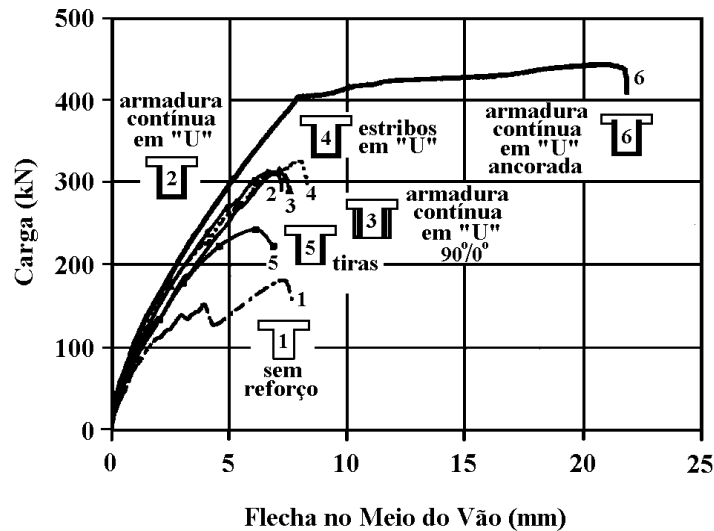


Figura 3.7 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigas Ensaadas por KHALIFA e NANNI (2000)

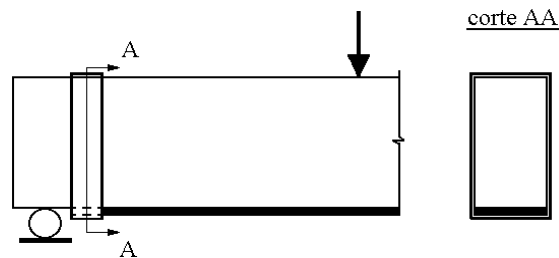


Figura 3.8 – Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Estribo Fechado de Materiais Compósitos de Resina e Fibras em Vigas Reforçadas à Flexão Proposto por MATTHYS (2000)

Estudos que investigaram o efeito da orientação das fibras no comportamento estrutural de vigas reforçadas ao cortante com relação a/d igual a 2,79 revelaram que, dependendo deste parâmetro, os modos de ruptura e ganhos de resistência foram diferentes (NORRIS *et al.*, 1997). Vigas reforçadas com fibras na direção paralela ao seu eixo longitudinal da peça tiveram rupturas mais frágeis e maiores ganhos de resistência que as reforçadas com fibras na direção oblíqua $\pm 45^\circ$ com este eixo.

Já TRIANTAFILLOU (1998a) observou, para uma mesma taxa de reforço ao cortante, maiores ganhos de resistência para vigas com fibras na direção oblíqua (45°) ao seu eixo longitudinal. Nas vigas ensaiadas por CERQUEIRA (2000) com mesma taxa de reforço ao cortante, não houve variação no comportamento de vigas reforçadas por meio de lâminas de compósito de resina e fibras de carbono inclinadas a 45° com relação ao de vigas com lâminas verticais (90°).

Segundo KHALIFA e NANNI (2000), fibras horizontais (orientação de 0° com relação ao eixo longitudinal da viga), que formaram a segunda camada de reforço ao cortante contínuo (viga 3), não levaram a aumento na capacidade resistente com relação à de uma viga de referência (viga 2), que tinha somente uma camada de reforço com fibras na orientação vertical (v. Figura 3.7).

Apesar de todas as vigas reforçadas ao cortante ensaiadas por GRACE *et al.* (1999) terem apresentado ruptura frágil, o uso de reforço em forma de “U” com fibras na direção vertical, combinado com fibras na direção horizontal, conduziu a consideráveis reduções nos valores de flecha e de abertura de fissuras (de até cerca de 50%), além de ganhos de resistência. Foi também verificado que a presença do reforço ao cortante com fibras na direção vertical ao longo do vão livre nas faces laterais das vigas eliminou a possibilidade de ruptura do reforço à flexão.

3.2.1.3 – Tipo do Sistema de Ancoragem do Reforço

Na Figura 3.7, observa-se que a viga 6 com reforço ao cortante contínuo colado em todo seu vão livre e ancorado de acordo com detalhe mostrado na Figura 3.9, teve melhor comportamento que a viga 2, semelhante à viga 6, mas sem sistema de ancoragem.

O sistema de ancoragem formado por tiras horizontais coladas nas extremidades do reforço ao cortante composto de tiras verticais (v. Figura 3.10) foi capaz de evitar ruptura por destacamento do reforço ao cortante (CERQUEIRA, 2000).

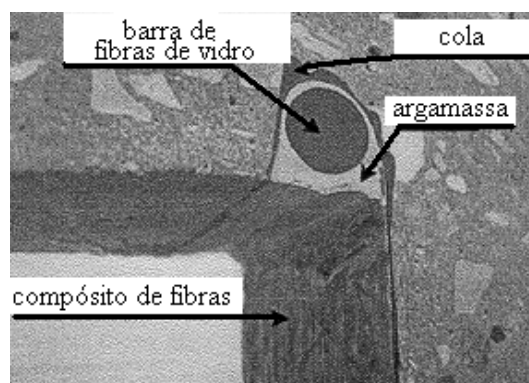


Figura 3.9 – Detalhe do Tipo de Ancoragem de Reforço na Viga Ensaída por KHALIFA e NANNI (2000)

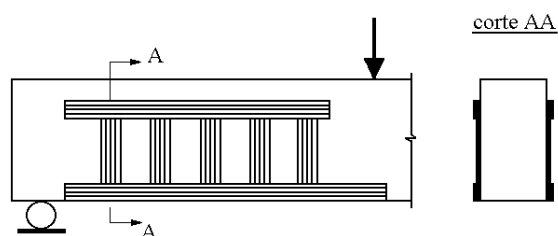


Figura 3.10 – Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Tiras Horizontais de Lâminas de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço ao Cortante em Vigas Ensaídas por CERQUEIRA (2000)

BROSENS *et al.* (2000) concluíram que o sistema de ancoragem de extremidade do reforço empregado (estribos verticais em “U” de compósito de resina e fibras de carbono) pôde evitar a formação de fissuras de cisalhamento nas extremidades das chapas de aço que compunham o reforço à flexão, conduzindo a maiores ganhos de resistência e ductilidade.

Ganhos de capacidade resistente, de ductilidade e melhor aproveitamento do material de reforço foram observados por SAGAWA *et al.* (2001) em viga de concreto reforçada à flexão com sistema de ancoragem das extremidades do reforço por meio da colagem de uma camada de tira de folha de compósito de resina e fibras de carbono colado (mesmo material do reforço à flexão) de 200 mm de comprimento e de mesma largura que a do reforço à flexão, em relação à reforçada à flexão sem sistema de ancoragem, embora tal sistema de ancoragem (v. Figura 3.11) não fosse capaz de evitar o descolamento do reforço nas extremidades.

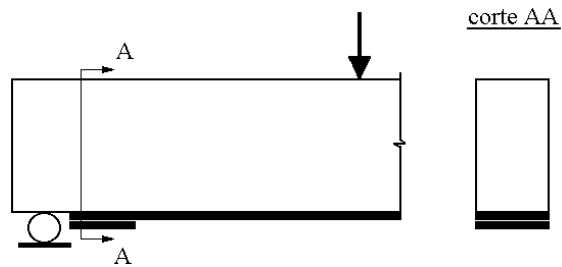


Figura 3.11 – Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Tira de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço à Flexão em Viga Ensaída por SAGAWA *et al.* (2001)

Outro sistema de ancoragem de extremidades do reforço de vigas de concreto reforçadas à flexão sugerido por SAGAWA *et al.* (2001) foi o conjunto de uma faixa vertical em “U” (v. Figura 3.12) ou de um ou dois estribos em “L” duplos e inclinados a 45° (v. Figura 3.13) de uma camada de folha de compósito de resina e fibras de carbono colado ao longo de toda a altura da viga.

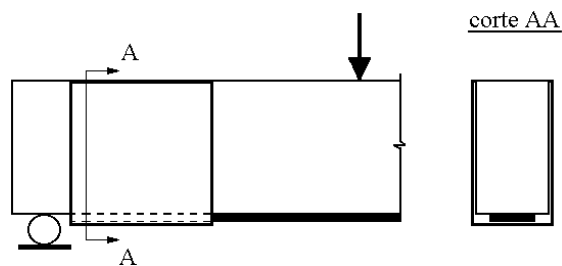


Figura 3.12 – Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Faixas em “U” de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço à Flexão em Viga Ensaída por SAGAWA *et al.* (2001)

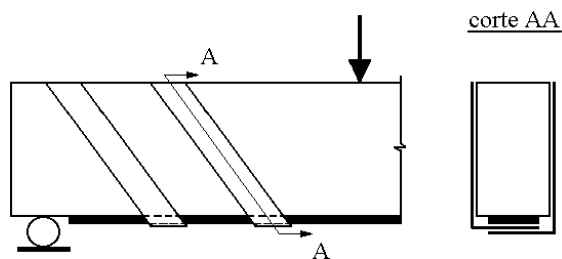


Figura 3.13 – Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Estribos em “L” Duplos e Inclinados a 45° de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono nas Extremidades do Reforço à Flexão em Viga Ensaída por SAGAWA *et al.* (2001)

As vigas reforçadas que tiveram sistema de ancoragem de extremidades composto de estribos em “L” duplos e inclinados a 45° apresentaram valores de capacidade resistente e de deformação última do material de reforço à flexão, na região

do meio do vão, 60% e 90% maiores que os da viga reforçada com sistema de ancoragem de extremidades formado de uma faixa vertical em “U”.

Em todos os três casos de sistema de ancoragem de extremidades com o uso de tira de 200 mm, estribos em “L” ou faixa em “U” avaliados, as vigas reforçadas por SAGAWA *et al.* (2001) tiveram ruptura do material de reforço à flexão.

Ruptura do reforço à flexão ocorreu em uma viga reforçada com folha de compósito de resina e fibras de carbono ensaiada por DIAS *et al.* (2002), que tinha ao longo dos seus vãos de cisalhamento e nas suas extremidades do reforço à flexão, sistema de ancoragem por meio de estribos colados em “U” de mesmo material que o do reforço à flexão (v. Figura 3.14).

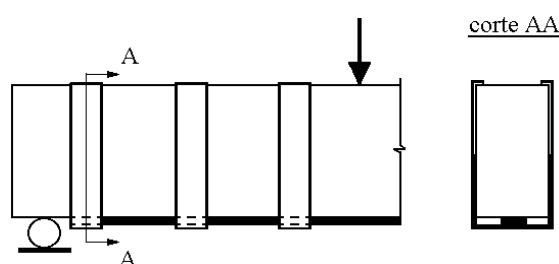


Figura 3.14 – Esquema de Sistema de Ancoragem com o Uso de Estribo em Forma de “U” de Folha de Compósito de Resina e Fibras de Carbono em Viga Reforçada à Flexão Ensaída por DIAS *et al.* (2002)

3.2.1.4 – Tipos e Condição de Carregamento

Nos estudos que abordaram condição de carregamento foram variados o tipo de carregamento aplicado após a execução do reforço e a fissuração de vigas antes reforço destas com materiais compósitos de resina e fibras, feito sob carregamento ou não, sendo que raros foram os que lidaram com o reforço realizado sob carregamento.

Nos trabalhos feitos por SOUZA *et al.* (1998) e SOUZA e APPLETON (2003), nos quais adotaram-se dois tipos de carregamentos após a execução do reforço à flexão com compósitos de resina e fibras de carbono em vigas de concreto, constatou-se que a variação entre os carregamentos concentrado e distribuído não alterou significativamente os resultados dos ensaios.

O reforço sob carregamento tem a finalidade de simular situações reais às quais as vigas estão submetidas na prática, pois, no caso de realizar-se tal reforço estrutural, não é possível descarregá-la completamente.

Em uma das suas sete vigas reforçadas à flexão, MATTHYS (2000) verificou que a pré-fissuração, realizada sob carregamento de 70% acima da carga de serviço de uma viga sem reforço (de referência), após o que a viga foi descarregada para execução do reforço, sem ter havido tratamento das fissuras, levou a uma capacidade resistente próxima à da viga com reforço similar, mas sem prévia fissuração. Para uma outra viga pré – fissurada e reforçada sob ação deste carregamento, houve apenas redução de 4% na sua resistência com relação à da viga pré – fissurada e descarregada durante a execução do reforço.

Com relação à viga de concreto armado reforçada à flexão com folhas de compósito de resina e fibras de carbono sem carregamento atuante, BONACCI e MAALEJ (2000) relataram que a viga com mesma taxa de reforço, pré – fissurada com três ciclos de carregamento variando entre 20% e 40% da capacidade resistente da mesma viga sem reforço e reforçada sob carregamento igual a 20% da capacidade resistente da mesma viga sem reforço apresentou resistência cerca de 5% inferior.

GARCEZ *et al.* (2003) realizaram um estudo experimental que englobou 4 vigas reforçadas com mesmas taxas de armadura interna e externa, cujo reforço foi executado sob carregamentos iguais a 0%, 120% (em duas vigas) e 150% da capacidade resistente da mesma viga sem reforço. Verificou-se que, exceto para uma das vigas reforçadas sob carregamento igual a 120% da resistência da mesma viga sem reforço, as vigas reforçadas sob carregamento apresentaram valor de carga de ruptura em torno de 8% superior ao do da viga reforçada sem carregamento constante. Provavelmente devido a uma melhor execução do processo de injeção das fissuras da viga antes do seu reforço sob carregamento igual a 150% da capacidade resistente da mesma viga sem reforço, esta teve valor de carga de ruptura cerca de 7% superior ao do da viga reforçada sob carregamento igual a 120% da capacidade resistente da mesma viga sem reforço.

3.2.1.5 – Temperatura

Um dos aspectos que pode restringir a utilização de materiais compósitos de resina e fibras é o efeito da temperatura, já que resinas, em geral à base de epóxi, apresentam redução de resistência com o aumento de temperatura e têm temperatura máxima de operação em média em torno de 70 °C. Em vista disto, recomenda-se o uso de argamassa polimérica e pintura resistente para proteger as estruturas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras dos nocivos efeitos da variação de temperatura (SIKA, 2000).

BLONTROCK *et al.* (2001) investigaram o efeito da temperatura no desempenho estrutural de 7 lajes de concreto armado de 400 mm x 150 mm x 3150 mm de dimensões, reforçadas com folha de compósito de resina e fibras de carbono colada de 200 mm de largura e carregadas com duas cargas concentradas nos terços médio do vão de 2850 mm. Duas das vigas não foram reforçadas, outras 4 foram reforçadas com 2 camadas, e a restante com uma camada de reforço. As taxas de armaduras longitudinal e transversal interna dessas lajes eram iguais a 1,11% e 0,13%. A resistência média do concreto à compressão das lajes era de 48 MPa e as folhas de compósito de fibras de carbono tinham resistência à tração de 3900 MPa e módulo de elasticidade longitudinal de 240 GPa. Todas as lajes tinham cobertura do concreto igual a 25 mm.

Sobre a armadura de reforço das lajes, conectaram-se placas para servirem de isolante térmico, que eram formadas de gesso e 0,2% em peso de fibras de vidro e tinham massa específica e condutividade térmica iguais a 820 kg/m³ e 0,18 kcal/mh°C. A laje com 1 camada de reforço teve a aplicação de 2 destas placas, cada uma de 12,5 mm de espessura, e as 4 lajes restantes com 2 camadas de reforço tiveram 1 placa de 18,0 mm de espessura.

As lajes sem reforço foram pré – fissuradas até a armadura interna atingir a tensão de cerca de $0,80 f_y$ (300 MPa) e, sob este carregamento, foram submetidas durante aproximadamente 80 min à variação de temperatura de até em torno de 440°C, medida no nível da armadura interna, após o que as mesmas foram descarregadas, quando a flecha no meio do vão foi de 87 mm.

As lajes com reforço também foram carregadas até a armadura de reforço atingir a deformação de 2‰ e, sob este carregamento, foram aquecidas. As reforçadas com 2 camadas e 1 placa de 18 mm de isolamento térmico apresentaram flecha no meio do vão variando entre 38,4 mm e 71,8 mm, após 75 min de exposição ao calor, cuja temperatura média na armadura interna oscilou de 157°C a 298°C, enquanto que a reforçada com 1 camada e 2 placas de 12,5 mm de isolamento térmico apresentou valores iguais a 32,6 mm e 118°C, para o mesmo período de tempo. Para o mesmo intervalo de tempo igual a 75 min, os valores médios de flecha medida no meio da vão e de temperatura no nível das armaduras internas das lajes sem reforço foram iguais a 76,3 mm e 408°C.

A ação conjunta entre o concreto e o compósito de reforço foi desfeita quando a temperatura da cola entre os materiais alcançou a faixa de 47°C a 69°C.

Concluiu-se que, se não fosse aplicado sistema de isolamento térmico, o valor de resistência das lajes reforçadas não teria sido no mínimo igual ao das lajes sem reforço.

Num estudo experimental que teve o intuito de avaliar o comportamento de 48 vigotas de concreto simples com dimensões de 40 mm x 40 mm x 160 mm, submetidas a temperaturas de 30 °C, 70 °C, 110 °C e 150 °C, e ensaiadas à flexão com uma carga no meio do vão, FORTES *et al.* (2003b) utilizaram três técnicas de reforço à flexão com mesma taxa de armadura de reforço. Em duas colaram na superfície do concreto folhas e lâminas de compósito de resina e fibras de carbono, em uma colaram lâminas de compósito de resina e fibras de carbono em sulcos feitos na superfície do concreto.

Os autores concluíram que a capacidade resistente dos corpos – de – prova diminuiu com o aumento da temperatura, conforme pode ser observado na Figura 3.15. Maior decréscimo deu-se na faixa de 30 °C a 70 °C de temperatura, em torno de 15%, chegando a 30% para a temperatura máxima de 150 °C. Em todas as técnicas de reforço executadas, modificações significativas na coloração da resina epóxi ocorreram na faixa de 110 °C a 150 °C de temperatura.

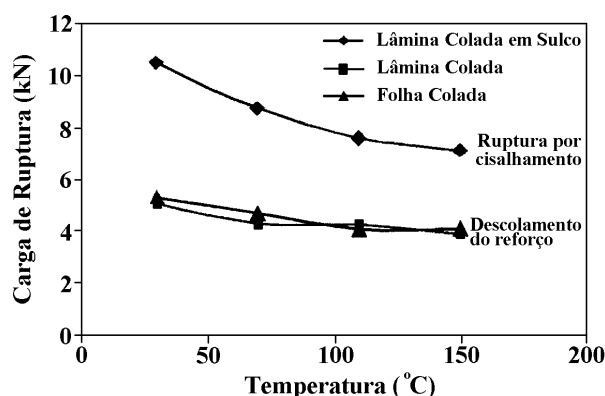


Figura 3.15 – Efeito da Variação da Temperatura na Resistência das Vigas Ensaçadas por FORTES *et al.* (2003b)

3.2.2 – Estudos sobre Aderência entre Concreto e Armadura de Reforço

A qualidade da ligação das interfaces concreto – cola e cola – material de reforço afeta o desempenho de elementos de concreto reforçados (MINORU *et al.*, 2001). Nas interfaces ocorre a transferência de tensões que pode garantir a compatibilidade de deformações entre os materiais, necessária para que se tenha eficiência do sistema de reforço.

A superfície a ser reforçada deve ter o eventual concreto deteriorado removido. Para evitar-se dano local do material de reforço, quinas e cantos angulosos devem ser arredondados. Segundo o MBT (1998b) e o ACI 440.2R (2002), as resistências do concreto à compressão e à tração direta mínimas são de 14 MPa e 17 MPa, e de 1,4 MPa, respectivamente. Para esta última, os manuais da SIKA (2000) e do CEB (2001) sugerem o valor de 1,0 MPa.

Além disso, devem ser seguidas as instruções do fabricante do material de reforço para sua aplicação quanto ao preparo, limpeza, condição de umidade e nivelamento da superfície do concreto.

Há indícios de que superfícies de concreto a serem reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras, quando preparadas por meio do uso do jateamento com água, apresentam melhor desempenho quanto à aderência que as preparadas com o

emprego da técnica de jateamento com areia (YOSHIZAWA *et al.*, 1996 *apud* BALENDRAN *et al.*, 2001; TOUTANJI e ORTIZ, 2001).

Investigações sobre os valores de tensões cisalhante e normal na ligação entre concreto e a armadura de reforço ao longo de vigas reforçadas à flexão foram desenvolvidas (QUANTRILL *et al.*, 1996b; TÄLJSTEN, 1997; VARASTEHPOUR e HAMELIN, 1997; MALEK *et al.*, 1998; SAADATMANESH e MALEK, 1998; ASCIONE e FEO, 2000; ETMAN e BEEBY, 2000; RAOOF *et al.*, 2000; AHMED *et al.*, 2001; BROSENS e GEMERT, 2001; EL-MIHILMY e TEDESCO, 2001; LAU *et al.*, 2001; LEUNG, 2001; MAALEJ e BIAN, 2001; MUKHOPADHYAYA e SWAMY, 2001; NGUYEN *et al.*, 2001; NIU e WU, 2001; SEBASTIAN, 2001; SMITH e TENG, 2001a, b; YE, 2001; SIERRA-RUIZ *et al.*, 2002; SMITH e TENG, 2002a, b; SMITH e TENG, 2003), tendo por base os pioneiros trabalhos de JONES *et al.* (1988) e ROBERTS (1989) para o caso de reforço com chapas de aço e no de ZIRABA *et al.* (1994) para reforço com compósito de resina e fibras de vidro.

Todos esses estudos consideram que há compatibilidade de deformações entre a viga e o material de reforço e que as tensões na ligação não variam ao longo da espessura de camada da cola.

Nesses estudos mostrou-se que, nas extremidades do material de reforço, ocorrem concentrações de tensões de cisalhamento e normal que levam à ruptura indesejável das vigas por descolamento e/ou destacamento do compósito (v. Figura 3.16). Além disso, observou-se que, para diminuir estas concentrações de tensões, menor deve ser a distância entre a extremidade do reforço e o apoio da viga, o módulo de elasticidade da cola e do compósito, e a espessura do reforço.

Conforme análise numérica de uma viga de concreto de seção transversal retangular reforçada à flexão com compósito de resina e fibras, feita por TÄLJSTEN (1997), as tensões máximas cisalhante e normal nas extremidades do reforço variaram de 2,0 MPa a 3,0 MPa e de 1,0 MPa a 1,5 MPa, respectivamente (v. Figura 3.17).

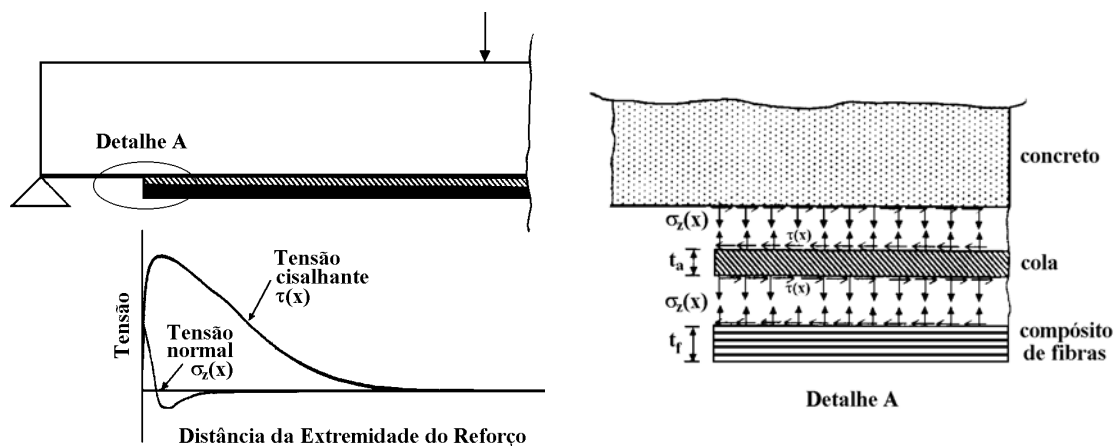


Figura 3.16 – Distribuição de Tensões na Extremidade do Reforço (EL-MIHILMY e TEDESCO, 2001)

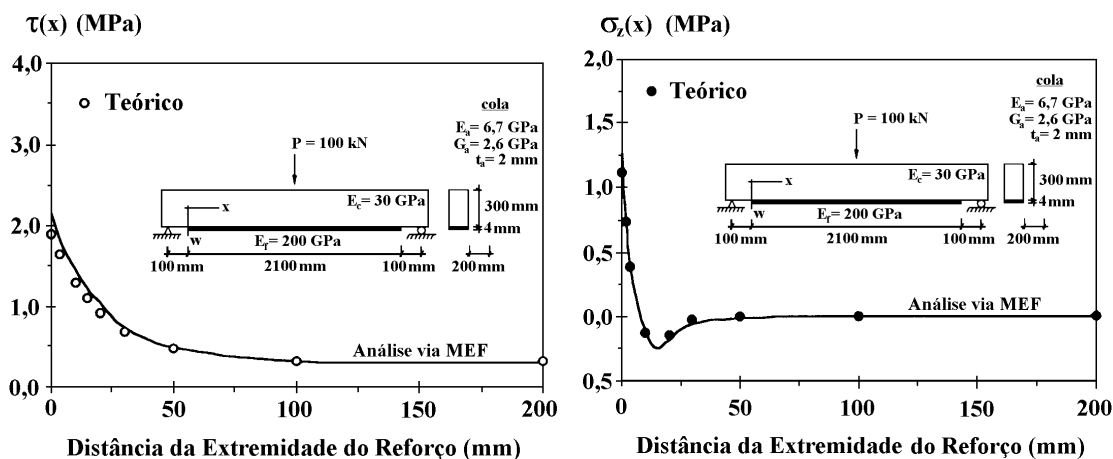


Figura 3.17 – Curvas de Tensões ao Longo do Reforço na Viga Estudada por TÄLJSTEN (1997)

3.2.3 – Estudos sobre Cargas Dinâmicas, de Impacto e Fadiga

Poucos foram os estudos sobre comportamento estrutural de peças fletidas reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras sob efeito de cargas dinâmicas, de impacto e fadiga, mas para o caso de peças fletidas de pontes ou viadutos rodoviários e/ou ferroviários, a colisão de caminhões ou trens, por exemplo, é possível de acontecer.

De acordo com FU *et al.* (1991) e WHITE *et al.* (2001), com o incremento da taxa de carregamento, maiores a tensão no aço e a resistência de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com compósito de resina e fibras de carbono colado.

Vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de compósito de fibras de carbono e com chapas de aço (v. Figura 3.18) foram alvo de cargas dinâmicas de impacto em um estudo feito por ERKI e MEIER (1999). A simulação destas cargas foi feita levantando-se uma das extremidades da viga até uma certa altura e, em seguida, soltando-a para que tivesse queda livre sobre seu apoio. A altura de elevação (0,5 m a 2,0 m a cada 0,5 m) foi escolhida com o objetivo de induzir na amostra estado limite último devido ao impacto.

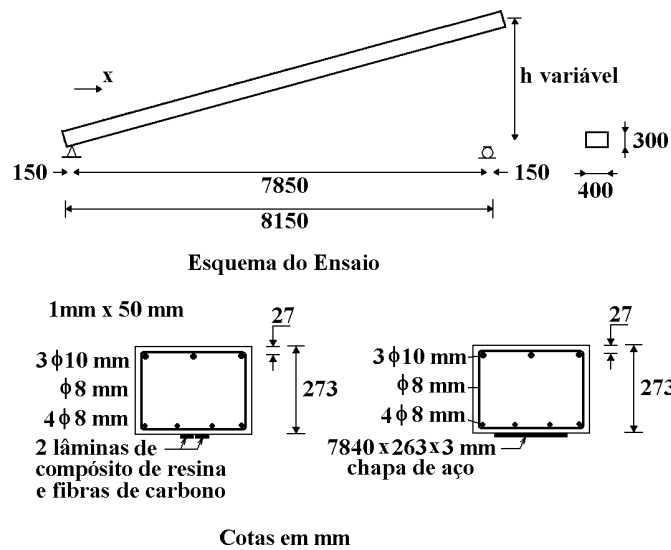


Figura 3.18 – Detalhe das Vigas Ensaaiadas por ERKI e MEIER (1999)

Verificou-se que as vigas reforçadas com lâminas de compósito de fibras de carbono apresentaram os melhores resultados, e, caso fossem utilizados sistemas de ancoragem nas extremidades do reforço, a capacidade de absorção de energia destas poderia ter sido maior que a das com chapas de aço e poderia não ter havido a ruptura prematura por causa do descolamento das fibras.

Sabe-se que em materiais de estrutura cristalina, o efeito de fadiga inicia-se num defeito da estrutura e propaga-se através de uma fissura que cresce com o incremento de ciclos de carga até a ruptura. Materiais compósitos de fibras unidirecionais têm relativamente poucos defeitos e qualquer fissura que se forme não atravessa sua matriz. Esta característica contribui para o bom desempenho à fadiga destes materiais. Os de

fibras de carbono apresentam melhores resultados quando comparados com os de fibras de vidro e de aramida (BARNES e MAYS, 1999).

A resistência à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras depende também da armadura interna (MASOUD *et al.*, 2001; PPAKONSTANTINO *et al.*, 2001; AIDOO *et al.*, 2002; CAROLIN *et al.*, 2002). EL-TAWIL *et al.* (2001) recomendam limitar em serviço a tensão na armadura longitudinal interna de tração destas vigas em $0,85 f_y$.

O desempenho à fadiga de vigas de concreto armado (130 mm x 230 mm x 2300 mm), com taxa de armadura longitudinal interna de tração igual a 0,42% e reforçadas à flexão com lâminas de compósito de resina e fibras de carbono (90 mm x 2020 mm x 1,2 mm), foi objetivo de um estudo feito por BARNES e MAYS (1999). As vigas foram submetidas a duas cargas concentradas, simulando-se três diferentes condições: cargas similares para todas as vigas (sem ou com reforço); cargas que levaram a mesmas tensões na armadura longitudinal interna para todas as vigas; e cargas com valores de mesma percentagem da capacidade resistente de cada viga. Os resultados obtidos nesse limitado número de vigas ensaiadas indicaram que a armadura longitudinal interna governou a ruptura das vigas reforçadas à flexão com lâminas de compósito de fibras de carbono.

Em um outro estudo feito por SHAHAWY e BEITELMAN (1999), avaliou-se o desempenho à fadiga de vigas de concreto armado, pré – fissuradas com $1,5 \cdot 10^5$ ciclos de carga e reforçadas com compósito de resina e fibras de carbono colado (v. Figura 3.19), cujo principal parâmetro variado foi a taxa de reforço (zero, duas ou três camadas). As vigas foram reforçadas simultaneamente à flexão e ao cortante, indo o reforço de cortante até a ligação alma – mesa. O carregamento, que consistiu de duas cargas concentradas, foi senoidal, com intensidade de 25% a 50% da capacidade resistente da viga sem reforço (de referência) e frequência de 1 Hz.

Verificou-se que a resistência à fadiga das vigas reforçadas foi maior que a da sem reforço. A viga de referência (sem reforço) suportou cerca de $3 \cdot 10^5$ ciclos, enquanto que as vigas com 2 e 3 camadas de reforço alcançaram $2 \cdot 10^6$ e $3 \cdot 10^6$ de ciclos até a

ruptura do compósito, demonstrando que o reforço destas vigas intensamente fissuradas é eficaz.

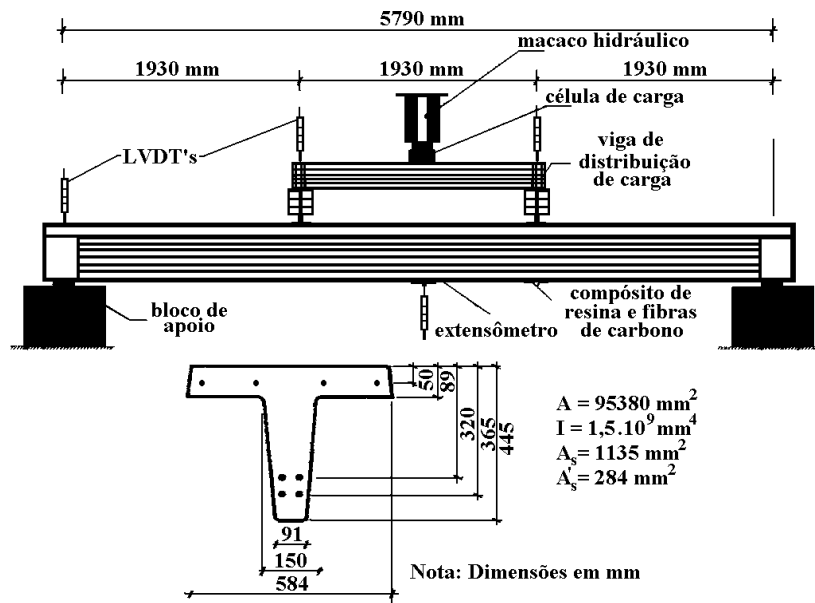


Figura 3.19 – Vigas Ensaçadas por SHAHAWY e BEITELMAN (1999)

3.2.4 – Estudos sobre Carregamento de Longa Duração

PLEVRIS e TRIANTAFILLOU (1994) estudaram a deformação lenta de vigas de concreto armado reforçadas com diferentes compósitos de resina e fibras (carbono, vidro e aramida). Realizaram estudos paramétricos sobre o efeito do tipo e da taxa do material compósito e da armadura longitudinal interna no comportamento ao longo do tempo, a partir de um modelo analítico que adotava módulo de elasticidade do concreto variável ao longo do tempo, e um programa experimental. Consideraram vigas de concreto armado reforçadas à flexão com compósito de resina e fibras de diferentes espessuras.

Verificaram que, com o aumento da taxa dos compósitos com fibras de carbono e de vidro, as deformações lentas diminuíram, o que não ocorreu para compósitos com fibras de aramida. Dentre os tipos de compósitos de fibras investigados, o com fibras de carbono propiciou os melhores resultados quanto ao comportamento ao longo do tempo de vigas de concreto armado reforçadas à flexão.

3.2.5 – Estudos sobre Durabilidade

Poucos foram os estudos realizados que tratam de durabilidade da ligação concreto – material de reforço. Nestes estudos, os efeitos simulados para a danificação dos espécimes de concreto foram ataques químicos (águas salinas e ácidas), ciclos de gelo e degelo e corrosão da armadura longitudinal interna de tração.

A umidade absorvida pela cola, na ligação concreto – material de reforço afeta a durabilidade de estruturas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras (CHAJES *et al.*, 1995; SEN *et al.*, 1999; LAU e ZHOU, 2001a).

TOUTANJI e GÓMEZ (1997) investigaram o efeito do ambiente agressivo na forma de ciclos de molhagem com águas salinas e secagem no desempenho estrutural de 56 vigas de concreto (sem armadura interna) de 51 mm x 51 mm x 356 mm reforçadas à flexão com folhas de compósito de fibras, sendo que oito ficaram sem reforço, e ensaiadas à flexão com duas cargas distantes entre si de 100 mm, simetricamente distantes dos apoios. Os parâmetros variados foram os tipos de fibras (duas de carbono de elevada resistência e alto módulo de elasticidade e duas de vidro de média resistência e baixo módulo de elasticidade), de cola epóxi (três) e de condição de exposição (duas) das amostras (sala com temperatura constante de 20°C, e 300 ciclos de molhagem em águas salinas e secagem com ar quente a 35°C e umidade relativa de 90%), como mostra a Figura 3.20.

Os resultados mostraram que houve ganhos de resistência em todas as vigas reforçadas submetidas aos dois tipos de condição de exposição com relação às sem reforço, sendo os maiores para os espécimes mantidos na sala de temperatura constante de 20°C (de até cerca de 410%, para as fibras de carbono, e de 310%, para os de vidro, contra 340% e 270%, respectivamente, para os mantidos em ciclos de molhagem e secagem).

Nenhum dos espécimes rompeu devido à ruptura das fibras, mas ao descolamento destas, o que levou à conclusão que é importante a escolha do tipo do sistema de cola (de maiores resistência à tração, módulo de elasticidade e alongamento,

e de menor viscosidade), especialmente para peças submetidas a ambientes salinos, para obterem-se maiores resistência e ductilidade.

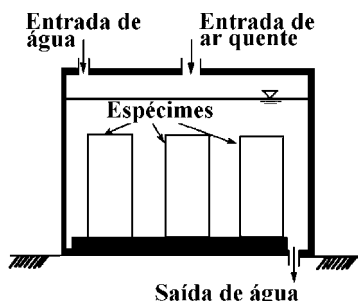


Figura 3.20 – Detalhe do Acondicionamento das Vigas Ensaçadas por TOUTANJI e GÓMEZ (1997)

No trabalho experimental desenvolvido por LAU e ZHOU (2001a), investigou-se a influência de ataque químico na resistência de 30 vigas de concreto armado de 55 mm x 84 mm x 525 mm (v. Figura 3.21). Estas vigas foram ensaiadas à flexão com uma carga no meio do vão e divididas em dois grupos: metade foi reforçada à flexão com três camadas de compósito de resina e fibras de vidro colado e a outra metade não foi reforçada. Dentro de cada grupo, cada 3 vigas foram imersas em quatro tanques que continham água potável, água salina, solução alcalina com pH=10 e solução ácida com pH=4, e armazenadas durante seis meses até a data de seu ensaio (biapoiadas com carga concentrada no meio do vão), sendo três de referência mantidas em ambiente de laboratório, sem ataque químico.

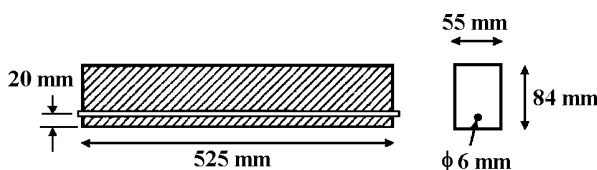


Figura 3.21 – Vigas Ensaçadas por LAU e ZHOU (2001a)

Concluiu-se que, com relação às vigas com reforço e mantidas em ambiente de laboratório, a resistência das vigas reforçadas submetidas à solução ácida com pH=4 e à água salina foi inferior em média cerca de 7%. A menor redução da resistência ocorreu nas vigas reforçadas em solução alcalina com pH=10, em média aproximadamente de 5%.

Ensaio de arrancamento em 12 blocos de concreto (sem armadura interna) e ensaios de 9 vigas de concreto armado, carregadas com duas cargas concentradas, reforçadas com lâminas de compósito de resina e fibras de carbono coladas compuseram o estudo feito por GREEN *et al.* (2000), que tinha como objetivo estudar o efeito de 0 até 300 ciclos de gelo e degelo (ar ambiente a -18 °C durante 16 horas e tanque de água a 15 °C durante 8 horas por dia) no comportamento da ligação cola – material de reforço.

Os blocos de concreto simples tinham dimensões 150 mm x 150 mm x 400 mm, lâminas coladas de 50 mm de largura e de 300 mm de comprimento. As vigas de concreto armado tinham dimensões 100 mm x 150 mm x 1220 mm e taxa de armadura longitudinal interna de 0,44%, lâminas coladas de 50 mm de largura e de 990 mm de comprimento, sendo que havia dois trechos extremos de 300 mm colados e um trecho central de 390 mm de comprimento sem cola (v. Figura 3.22). A resistência do concreto à compressão das amostras de blocos e vigas era de 31 MPa e as lâminas de compósitos de fibras de carbono tinham resistência à tração de 2400 MPa e módulo de elasticidade longitudinal de 155 GPa.

Verificou-se que, com relação aos respectivos espécimes de referência armazenados em ambiente laboratorial, os espécimes sob ação de ciclos de gelo e degelo não tiveram sua capacidade resistente reduzida. Para 300 ciclos de gelo e degelo, os blocos e as vigas reforçados tiveram ganho de cerca de 54% e de 20%, respectivamente. Contudo, a cola pode ser afetada, acarretando mudanças nos modos de ruptura dos espécimes reforçados.

O efeito da corrosão acelerada em barras longitudinais, provocando perda de 10% em sua massa, no comportamento estrutural de 3 vigas de concreto armado com 100 mm x 150 mm x 1200 mm foi examinado por SHERWOOD e SOUDKI (2000). Uma viga era de controle (sem corrosão da armadura longitudinal interna e sem reforço), outra submetida à corrosão e sem reforço, e a restante submetida à corrosão e reforçada à flexão com lâminas de compósito de resina e fibras de carbono (v. Figura 3.23).

Os autores constataram que a viga submetida à corrosão e reforçada à flexão com lâminas de compósito de fibras de carbono resistiu a uma carga 16% superior à da carga da viga submetida à corrosão sem reforço.

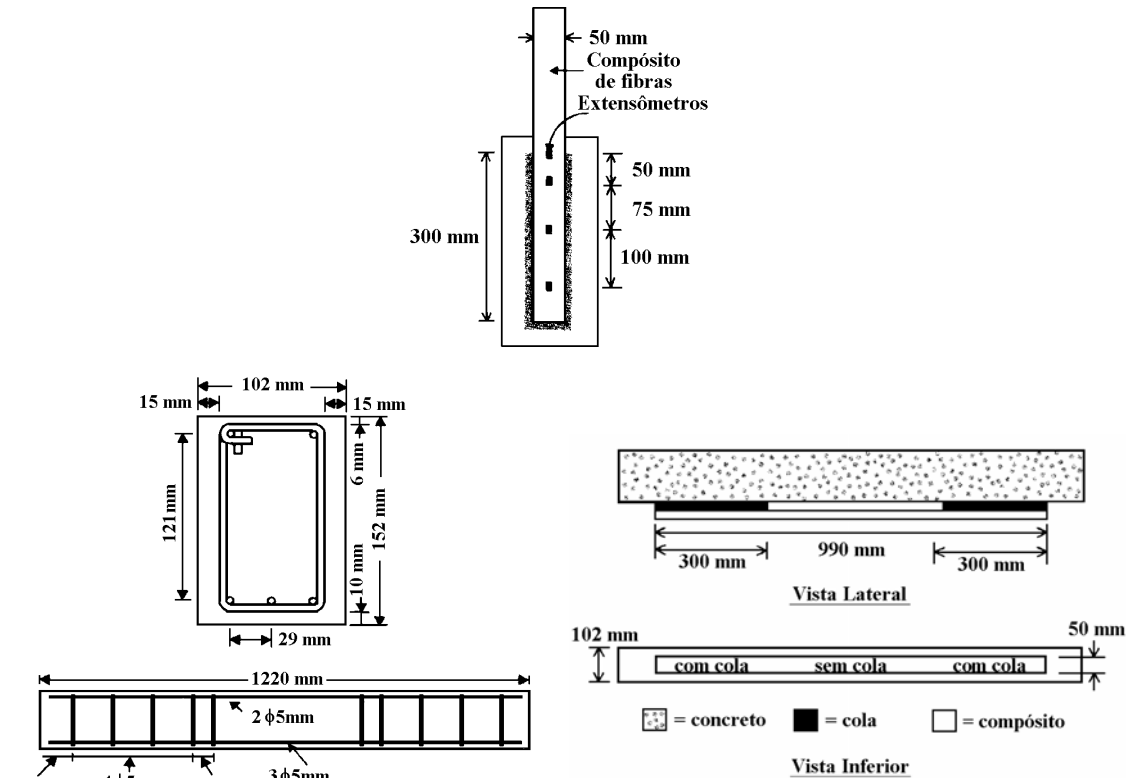


Figura 3.22 – Detalhe do Programa Experimental Feito por GREEN *et al.* (2000)

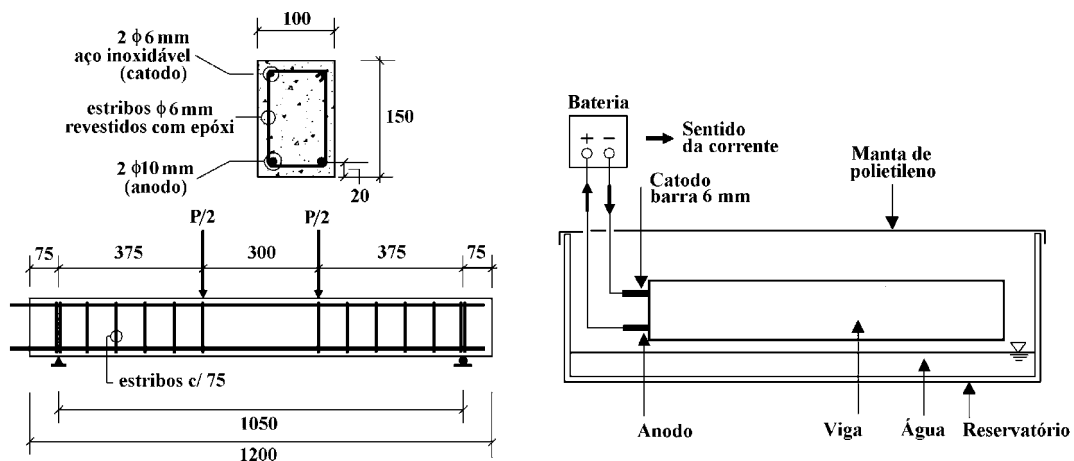


Figura 3.23 – Programa Experimental de SHERWOOD e SOUDKI (2000)

Em continuação, SOUDKI e SHERWOOD (2000) estudaram o comportamento de 10 vigas de concreto armado (100 mm x 150 mm x 1200 mm) carregadas com duas

cargas concentradas, com taxa de armadura longitudinal interna de tração igual a 1,54%, reforçadas simultaneamente à flexão e ao cortante (v. Figura 3.24) com compósito de resina e fibras de carbono colado e com diferentes níveis de corrosão, simulando-se perdas de 5%, 10% e 15% em massa da armadura longitudinal interna. Para cada nível de corrosão, foi feita uma viga sem reforço (de referência). Das seis vigas reforçadas, duas não possuíam armadura transversal interna (uma sem corrosão e outra com nível de corrosão de 10%).

Para cada nível de corrosão, cuja variação foi 0%, 5%, 10% ou 15% da perda de massa da armadura interna longitudinal, o ganho de resistência das vigas reforçadas com relação às sem reforço foi em média aproximadamente de 50%.

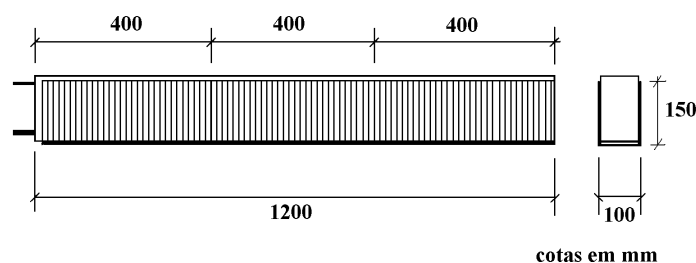


Figura 3.24 – Vigas Reforçadas Ensaaiadas por SOUDKI e SHERWOOD (2000)

3.2.6 – Modos de Ruptura de Vigas de Concreto Armado Reforçadas

O modo de ruptura de uma viga de concreto reforçada com materiais compósitos de resina e fibras colados depende, além da seção e propriedades dos materiais, do estado inicial de fissuração da peça a ser reforçada e dos procedimentos de colagem, e do dimensionamento e detalhamento do material de reforço.

São abordados por TRIANTAFILLOU e PLEVRIS (1992), ARDUINI e NANNI (1997), BUYUKOZTURK e HEARING (1998), TRIANTAFILLOU (1998b) e ELMIHILMY e TEDESCO (2000a) modos de ruptura de vigas reforçadas à flexão com materiais compósitos de resina e fibras colados, que podem ser por:

- escoamento da armadura longitudinal interna seguido pela ruptura do reforço (v. Figura 3.25a);
- escoamento da armadura longitudinal interna seguido pelo esmagamento do concreto (v. Figura 3.25b);

- esmagamento do concreto (v. Figura 3.25c);
- destacamento do reforço nas suas extremidades causado por fissuras de cisalhamento (v. Figura 3.25d);
- destacamento do reforço em fissuras inclinadas devido às suas aberturas horizontal e vertical (v. Figura 3.25e);
- descolamento do reforço causado por fissuras de flexão (v. Figura 3.25f);
- descolamento do reforço causado por irregularidades na superfície do concreto ou pela deficiência da ligação (v. Figura 3.25g).

Neste trabalho, considera-se descolamento como o desligamento dos materiais concreto e de reforço, ocorrido na interface material de reforço – cola, sem haver camada de concreto aderida ao material de reforço. Isto acontece quando o valor da tensão cisalhante na interface material de reforço – cola excede o valor da tensão de aderência da cola.

Destacamento é entendido como sendo a separação entre reforço e viga de maneira que haja concreto aderido ao material de reforço, ou fendilhamento da camada de concreto ao longo da armadura longitudinal interna de tração da viga reforçada. Isto ocorre quando o valor da tensão cisalhante no concreto ultrapassa o valor da tensão cisalhante limite do concreto.

Os três primeiros modos de ruptura anteriormente supracitados são os modos clássicos de ruptura à flexão. Para menores taxas de armadura longitudinal interna de tração e de material de reforço da viga reforçada, o aço interno pode entrar em escoamento seguido ou não da ruptura do compósito. Para maiores taxas do material de reforço, o concreto sofre esmagamento e o aço interno, dependendo da sua taxa, pode entrar em escoamento ou não. Para elevadas deformações do material de reforço nas regiões de fissuras de flexão mais abertas, é possível a ocorrência da ruptura devido ao descolamento do compósito causado por estas fissuras.

Tratando-se de reforço ao cortante de vigas de concreto com compósitos colados, os modos de ruptura mencionados por TRIANTAFILLOU (1998b) são o descolamento ou destacamento do reforço da viga e a ruptura à tração do reforço, considerando que a capacidade resistente das diagonais comprimidas não seja esgotada.

Os dois primeiros tipos de ruptura podem acontecer separada ou simultaneamente e dependem principalmente das condições da ligação concreto – material de reforço e do sistema de ancoragem de extremidade do reforço. A ruptura à tração do material de reforço ocorre para uma tensão menor que a sua resistência à tração, por causa da concentração de tensões nos seus bordos.

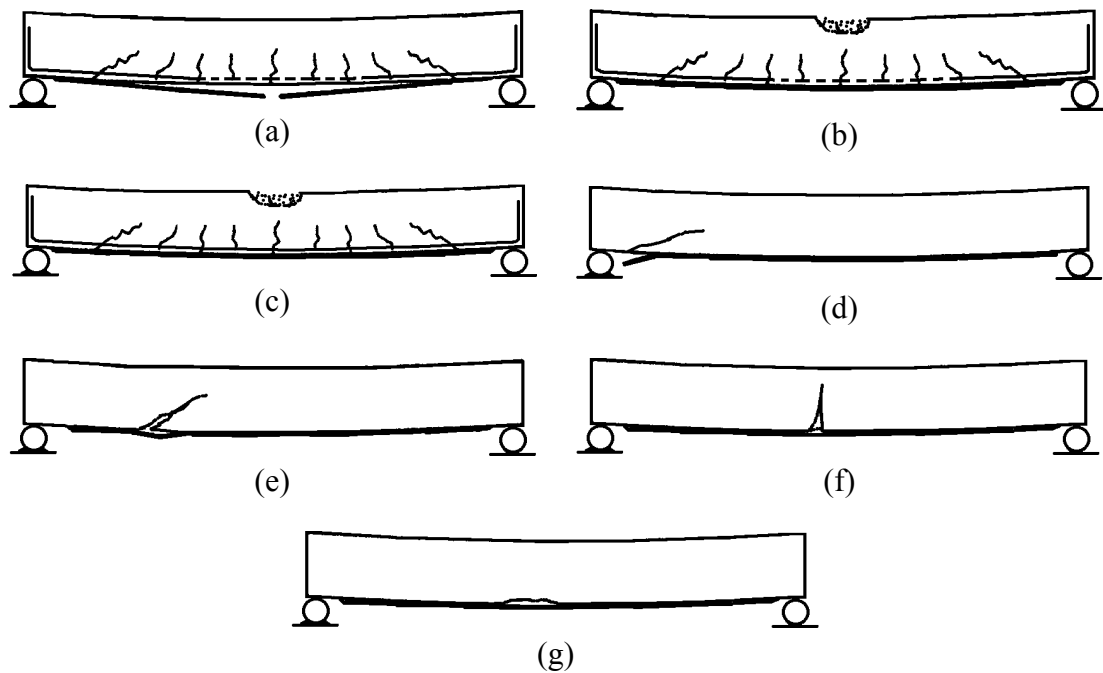


Figura 3.25 – Exemplos de Modos de Ruptura de Vigas Reforçadas à Flexão Segundo TRIANTAFILLOU (1998b)

3.3 – Estudos Existentes sobre Reforço de Vigas de Concreto

Geralmente realiza-se reforço de vigas de concreto com materiais compósitos de resina e fibras à flexão e ao cortante simultaneamente. Não serão abordados neste trabalho estudos sobre do reforço de vigas de concreto à torção com compósitos (v. Figura 3.26), embora existam uns poucos (GHOBARAH *et al.*, 2002; PANCHACHARAM e BELARBI, 2002) que comprovam sua eficiência em termos de capacidade resistente e fissuração.

Vigas de concreto são reforçadas à flexão com compósitos de resina e fibras colados na sua região tracionada, com fibras na direção paralela à das tensões de tração

(v. Figuras 3.27 e 3.28) geradas por momento positivo, caso da maioria dos estudos realizados, ou negativo, de acordo com trabalhos feitos por GRACE (2001) e NAMBOORIMADATHIL *et al.* (2002) em vigas de concreto com balanço.

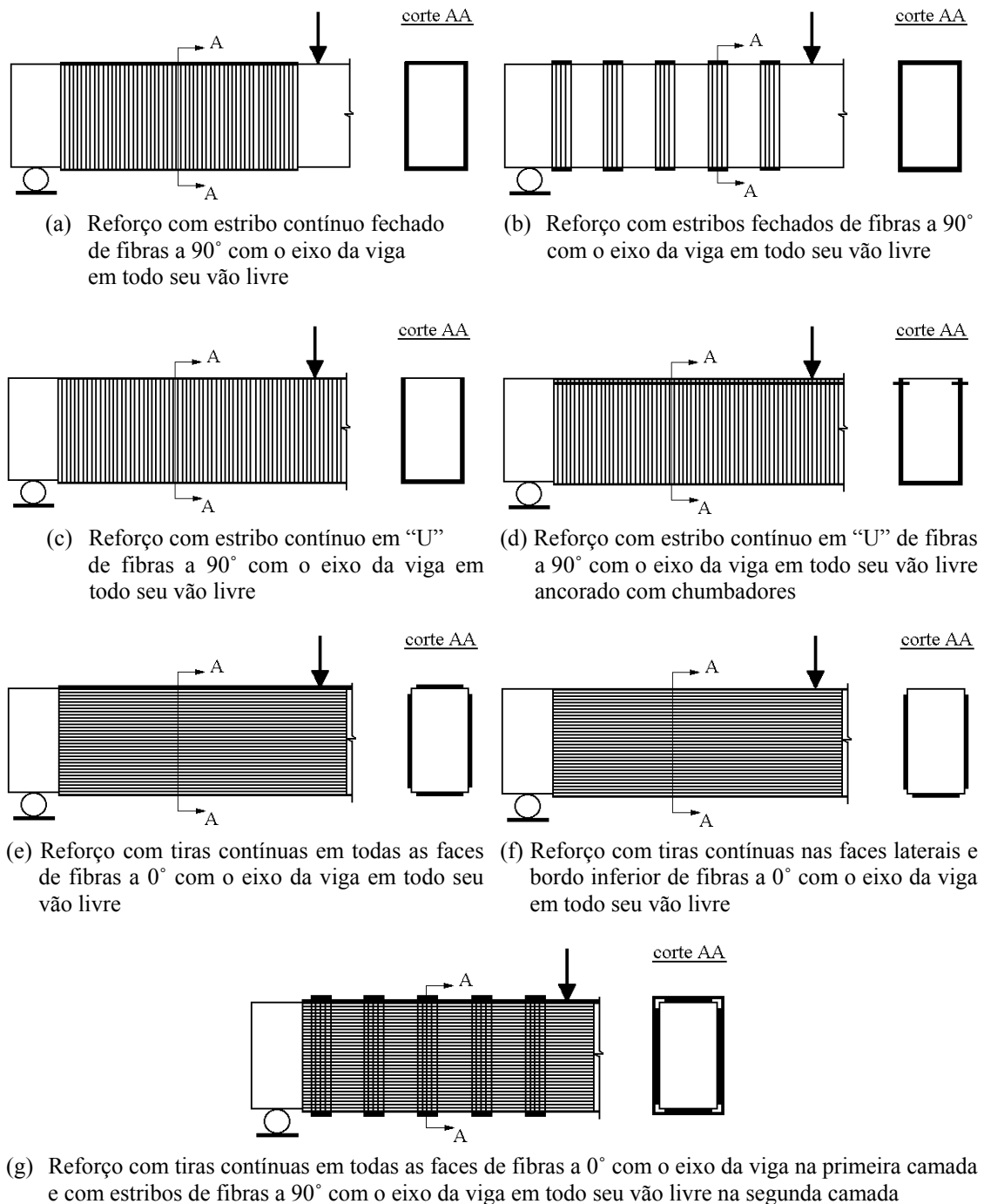


Figura 3.26 – Esquemas de Tipos de Reforço das Vigas Reforçadas à Torção Propostos por PANCHACHARAM e BELARBI (2002)

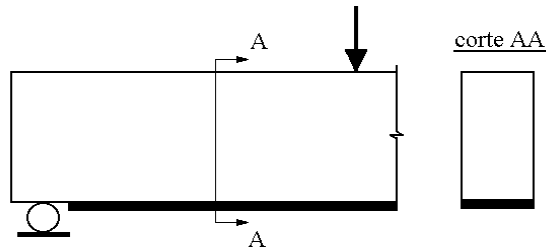


Figura 3.27 – Exemplo de Reforço à Flexão de Vigas no Bordo Inferior

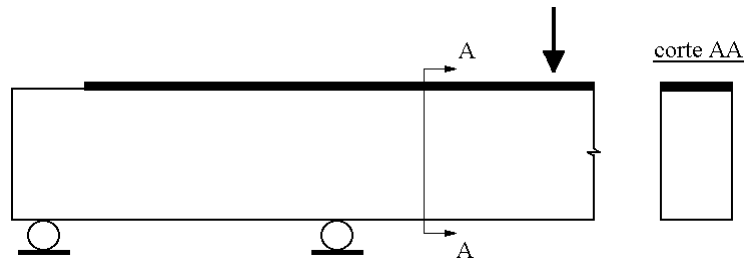


Figura 3.28 – Exemplo de Reforço à Flexão de Vigas no Bordo Superior

O reforço de vigas de concreto ao cortante é feito com a colagem do material de reforço na direção mais próxima da de tensões principais máximas de tração nas faces laterais da peça, normalmente a 45° com o seu eixo longitudinal. Devido à eficácia observada em ensaios, na prática, compósitos de resina e fibras são colados na direção perpendicular ao eixo longitudinal da peça (v. Figuras 3.29 e 3.30).

Além da configuração em forma de “U”, o material de reforço ao esforço cortante pode ser colado apenas nas faces laterais ou, de forma menos prática, envolvendo toda a seção transversal da seção, com fibras dispostas a 90° (v. Figura 3.31) ou 45° com relação ao eixo longitudinal de vigas de concreto.

São relatados neste trabalho estudos sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras colados sem tensão prévia, apesar de existirem na literatura estudos (TRIANTAFILLOU e DESKOVIC, 1991; TRIANTAFILLOU *et al.*, 1992; WIGHT *et al.*, 1995; MARAVEGIAS e TRIANTAFILLOU, 1996; GARDEN e HOLLAWAY, 1998a; GARDEN *et al.*, 1998, LEES *et al.*, 2002) nos quais tais materiais são pré – tracionados (v. Figura 3.32).

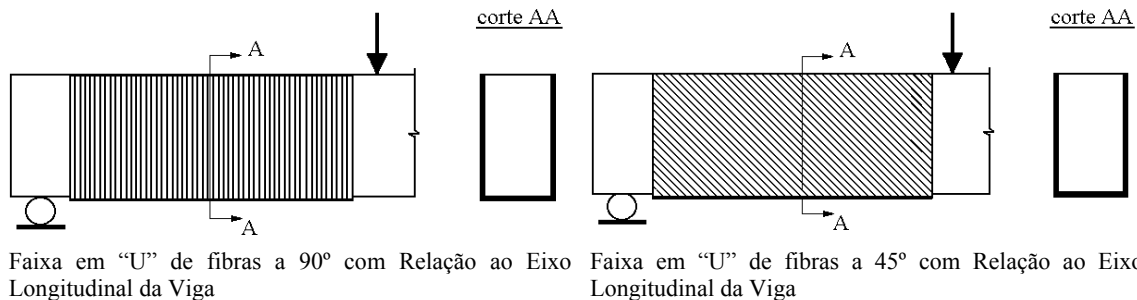


Figura 3.29 – Exemplo de Reforço ao Cortante de Vigas com Compósito Contínuo de Resina e Fibras

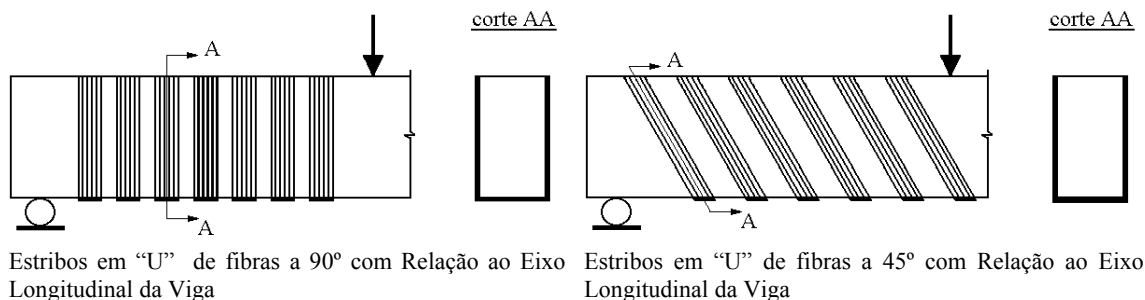


Figura 3.30 – Exemplos de Reforço ao Cortante de Vigas com Compósito Descontínuo de Resina e Fibras

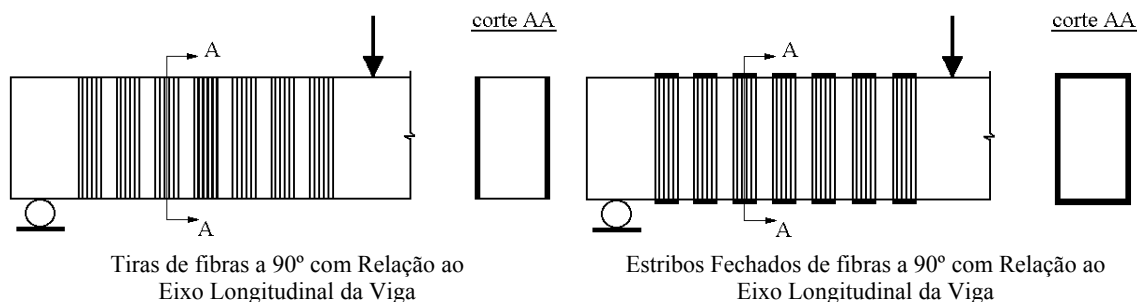


Figura 3.31 – Exemplos de Configuração de Reforço ao Cortante de Vigas com Compósito de Resina e Fibras

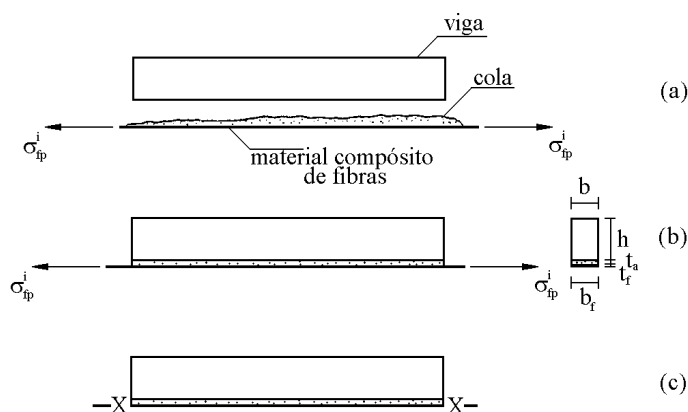


Figura 3.32 – Reforço à Flexão de Vigas com Compósito de Fibras Pré – tracionado

A maioria desses estudos tratou do comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com materiais compósitos de resina e fibras colados; poucos são os que se referiram ao de vigas reforçadas ao cortante; e em menor quantidade ainda os que lidaram com o de vigas reforçadas simultaneamente à flexão e ao cortante.

3.3.1 – Reforço à Flexão

Na Tabela 3.2 são apresentados, por ordem cronológica, estudos realizados sobre o reforço à flexão de vigas de concreto armado com a adição de materiais compósitos de resina e fibras colados.

Esses estudos experimentais englobaram 248 vigas de seção transversal retangular, com largura variando de 76 mm a 300 mm, altura útil de 77 mm a 419 mm, vão de 900 mm a 4800 mm e relação a/d de 1,96 a 9,38. Apenas um deles (FORTES *et al.*, 2000) tratou de 5 vigas de seção transversal “T”, que tinham 250 mm de largura da mesa, 120 mm de largura da nervura e 2590 mm de vão.

Os valores médios de resistência do concreto à compressão das vigas ensaiadas situaram-se entre 21,5 MPa e 91,8 MPa.

A maioria das vigas foi submetida a duas cargas concentradas simétricas, mas algumas tinham uma carga concentrada no meio do vão (GRACE *et al.*, 1999; OLLER *et al.*, 2001; SAGAWA *et al.*, 2001) e um espécime tinha várias cargas ao longo do vão visando simular carregamento distribuído (SOUZA *et al.*, 1998, SOUZA e APPLETON, 2003).

No estudo de GARDEN e HOLLAWAY (1998b), além de vigas biapoiadas, foram ensaiadas vigas com balanço de 1 m de comprimento, de mesmas características que as biapoiadas.

Todas as vigas foram reforçadas com compósito de resina e fibras de carbono colado, de resistência à tração variando de 68 MPa (fibras com orientação de $\pm 45^\circ$) até

3900 MPa, de módulo de elasticidade de 28 GPa (fibras com orientação de $\pm 45^\circ$) até 250 GPa, de espessura de 0,11 mm até 1,90 mm, com exceção das do estudo de QUANTRILL *et al.* (1996a), que também tiveram compósito de resina e fibras de vidro com resistência à tração, módulo de elasticidade e espessura iguais a 1079 MPa, 49 GPa e 1,20 mm, respectivamente. Variou-se de 1 até 10 o número de camadas de reforço das vigas.

Nesses estudos, investigou-se a influência de diferentes parâmetros no comportamento estrutural das vigas reforçadas, tais como: taxa de armadura longitudinal interna de tração das vigas, tipo, taxa, detalhamento e orientação das fibras do reforço com relação ao eixo das vigas e seu tipo de sistema de ancoragem, tipo e condição de carregamento antes ou durante o reforço.

Tabela 3.2 – Dados das Vigas Reforçadas à Flexão Ensaçadas por Outros Autores (Continua)

Autor	Número de Vigas		Características Geométricas e Propriedades Mecânicas das Vigas							Características Geométricas e Propriedades Mecânicas do Compósito					Modo de Ruptura das Vigas Reforçadas	
	Sem Reforço	Com Reforço	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a/d</i>	<i>l</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	<i>A_s</i> (mm ²)	<i>f_y</i> (mm)	Tipo de Fibra	<i>n_f</i>	<i>b_f</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>f_f</i> (MPa)		<i>E_f</i> (GPa)
SAADATMANESH e EHSANI (1991)	-	5	205	510	3,89	4575	35,0	266, 982 e 1473	456	Vidro	1	152	6,00	400	37	Esmagamento do concreto Descolamento do reforço Destacamento do reforço
TRIANTAFILLOU e PLEVRIS (1992)	1	7	76	111	4,12	1220	44,7	33	517	Carbono	1	43 a 64	0,20 a 1,90	1450	186	Escoamento do aço e ruptura do reforço Descolamento do reforço
SHARIF <i>et al.</i> , (1994)	1	8	150	107	-	1180	37,3	157	-	Vidro	1	100	1,00 a 3,00	170	-	Esmagamento do concreto Ruptura, descolamento e/ou destacamento do reforço, Cortante
QUANTRILL <i>et al.</i> , (1996a)	1	9	100	79	3,80	900	45,1	85	350	Vidro e Carbono	1	30 a 80	1,20 e 1,60	1078 e 987	49 e 119	Descolamento e/ou destacamento do reforço Esmagamento do concreto
SHAHAWY <i>et al.</i> (1996a)	1	3	203	245	4,36	2439	29,6 e 41,4	265	469	Carbono	1 a 3	203	0,17	2758	141	Esmagamento do concreto Descolamento do reforço
ARDUINI <i>et al.</i> (1997)	2	4	200	163	4,29	2000	33,0	308	540	Carbono	1 e 2	150	1,30	2906	167	Destacamento do reforço
GARDEN <i>et al.</i> (1997)	2	4	100	84	3,57, 4,05 e 4,76	900	50,2	85	350	Carbono	1	45, 65 e 90	1,00, 0,70, 0,50	1273	111	Destacamento do reforço e/ou Esmagamento do concreto
NORRIS <i>et al.</i> (1997)	1	12	127	167	3,42	2288	36,5	142	420	Carbono	2	127	1,00 e 1,50	68 a 395	28 a 34	Descolamento e destacamento do reforço
GANGARAO e VIJAY (1998)	1	1	150	270	4,00	2740	27,9 a 50,2	567	415	Carbono	3	150	0,11	3100	250	Esmagamento do concreto Destacamento do reforço
GARDEN e HOLLAWAY (1998b)	3	16	100	84	3,57 a 9,19	1000	45,9 e 54,4	85	350	Carbono	1	67	0,82	1414	111	Destacamento do reforço

b : largura da viga; *d* : altura útil da viga; *a* : vão de cisalhamento da viga; *l* : vão da viga; *f_{cm}*: resistência média do concreto à compressão; *A_s*: área da seção transversal da armadura longitudinal interna de tração; *f_y*: resistência ao escoamento da armadura longitudinal interna de tração; *n_f*: número de camadas de reforço; *b_f*: largura do compósito de fibras; *t_f*: espessura do compósito de fibras; *f_f*: resistência à tração do compósito de fibras; *E_f*: módulo de elasticidade longitudinal do compósito de fibras.

Tabela 3.2 – Dados das Vigas Reforçadas à Flexão Ensaçadas por Outros Autores (Continua)

Autor	Número de Vigas		Características Geométricas e Propriedades Mecânicas das Vigas							Características Geométricas e Propriedades Mecânicas do Compósito					Modo de Ruptura das Vigas Reforçadas	
	Sem Reforço	Com Reforço	b (mm)	d (mm)	a/d	l (mm)	f_{cm} (MPa)	A_s (mm ²)	f_y (mm)	Tipo de Fibra	n_f	b_f (mm)	t_f (mm)	f_f (MPa)		E_f (GPa)
SOUZA <i>et al.</i> (1998)	1	4	120	180	3,89	2100	33,0	101	486	Carbono	1 e 2	75	0,43	1400	105	Esmagamento do concreto e Descolamento ou ruptura do reforço
SPADEA <i>et al.</i> (1998)	1	3	140	263	6,84	4800	29,5 a 35,6	402	435	Carbono	1	80	1,20	2300	152	Descolamento gradual ou brusco do reforço
GRACE <i>et al.</i> (1999)	1	4	152	261	5,25	2743	48,3	402	650	Carbono	1	152	0,50 e 1,30	2937 e 2399	230 e 149	Ruptura do reforço Destacamento do reforço
ROSS <i>et al.</i> (1999)	6	18	200	152	6,01	2742	54,8 a 1019	410	410	Carbono	1	200	0,45	2206	138	Descolamento do reforço Esmagamento do concreto e Destacamento do reforço
BEBER <i>et al.</i> (2000)	2	8	120	216	3,63	2350	33,6	157	565	Carbono	1, 4, 7 e 10	120	0,17	3400	230	Escoamento da armadura longitudinal interna Ruptura do reforço Descolamento e destacamento do reforço
FORTES <i>et al.</i> (2000)	2	3	250* 120**	223	3,87	2590	21,5	245	555	Carbono	1 e 2	50	1,20	2400	155	Descolamento e/ou destacamento do reforço
MACHADO <i>et al.</i> (2000)	1	3	150	273	2,94	2400	26,8	245	571	Carbono	1	100 e 300	1,40 e 0,17	2300 e 3400	152 e 230	Descolamento do reforço Ruptura do reforço
MATTHYS (2000)	2	7	200	419	2,98	3800	30,8 a 39,4	402 e 804	590	Carbono	1 e 2	100 e 100	1,20 e 0,11	3200 e 3500	159 e 233	Escoamento da armadura longitudinal interna Esmagamento do concreto Descolamento e/ou destacamento do reforço
PINTO (2000)	-	2	150	419	3,22	4000	33,3 e 34,3	603	630	Carbono	1	100 e 150	1,20	2800	165	Descolamento e destacamento do reforço
RAMANA <i>et al.</i> (2000)	1	3	100	77	3,91	900	30,0	48	267	Carbono	-	10, 20 ou 40	-	1793	138	Descolamento do reforço
SILVA e MORENO JÚNIOR (2000)	1	3	150	175	3,32	1560	89,1 e 91,8	101	515	Carbono	1	120	0,12	3900	240	Descolamento do reforço Ruptura do reforço

* largura da mesa da viga de seção transversal “T”; ** largura da nervura da viga de seção transversal “T”;

b : largura da viga; d : altura útil da viga; a : vão de cisalhamento da viga; l : vão da viga; f_{cm} : resistência média do concreto à compressão;

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal interna de tração; f_y : resistência ao escoamento da armadura longitudinal interna de tração;

n_f : número de camadas de reforço; b_f : largura do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; f_f : resistência à tração do compósito de fibras;

E_f : módulo de elasticidade longitudinal do compósito de fibras.

Tabela 3.2 – Dados das Vigas Reforçadas à Flexão Ensaçadas por Outros Autores (Continuação)

Autor	Número de Vigas		Características Geométricas e Propriedades Mecânicas das Vigas							Características Geométricas e Propriedades Mecânicas do Compósito					Modo de Ruptura das Vigas Reforçadas	
	Sem Reforço	Com Reforço	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a/d</i>	<i>l</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	<i>A_s</i> (mm ²)	<i>f_y</i> (mm)	Tipo de Fibra	<i>n_f</i>	<i>b_f</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>f_f</i> (MPa)		<i>E_f</i> (GPa)
SPADEA <i>et al.</i> (2000)	3	8	140	271 e 273	6,64 e 6,59	4800	29,0 a 37,8	226 e 402	435	Carbono	1	80	1,20	2300	152	Descolamento e/ou destacamento do reforço Ruptura do reforço
BENCARDINO <i>et al.</i> (2001)	2	2	140	300	7,26 e 7,32	4800	30,0	402	430	Carbono	1	80	1,20	2300	155	Esmagamento do concreto Descolamento e/ou destacamento do reforço
CERONI <i>et al.</i> (2001)	4	8	100 ou 150	80 ou 130	4,23 a 9,38	1400 ou 1800	29,0 ou 157	101 ou 157	590 ou 550	Carbono	1	80 ou 110	0,17	3430	230	Ruptura da armadura interna longitudinal de tração Esmagamento do concreto Descolamento ou ruptura do reforço
DUTHINH e STARNES (2001)	-	8	152 a 159	403 a 415	1,96 a 2,02	2744	41,5 a 42,8	253 a 1639	-	Carbono	1 ou 2	50	1,20	2400	155	Esmagamento do concreto Descolamento e/ou destacamento do reforço
KISHI <i>et al.</i> (2001)	-	16	150	206 a 209	3,10 a 6,90	1800 a 3400	28,2 a 3400	265 a 567	345	Aramida	1 ou 2	130	0,29	2480	127	Esmagamento do concreto Descolamento do reforço
OLLER <i>et al.</i> (2001)	2	8	300	153 e 155	6,45 e 6,54	2000	35,2 e 628	402 e 628	580	Carbono	1	100	1,40	2500	150	Esmagamento do concreto Descolamento e/ou destacamento do reforço
PODOLKA (2001)	-	1	120	145	6,55	2850	50,0	157	-	Carbono	1	50	1,20	2400	155	Descolamento e/ou destacamento do reforço
SAGAWA <i>et al.</i> (2001)	1	5	160	225	4,44	2000	27,3 a 39,0	265	341	Carbono	1	140	0,17	3480	230	Esmagamento do concreto Descolamento ou ruptura do reforço
ARAÚJO (2002b)	1	1	150	424	3,25	4000	33,8	603	567	Carbono	5	250	0,33	960	73	Escoamento da armadura longitudinal interna Descolamento do reforço
DIAS <i>et al.</i> (2002)	1	5	120	160	4,69	1800	41,0	101	533	Carbono	1 e 2	20 e 70	1,40 e 0,11	2200 e 3700	200 e 240	Esmagamento do concreto Descolamento ou ruptura do reforço
BEBER <i>et al.</i> (2003)	2	12	150	272	3,10	2530	32,8	245	706	Carbono	1 a 6	50 a 150	0,11 a 1,40	2500 a 3800	205 a 240	Descolamento e/ou destacamento do reforço

* largura da mesa da viga de seção transversal “T”; ** largura da nervura da viga de seção transversal “T”;

b : largura da viga; *d* : altura útil da viga; *a* : vão de cisalhamento da viga; *l* : vão da viga; *f_{cm}*: resistência média do concreto à compressão;

A_s: área da seção transversal da armadura longitudinal interna de tração; *f_y*: resistência ao escoamento da armadura longitudinal interna de tração;

n_f: número de camadas de reforço; *b_f*: largura do compósito de fibras; *t_f*: espessura do compósito de fibras; *f_f*: resistência à tração do compósito de fibras;

E_f: módulo de elasticidade longitudinal do compósito de fibras.

Os esquemas de reforço das vigas ensaiadas, listadas na Tabela 3.2, podem ser vistos na Figura 3.33.

A maioria dos estudos tratou de espécimes cujo material de reforço foi aplicado somente na sua face tracionada, sem sistema de ancoragem do reforço, conforme mostra a Figura 3.33a .

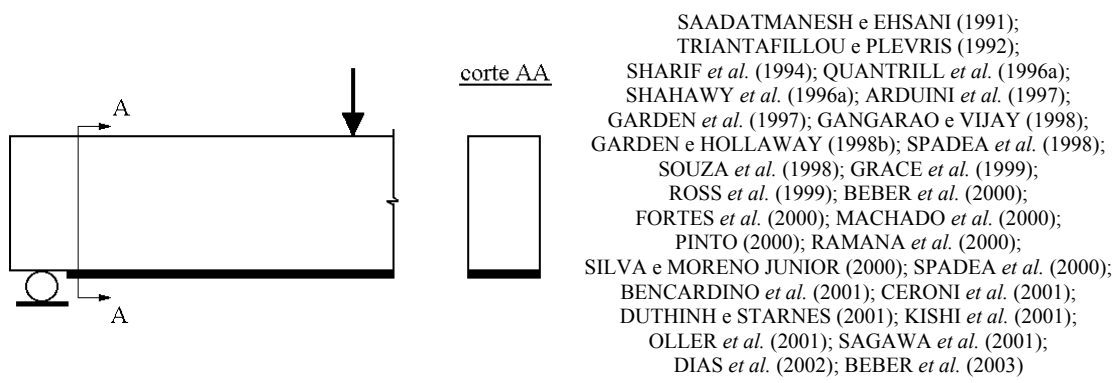
Os sistemas de ancoragem das vigas reforçadas diferiram quanto ao seu tipo (barras pré – tracionadas, tiras, estribos colados ou chumbadores de aço ou tiras e estribos de compósitos colados) e quanto à sua localização (nas extremidades, nas regiões entre cargas e/ou do vão de cisalhamento, em todo vão ou sob os apoios).

Barras, tiras, estribos em “U”, chumbadores ou estribos pré – tracionados de aço (v. Figuras 3.33b a 3.33e), ou tiras, estribos em “L” ou “U” de materiais compósitos de resina e fibras colados (v. Figuras 3.33f a 3.33i) formaram os sistemas de ancoragem de extremidades do reforço. SILVA e MORENO JUNIOR (2000) e DUTHINH e STARNES (2001) usaram estribos inclinados em “U”, e SAGAWA *et al.* (2001), estribos inclinados em “L” de materiais compósitos de resina e fibras colados sobrepostos na região tracionada da viga (v. Figura 3.33l).

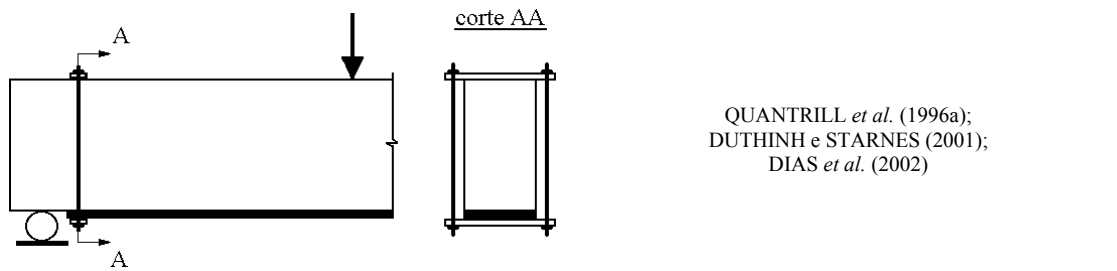
Nas regiões entre cargas e/ou do vão de cisalhamento, utilizaram-se tiras horizontais e/ou estribos em “U” de aço (v. Figuras 3.33h e 3.33i) ou de materiais compósitos de resina e fibras (v. Figuras 3.33j e 3.33m a 3.33q) colados como sistemas de ancoragem do reforço.

Duas das vigas reforçadas por NORRIS *et al.* (1997), GRACE *et al.* (1999), MACHADO *et al.* (2000) e ARAÚJO (2002b) tiveram sistema de ancoragem aplicado em todo vão, com o uso de tiras horizontais de materiais compósitos de resina e fibras colados.

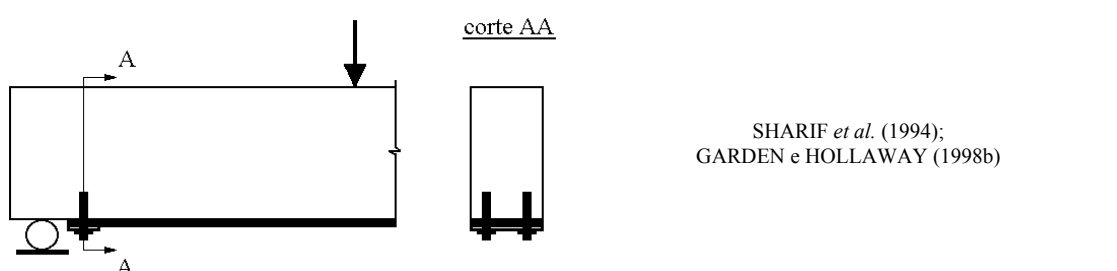
Apesar de não serem de possível execução, mas eficazes, sistemas de ancoragem do reforço sob os apoios (v. Figura 3.33r) foram investigados nos estudos de QUANTRILL *et al.* (1996a), GARDEN *et al.* (1997) e GARDEN e HOLLAWAY (1998b).



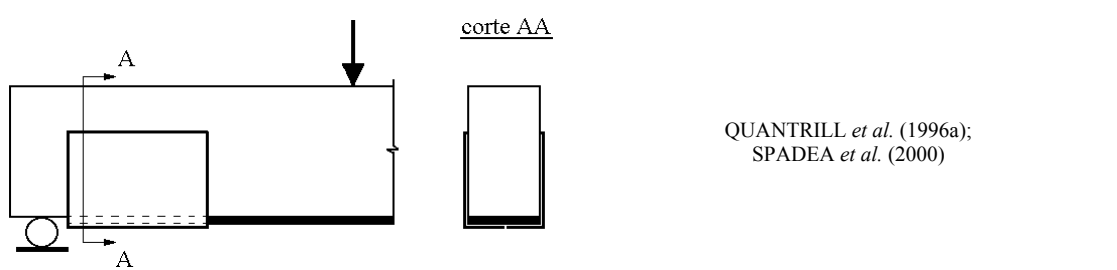
(a) Reforço sem ancoragem



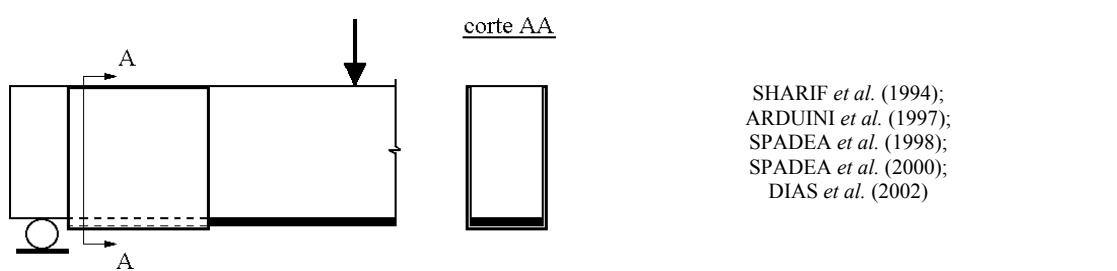
(b) Reforço com barras de aço nas extremidades



(c) Reforço com chumbadores de aço nas extremidades

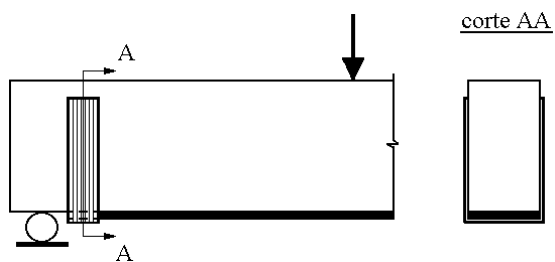


(d) Reforço com chapas de aço em "L" nas extremidades



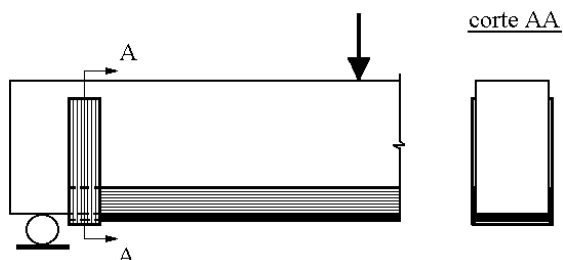
(e) Reforço com chapas de aço em "U" nas extremidades

Figura 3.33 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão (Continua)



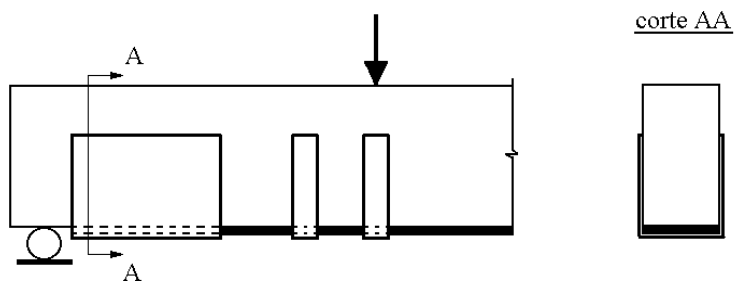
PINTO (2000);
SAGAWA *et al.* (2001)

(f) Reforço com estribos em “U” nas extremidades



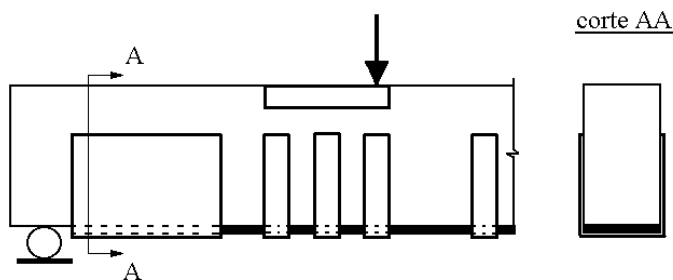
GRACE *et al.* (1999);
MATHYS (2000);
CERONI *et al.* (2001);
OLLER *et al.* (2001);
ARAÚJO (2002b);
DIAS *et al.* (2002)

(g) Reforço com estribos em “U” e tiras horizontais nas extremidades e em todo vão



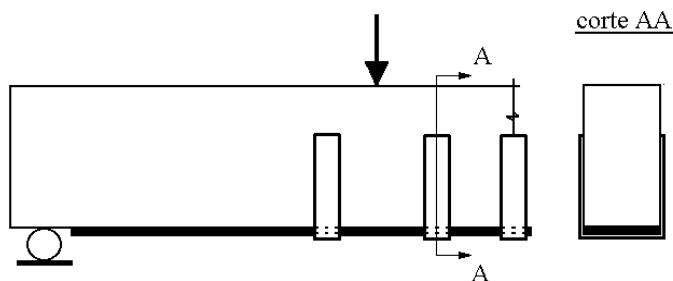
SPADEA *et al.* (1998);
SPADEA *et al.* (2000)

(h) Reforço com chapas e estribos de aço em “U” nas extremidades e ao longo do vão de cisalhamento



SPADEA *et al.* (1998);
SPADEA *et al.* (2000)

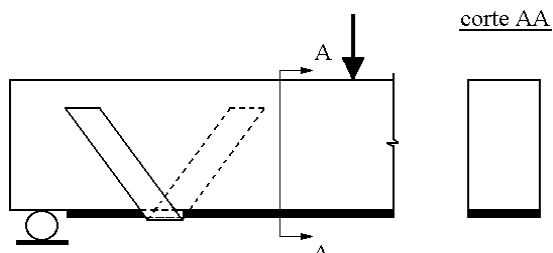
(i) Reforço com chapas, estribos em “U” e tiras horizontais de aço nas extremidades e ao longo do vão



SOUZA *et al.* (1998);
SOUZA e APPLETON (2003)

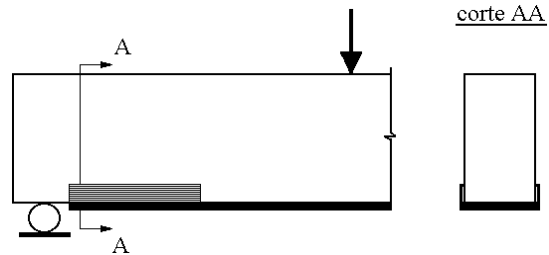
(j) Reforço com estribos em “U” ao longo do vão

Figura 3.33 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão (Continua)



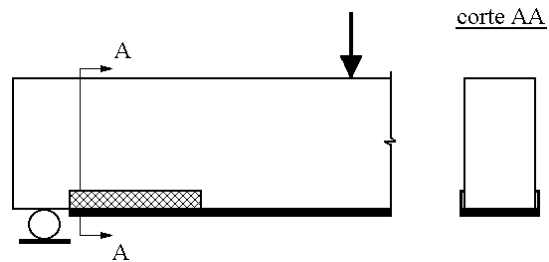
SILVA e MORENO JUNIOR (2000);
DUTHINH e STARNES (2001);
SAGAWA *et al.* (2001)

(l) Reforço com estribos inclinados e sobrepostos em “U” ou duplo “L” nas extremidades



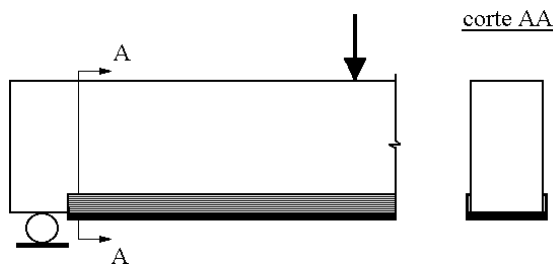
GARDEN *et al.* (1997);
NORRIS *et al.* (1997)

(m) Reforço nas faces inferior e laterais com tiras horizontais de extremidades



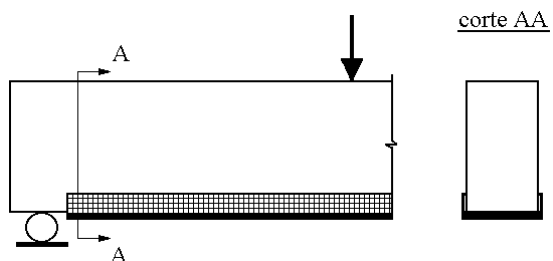
NORRIS *et al.* (1997)

(n) Reforço nas faces inferior e laterais com tiras de fibras inclinadas a $\pm 45^\circ$ de extremidades



NORRIS *et al.* (1997);
GANGARAO e VIJAY (1998);
GRACE *et al.* (1999);
MACHADO *et al.* (2000)

(o) Reforço nas faces inferior e laterais com tiras horizontais em todo vão



NORRIS *et al.* (1997)

(p) Reforço nas faces inferior e laterais com tiras de fibras inclinadas de $\pm 90^\circ$ em todo vão

Figura 3.33 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão
(Continua)

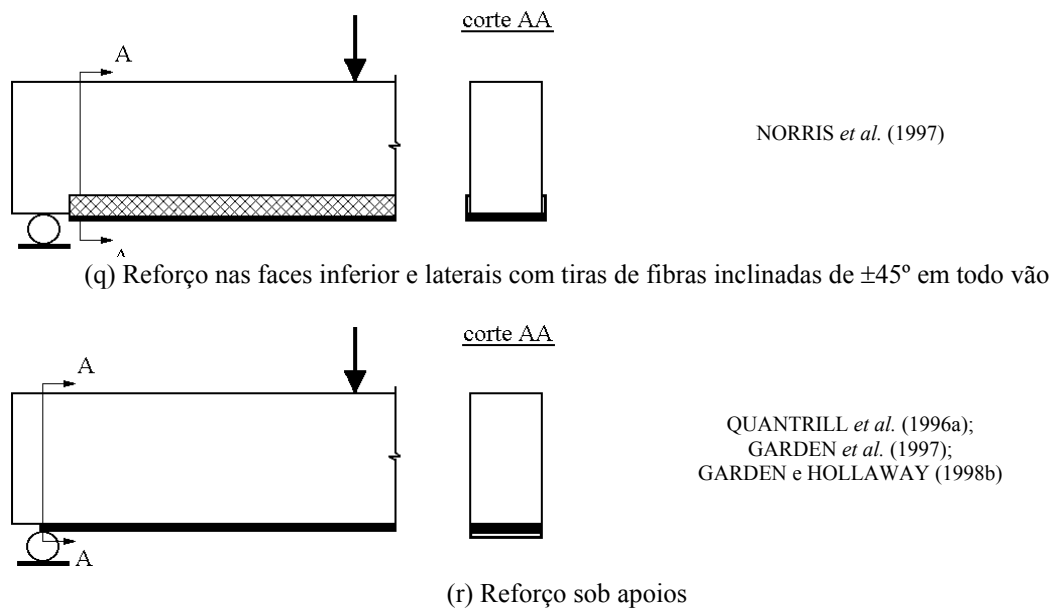


Figura 3.33 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão (Continuação)

3.3.2 – Reforço ao Cortante

Os dados das vigas incluídas em estudos que trataram do reforço ao cortante de vigas de concreto armado com a adição de materiais compósitos de resina e fibras colados podem ser vistos na Tabela 3.3.

Todas as vigas eram de seção transversal retangular, com largura entre 70 mm e 200 mm, altura útil variando de 100 mm a 467 mm, de relação a/d de 2,14 a 6,55, e vão de 800 mm a 4000 mm, com exceção de vigas ensaiadas por KHALIFA e NANNI (2000), SALLES NETO *et al.* (2001), SILVA FILHO (2001) e ARAÚJO (2002a), que tinham seção transversal “T” de 380 mm e 550 mm de largura da mesa, 150 mm de largura da nervura, 356 mm de altura útil, 3,01 de relação a/d , e 2340 mm a 4000 mm de vão livre.

As 88 vigas cujos dados estão reunidos na Tabela 3.3 tiveram valores médios de resistência do concreto à compressão variando de 29 MPa a 65 MPa, sendo que 35 destas (TÄLJSTEN, 1996; TRIANTAFILLOU, 1998a; BROSENS *et al.*, 2000; KHALIFA e NANNI, 2000; TÄLJSTEN e ELFGREN, 2000; SALLES NETO *et al.*, 2001) não possuíam armadura transversal interna.

As vigas foram biapoiadas e submetidas a duas cargas concentradas igualmente distantes dos apoios.

Compósitos de resina e fibras de carbono, de resistência à tração variando de 11 MPa (fibras com orientação de $\pm 45^\circ$) a 3790 MPa, de módulo de elasticidade de 28 GPa (fibras com orientação de $\pm 45^\circ$) a 390 GPa, de espessura de 0,17 mm até 1,60 mm, e de vidro colados (v. Tabela 3.3, LEUNG, 2002) foram usados no reforço das vigas. O número de camadas de reforço das vigas variou de 1 até 3.

Os parâmetros investigados nesses estudos foram o tipo, a taxa de armadura, a orientação e o sistema de ancoragem de extremidade do reforço, além da condição de fissuração das vigas antes do reforço.

Tabela 3.3 – Dados das Vigas Reforçadas ao Cortante Ensaçadas por Outros Autores (Continua)

Autor	Número de Vigas		Características Geométricas e Propriedades Mecânicas das Vigas								Características Geométricas e Propriedades Mecânicas do Compósito							Modo de Ruptura das Vigas Reforçadas	
	Sem Reforço	Com Reforço	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a/d</i>	<i>l</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	<i>A_{sw}</i> (mm ²)	<i>f_{wy}</i> (MPa)	<i>s</i> (mm)	Tipo de Fibra	<i>n_f</i>	<i>b_{sf}</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>s_f</i> (mm)	<i>α_f</i> (°)	<i>f_f</i> (MPa)		<i>E_f</i> (GPa)
TÄLJSTEN (1996)	1	4	180	455	4,40	4000	48,6 a 60,0	0	-	0	Vidro e Carbono	1	50, 80 e 4500	0,90 e 1,20	300 e 500	90 e ±45	564 e 2497	22 e 167	Cortante
NORRIS <i>et al.</i> (1997)	1	5	127	164	2,79	1068	36,5	57	420	205	Carbono	2	968	1,00 e 1,50	968	90 e ±45	11,3 a 104,7	28 a 34	Cortante Descolamento do reforço
TRIANTAFILLOU (1998a)	2	9	70	100	3,20	800	30,0	0	-	0	Carbono	-	-	-	-	45 e 90	3300	235	Cortante Descolamento do reforço
BROSENS <i>et al.</i> (2000)	1	2	125	200	2,50	1500	45,9	0	-	0	Carbono	2	500	0,17	500	0 e 90	2450	235	Escoamento da armadura longitudinal Cortante
CERQUEIRA (2000)	-	2	150	422	3,20	4000	36,6 e 39,2	39	688	200	Carbono	1	50	1,20	200	90 e 45	2800	165	Destacamento do reforço Flexão
KHALIFA e NANNI (2000)	1	5	380 * 150 **	356	3,01	2340	35,0	0	-	0	Carbono	1 e 2	50 e 1070	0,17	125 e 1070	90 e 0	3790	228	Cortante Descolamento do reforço
MATTHYS (2000)	2	5	200	403	3,10	3800	33,8 a 38,4	57	560	200 ou 400	Carbono	1	50, 100 e 1070	0,11	200 ou 400	90	3500	233	Cortante e/ou descolamento do reforço Ruptura do reforço Flexão
TÄLJSTEN e ELFGREN (2000)	3	7	180	467	2,14 a 3,43	4000	48,5 a 65,2	0	-	0	Carbono	0,5 a 2	600 a 1200	0,60 a 1,60	600 a 1200	45 e ±45	577 a 1450	49 a 101	Esmagamento do concreto Descolamento do reforço Ruptura do reforço
GIÃO e GOMES (2001)	1	7	200	369	2,71	3800	32,0 a 36,6	57	555	300	Carbono	1	50, 100 e 1000	0,11 a 1,20	200 a 1000	45 e 90	2805 a 3648	165 a 390	Cisalhamento Descolamento do reforço Ruptura do reforço
PODOLKA (2001)	-	1	120	145	6,55	2850	50,0	57	-	500	Carbono	1	70	1,20	210	45	2400	155	Esmagamento do concreto

* largura da mesa da viga de seção transversal “T”; ** largura da nervura da viga de seção transversal “T”;

b : largura da viga; *d* : altura útil da viga; *a* : vão de cisalhamento da viga; *l*: vão da viga; *f_{cm}*: resistência média do concreto à compressão;

A_{sw}: área da seção transversal da armadura transversal interna; *f_{wy}*: resistência ao escoamento dos estribos internos; *s*: espaçamento do estribos internos;

n_f: número de camadas de reforço; *b_{sf}*: largura do compósito de fibras em tiras; *t_f*: espessura do compósito de fibras; *s_f*: espaçamento do compósito de fibras em tiras;

α_f: ângulo de inclinação das tiras de compósito de fibras; *f_f*: resistência à tração do compósito de fibras; *E_f*: módulo de elasticidade longitudinal do compósito de fibras.

Tabela 3.3 – Dados das Vigas Reforçadas ao Cortante Ensaçadas por Outros Autores (Continuação)

Autor	Número de Vigas		Características Geométricas e Propriedades Mecânicas das Vigas								Características Geométricas e Propriedades Mecânicas do Compósito							Modo de Ruptura das Vigas Reforçadas	
	Sem Reforço	Com Reforço	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a/d</i>	<i>l</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	<i>A_{sw}</i> (mm ²)	<i>f_{wy}</i> (MPa)	<i>s</i> (mm)	Tipo de Fibra	<i>n_f</i>	<i>b_{sf}</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>s_f</i> (mm)	<i>α_f</i> (°)	<i>f_f</i> (MPa)		<i>E_f</i> (GPa)
SALLES NETO <i>et al.</i> (2001) SILVA FILHO (2001) ARAÚJO (2002a)	5	19	550 [*] 150 ^{**}	356	3,01	4000	31,0 a 44,6	0 ou 14	0 ou 568	0 ou 130	Carbono	1 e 2	150	0,17	180 a 230	45 e 90	3500	230	Cortante e descolamento do reforço
ARAÚJO (2002b)	1	1	150	411	3,36	4000	28,5	39	785	200	Carbono	3	100	0,33	200	90	960	73	Escoamento da armadura longitudinal e esmagamento do concreto
LEUNG (2002)	1	2	180	219	3,42	2300	27,1 a 30,0	57	235	375	Vidro	1	750	-	750	90	450	23	Cortante e esmagamento do concreto

* largura da mesa da viga de seção transversal “T”; ** largura da nervura da viga de seção transversal “T”;

b : largura da viga; *d* : altura útil da viga; *a* : vão de cisalhamento da viga; *l*: vão da viga; *f_{cm}*: resistência média do concreto à compressão;

A_{sw}: área da seção transversal da armadura transversal interna; *f_{wy}*: resistência ao escoamento dos estribos internos; *s*: espaçamento do estribos internos;

n_f: número de camadas de reforço; *b_{sf}*: largura do compósito de fibras em tiras; *t_f*: espessura do compósito de fibras; *s_f*: espaçamento do compósito de fibras em tiras;

α_f: ângulo de inclinação das tiras de compósito de fibras; *f_f*: resistência à tração do compósito de fibras; *E_f*: módulo de elasticidade longitudinal do compósito de fibras.

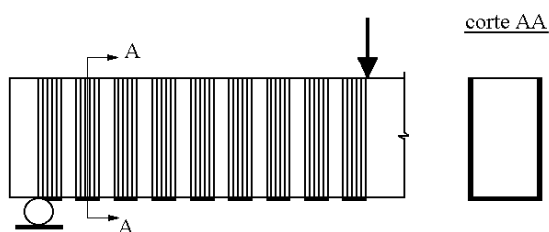
Na Figura 3.34 podem ser vistos os esquemas de reforço das vigas cujos dados encontram-se na Tabela 3.3.

Alguns estudos apresentaram vigas com material de reforço aplicado em toda a viga (v. Figuras 3.34f, 3.34q, 3.34s) ou em todo o seu vão (v. Figuras 3.34d, 3.34m a 3.34o), e outros em apenas nos seus vãos de cisalhamento (v. Figuras 3.34a a 3.34c, 3.34e, 3.34g a 3.34l e 3.34p).

Tiras, faixas ou armaduras contínuas de materiais compósitos de resina e fibras coladas apenas nas faces laterais da peça (v. Figuras 3.34c a 3.34f, 3.34h e 3.34l) compuseram os tipos de reforço das vigas referenciadas na Tabela 3.3.

Orientações das fibras, com relação ao eixo longitudinal da peça, de 90°, 45° ou 90°/0° foram investigadas nesses estudos.

Em alguns desses estudos, empregou-se sistema de ancoragem de extremidade do reforço com tiras horizontais (CERQUEIRA, 2000; GIRÃO e GOMES, 2001; ARAÚJO, 2002b; v. Figuras 3.34g e 3.34h) ou barra de compósito de fibras de vidro de 10 mm de diâmetro colada nos cantos arredondados entre a nervura e a mesa da viga de seção transversal “T”, conforme Figura 3.9 da pág. 43 (KHALIFA e NANNI, 2000). MATTHYS (2000) e GIÃO e GOMES (2001) usaram estribos de reforço fechados, como pode ser visto na Figura 3.34f.

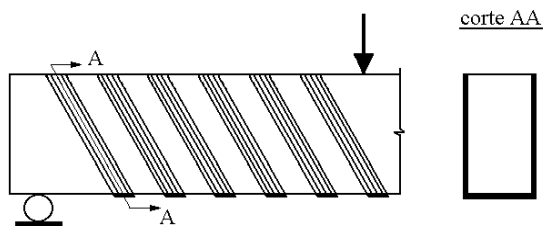


KHALIFA e NANNI (2000);
 MATTHYS (2000);
 GIÃO e GOMES (2001);
 SALLES NETO *et al.* (2001)*;
 SILVA FILHO (2001)*;
 ARAÚJO (2002a)*;
 ARAUJO (2002b)

* reforço aplicado somente na alma de vigas de seção “T”

(a) Reforço com estribos em “U” verticais no vão de cisalhamento

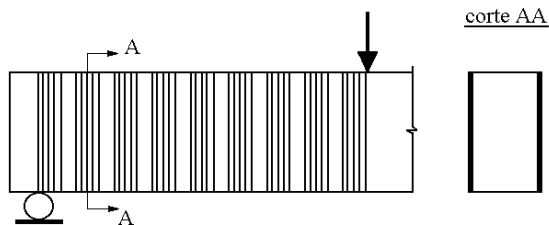
Figura 3.34 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas ao Cortante (Continua)



SALLES NETO *et al.* (2001)^{*};
 SILVA FILHO (2001)^{*};
 ARAÚJO (2002b)^{*}

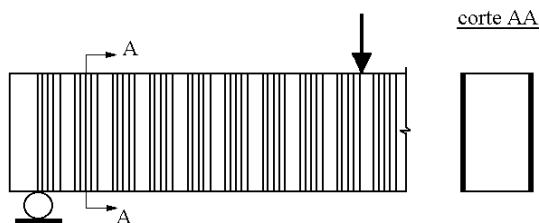
* reforço aplicado somente na alma de vigas de seção "T"

(b) Reforço com estribos em "U" inclinados a 45° com o eixo da viga no vão de cisalhamento



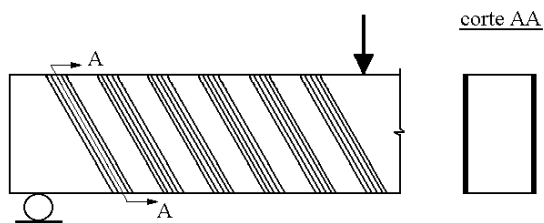
TRIANAFILLOU (1998a)

(c) Reforço nas faces laterais com tiras verticais no vão de cisalhamento



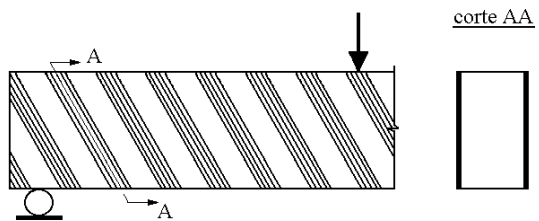
KHALIFA e NANNI (2000)

(d) Reforço nas faces laterais com tiras verticais em todo vão



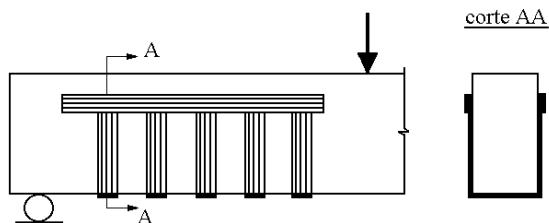
TRIANAFILLOU (1998a);
 PODOLKA (2001)

(e) Reforço nas faces laterais com tiras inclinadas a 45° com o eixo da viga no vão de cisalhamento



TÄLJSTEN e ELFGREN (2000)

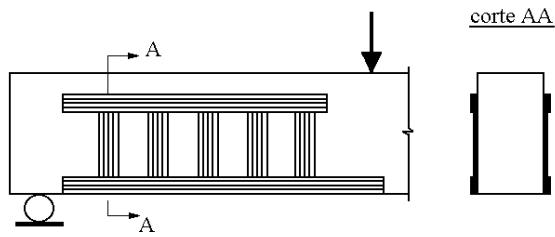
(f) Reforço nas faces laterais com tiras inclinadas a 45° com o eixo da viga em toda viga



ARAÚJO (2002)

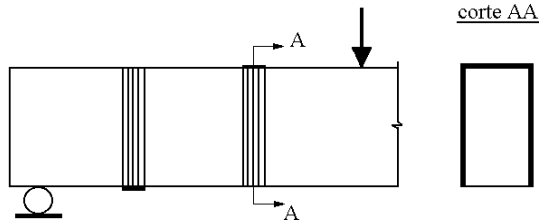
(g) Reforço com estribos verticais em "U" e nas faces laterais com tiras horizontais na extremidade superior dos estribos em "U" no vão de cisalhamento

Figura 3.34 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas ao Cortante (Continua)



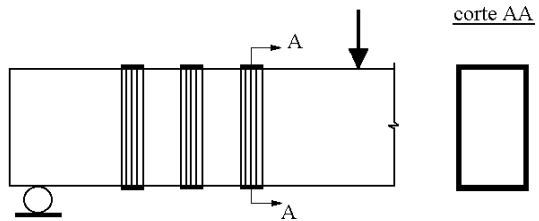
CERQUEIRA (2000)

(h) Reforço nas faces laterais com tiras verticais e horizontais nas suas extremidades inferior e superior no vão de cisalhamento



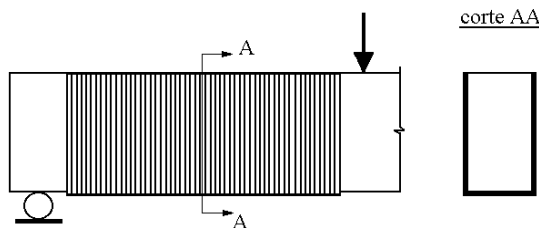
MATTHYS (2000)

(i) Reforço com estribos verticais em “U” ou “∩” no vão de cisalhamento



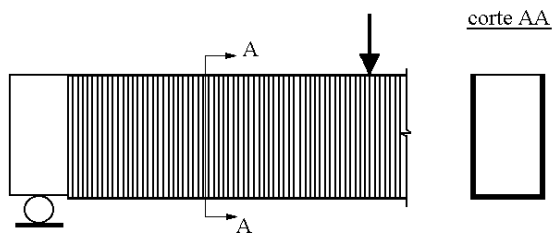
MATTHYS (2000);
GIÃO e GOMES (2001)

(j) Reforço com estribos verticais fechados no vão de cisalhamento



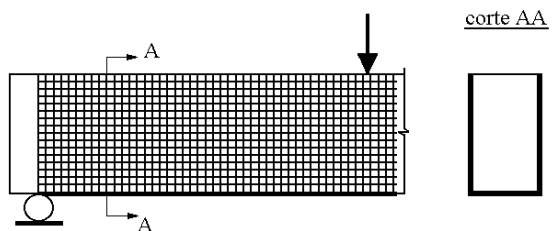
MATTHYS (2000);
GIÃO e GOMES (2001)

(l) Reforço contínuo com armadura vertical em “U” no vão de cisalhamento



NORRIS *et al.* (1997);
KHALIFA e NANNI (2000)

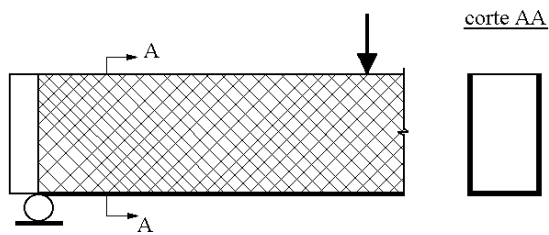
(m) Reforço contínuo com armadura vertical em “U” em todo vão



GRACE *et al.* (1999);
KHALIFA e NANNI (2000);
TÄLJSTEN e ELFGREN (2000)

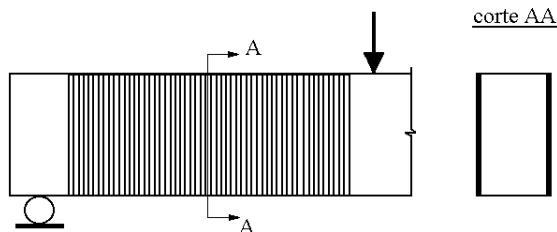
(n) Reforço contínuo com armadura vertical em “U” e fibras a 90° e 0° em todo vão

Figura 3.34 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas ao Cortante (Continua)



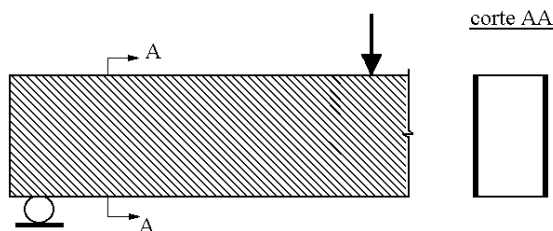
GRACE *et al.* (1999)

(o) Reforço contínuo com armadura vertical em “U” e fibras a $\pm 45^\circ$ em todo vão



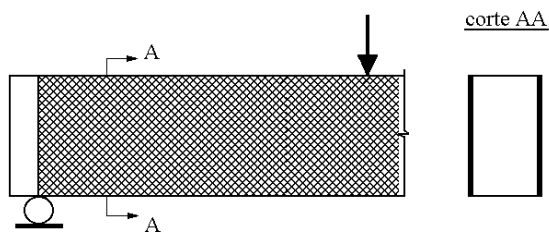
BROSENS *et al.* (2000);
LEUNG (2002)

(p) Reforço contínuo com armadura vertical na face laterais no vão de cisalhamento



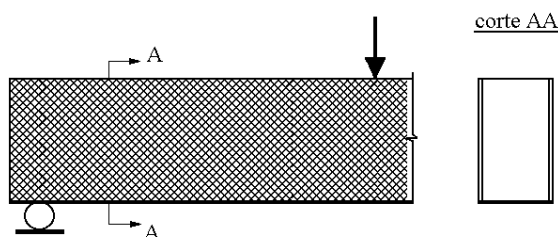
TÄLJSTEN e ELFGREN (2000)

(q) Reforço contínuo com armadura inclinada nas faces laterais e fibras a 45° em toda viga



NORRIS *et al.* (1997)

(r) Reforço contínuo com armadura inclinada nas faces laterais e fibras a $\pm 45^\circ$ em todo vão



TÄLJSTEN e ELFGREN (2000)

(s) Reforço contínuo com armadura inclinada nas faces laterais e fibras a $\pm 45^\circ$ em toda viga

Figura 3.34 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas ao Cortante (Continuação)

3.3.3 – Reforço à Flexão e ao Cortante

Na Tabela 3.4 são apresentados dados de estudos sobre reforço simultâneo à flexão e ao cortante de 25 vigas de concreto armado com a adição de materiais compósitos de resina e fibras colados.

As vigas tinham seção transversal retangular, largura variando de 125 mm a 305 mm, altura útil de 200 mm a 762 mm, relação a/d de 2,29 a 6,55 e vão de 1500 mm a 5486 mm.

O concreto utilizado tinha resistência à compressão média entre 20,7 MPa e 50,0 MPa e, dentre as vigas ensaiadas, algumas (BROSENS *et al.*, 2000; KACHLAKEV e MCCURRY, 2000) não tinham armadura transversal interna.

Com exceção de GRACE *et al.* (1999), que ensaiou vigas com uma carga concentrada no meio do vão livre, todos os autores ensaiaram vigas biapoiadas com duas cargas concentradas equidistantes dos apoios.

Os materiais de reforço eram compostos por fibras de carbono (GRACE *et al.*, 1999; CERQUEIRA, 2000; PINTO, 2000; BROSENS *et al.*, 2000; KACHLAKEV e MCCURRY, 2000; PODOLKA, 2001; ARAÚJO, 2002b) ou de vidro (GRACE *et al.*, 1999; KACHLAKEV e MCCURRY, 2000; LEUNG, 2002) e foram aplicados em diferentes orientações (0° , 45° e 90°) com relação ao eixo longitudinal da viga.

Nesses poucos estudos, foi investigada a influência do tipo, taxa, orientação, sistema de ancoragem de extremidade do reforço no comportamento estrutural das vigas, além da sua condição de fissuração antes do reforço.

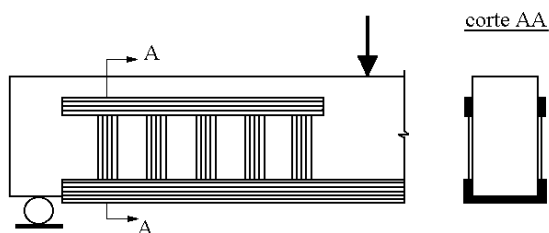
A Figura 3.35 mostra os tipos de reforço à flexão e ao cortante usados nas vigas cujos dados estão na Tabela 3.4.

O estudo de GRACE *et al.* (1999) incluiu vigas reforçadas ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras cobrindo todo o vão e orientados a 90° ou a $\pm 45^\circ$ com relação ao seu eixo, e outras, com reforço em parte do vão (v. Figuras 3.35c a 3.35e e 3.35h e 3.35i).

A viga reforçada de KACHLAKEV e MCCURRY (2000) teve reforços à flexão cobrindo todo o vão até uma certa altura da viga e ao cortante com compósito cobrindo parte do vão e orientadas a $\pm 45^\circ$ com relação ao eixo da peça (v. Figura 3.35f).

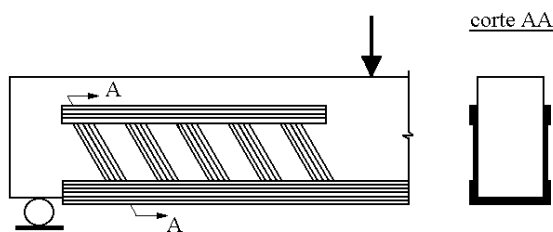
O reforço à flexão das vigas de LI *et al.* (2001a) e de LEUNG (2002) cobriu todo seu vão e o reforço ao cortante com faixas de compósito coladas nas suas laterais (v. Figuras 3.35j e 3.35l).

Em outras vigas, o reforço ao cortante era formado por estribos verticais (CERQUEIRA, 2000; PINTO, 2000; ARAÚJO, 2002b) e inclinados a 45° (CERQUEIRA, 2000; PINTO, 2000) em forma de “U” e ancorados na sua parte superior por meio de tiras horizontais de fibras (v. Figuras 3.35a e 3.35b).



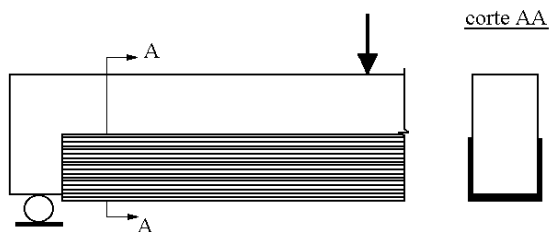
CERQUEIRA (2000);
PINTO (2000);
ARAÚJO (2002b)

(a) Reforço à flexão com tiras nas faces inferior e laterais em todo vão e ao cortante nas faces laterais com tiras verticais e horizontais nas suas extremidades no vão de cisalhamento



PINTO (2000);
CERQUEIRA (2000);
ARAÚJO (2002b)

(b) Reforço à flexão com tiras nas faces inferior e laterais em todo vão e ao cortante nas faces laterais com tiras inclinadas a 45° e horizontais nas suas extremidades no vão de cisalhamento



GRACE *et al.* (1999)

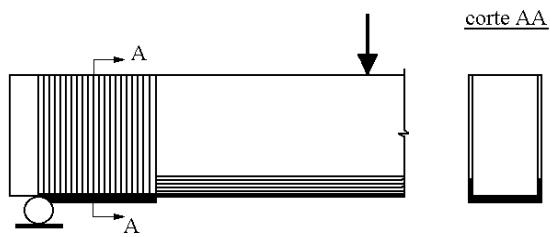
(c) Reforço à flexão com tiras nas faces inferior e laterais e ao cortante com tiras cobrindo metade da altura da viga em todo vão

Figura 3.35 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão e ao Cortante (Continua)

Tabela 3.4 – Dados das Vigas Reforçadas à Flexão e ao Cortante Ensaçadas por Outros Autores

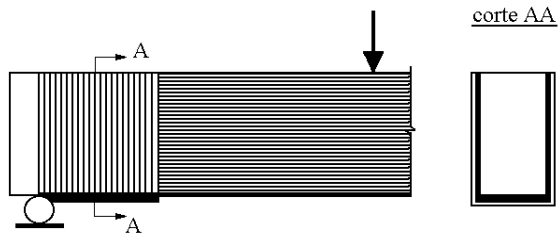
Autor	Número de Vigas		Características Geométricas e Propriedades Mecânicas das Vigas										Características Geométricas e Propriedades Mecânicas do Compósito								
	Sem Reforço	Com Reforço	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a/d</i>	<i>l</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	<i>A_s</i> (mm ²)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>A_{sw}</i> (mm ²)	<i>f_{wy}</i> (MPa)	<i>s</i> (mm)	Tipo de Fibra	<i>n_f</i>	<i>b_f</i> (mm)	<i>b_{sf}</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>s_f</i> (mm)	<i>α_f</i> (°)	<i>f_f</i> (MPa)	<i>E_f</i> (GPa)
GRACE <i>et al.</i> (1999)	1	9	152	261	5,25	2743	48,3	402	650	101	650	152	Carbono	1 a 3	152	617	0,50	617	0/90	2937	230
													Carbono			411	1,30	411	0/90	758	62
													Vidro			411 e 1372	1,00	411 e 1372	0/90	413	21
													Vidro			2743	1,30	2743	± 45	x 482 e y 310	x 14 e y 11
BROSENS <i>et al.</i> (2000)	1	1	125	200	2,50	1500	45,9	207	435	0	0	0	Carbono	1 e 2	75 (aço)	500	0,17	500	0/90	2450	235
CERQUEIRA (2000) PINTO (2000)	1	1	150	422	3,20	4000	34,7	603	630	39	688	200	Carbono	5	250	50	1,20	200	45/90	3100	165
KACHLAKEV e MCCURRY (2000)	1	1	305	*	*	5486	20,7	*	*	0	0	0	Carbono e Vidro	2	305	5486	*	5486	0/90	760 e 414	62 e 21
LI <i>et al.</i> (2001a)	-	3	130	175	2,29	1100	37,0	101	550	57	550	150	Carbono	1	120	740 e 1040	0,50	740 e 1040	90	960	120
PODOLKA (2001)	-	1	120	145	6,55	2850	50,0	157	-	57	-	5000	Carbono	1	50	70	1,20	210	45	2400	155
ARAÚJO (2002b)	1	1	150	421	3,28	4000	31,3	603	567	62	540	200	Carbono	5 e 3	250	100	0,33	200	90	960	73,1
LEUNG (2002)	1	2	180	223	3,36	2300	24,0 a 27,5	226	420	57	235	375	Vidro	1	140	750	*	750	90	450	23

b : largura da viga; *d* : altura útil da viga; *a* : vão de cisalhamento da viga; *l* : vão livre das vigas; *f_{cm}*: resistência média do concreto à compressão; *A_s*: área da seção transversal da armadura longitudinal interna de tração; *f_y*: resistência ao escoamento da armadura longitudinal interna de tração; *A_{sw}*: área da seção transversal da armadura transversal interna; *f_{wy}*: resistência ao escoamento dos estribos internos; *s*: espaçamento dos estribos internos; *n_f*: número de camadas de reforço; *b_f*: largura do compósito de fibras; *b_{sf}*: largura do compósito de fibras em tiras; *t_f*: espessura do compósito de fibras; *s_f*: espaçamento do compósito de fibras em tiras; *α_f*: ângulo de inclinação das tiras de compósito de fibras; *f_f*: resistência à tração do compósito de fibras; *E_f*: módulo de elasticidade longitudinal do compósito de fibras; * valor não informado.



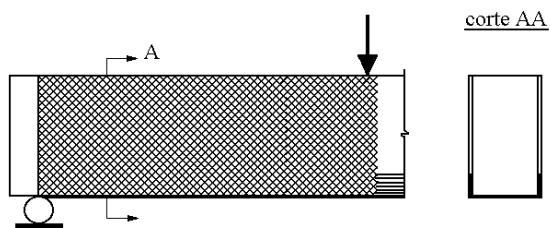
GRACE *et al.* (1999)

(d) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com armadura contínua em “U” cobrindo parte do vão de cisalhamento



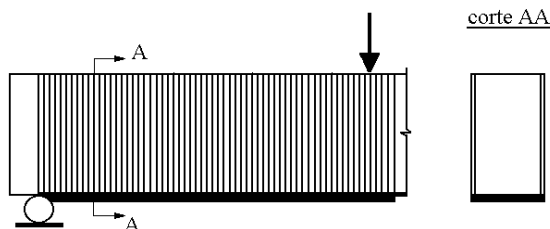
GRACE *et al.* (1999)

(e) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com armadura contínua em “U” cobrindo parte do vão de cisalhamento



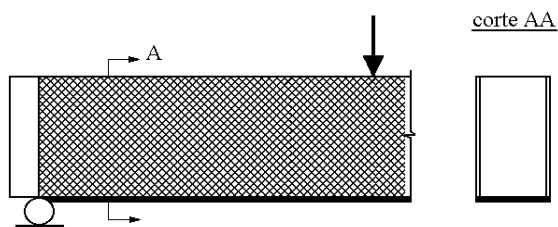
KACHLAKEV e MCCURRY (2000)

(f) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com armadura contínua em “U” e fibras a $\pm 45^\circ$ cobrindo todo vão de cisalhamento



SOUZA *et al.* (1998)
SOUZA e APPLETON (2003)

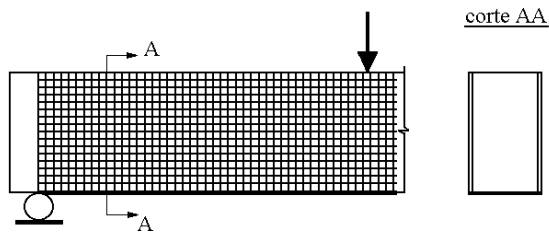
(g) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com armadura contínua em “U” e fibras a 90° cobrindo todo vão



GRACE *et al.* (1999)

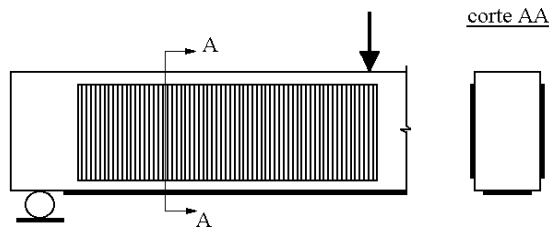
(h) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com armadura contínua em “U” e fibras a $\pm 45^\circ$ cobrindo todo vão

Figura 3.35 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão e ao Cortante (Continua)



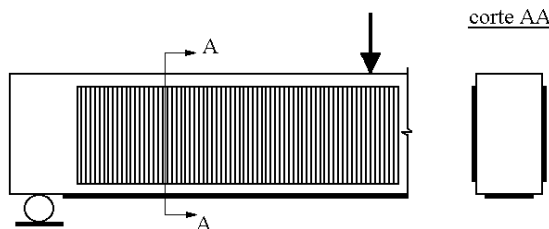
GRACE *et al.* (1999)

(i) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com armadura contínua em “U” e fibras a 90°/0° cobrindo todo vão



BROSENS *et al.* (2000)
LI *et al.* (2001a)
LEUNG (2002)

(j) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com faixa de fibras a 90° colada nas laterais cobrindo o vão de cisalhamento



LI *et al.* (2001a)

(l) Reforço à flexão em todo vão e ao cortante com faixa de fibras a 90° colada nas laterais cobrindo todo vão

Figura 3.35 – Esquemas de Tipos de Reforço por Autor das Vigas Reforçadas à Flexão e ao Cortante (Continuação)

3.4 – Métodos de Dimensionamento do Reforço

O dimensionamento à flexão e ao cortante de vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras colados deve ser realizado de maneira a ter-se ruptura por flexão e dúctil, evitando-se rupturas frágeis, como por exemplo, as acarretadas por ancoragem deficiente da armadura longitudinal interna de tração, por tração ou compressão da mesa em decorrência da escassez de armadura transversal interna, por esmagamento da biela, ou por descolamento e/ou destacamento do reforço.

A maioria dos modelos de cálculo propostos para o dimensionamento à flexão e ao cortante de vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras

colados baseia-se em métodos iterativos; alguns destes exploram o método dos elementos finitos (KALIAKIN *et al.*, 1996; NITEREKA e NEALE, 1999, VECCHIO e BUCCI, 1999, FERREIRA *et al.*, 2000; RABINOVITCH e FROSTIG, 2000; RABINOVITCH e FROSTIG, 2001; RAHIMI e HUTCHINSON, 2001; BUYLE-BODIN *et al.*, 2002; CHIMELLO e LA ROVERE, 2003; LIMAM *et al.*, 2003), considerando o comportamento não linear dos materiais.

A filosofia dos estados limites rege os métodos propostos para o dimensionamento do reforço de vigas de concreto com materiais compósitos de resina e fibras, tendo como princípios básicos a compatibilidade de deformações dos materiais originais e de reforço, as condições de equilíbrio e a manutenção de seções transversais planas. Em particular para o dimensionamento ao cortante, pode-se adotar o modelo estático da treliça de Morsch. No caso dos estados limites últimos, recomenda-se a aplicação de coeficientes de ponderação de resistência dos materiais e de ações na estrutura.

A partir desses princípios básicos, da consideração do estado inicial de tensão e deformação do elemento estrutural a ser reforçado e do conhecimento das leis constitutivas dos materiais e dos modos de ruptura, é possível fazer o dimensionamento do reforço.

As tensões e deformações do material de reforço são determinadas a partir da sua relação linear, sendo imposto para sua deformação limite um valor conservador. Limitando-se sua deformação, com o intuito de garantir a ação conjunta do reforço com a armadura interna, o descolamento do reforço pode ser evitado. O tipo e o estado do concreto, além do padrão de fissuração da camada mais externa e do tipo de preparação do substrato influenciam a tensão cisalhante máxima a considerar para o concreto com o objetivo de evitar o destacamento do reforço.

Descrevem-se a seguir recomendações para o dimensionamento à flexão e ao cortante de vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras colados encontradas na literatura. Os valores de tensão e resistência de cálculo descritos

a seguir são obtidos por meio da relação entre a tensão ou resistência e o coeficiente de ponderação de resistência dos materiais γ_m .

3.4.1 – Dimensionamento à Flexão

Os modelos de cálculo para vigas reforçadas à flexão (TRANTAFILLOU e PLEVRIS, 1992; PICARD *et al.*, 1995; HEFFERNAN e ERKI, 1996, CHAALLAL *et al.*, 1998; MBT, 1998b; SAADATMANESH e MALEK, 1998; EL-MIHILMY e TEDESCO, 2000a; SIKA, 2000; ALMUSALLAM e AL-SALLOUM, 2001; CEB, 2001; RABINOVITCH e FROSTING, 2001; ACI 440.2R, 2002; WANG e CHEN, 2003) baseiam-se nas hipóteses básicas da teoria da flexão simples, que levam em conta a manutenção das seções planas até a ruptura, a perfeita aderência e a compatibilidade de deformações entre o concreto e o material compósito, e as curvas tensão – deformação dos materiais.

Da Figura 3.36, as seguintes equações de equilíbrio podem ser deduzidas para o caso de ruptura dúctil:

$$M_{ud} = \varphi \left[A_s f_{yd} \left(d - \frac{\beta}{2} x_u \right) + A'_s \sigma'_{sd} \left(\frac{\beta}{2} x_u - d' \right) + \psi_f A_f f_{fd} \left(d_f - \frac{\beta}{2} x_u \right) \right] \quad (3.1)$$

$$x_u = \frac{A_s f_{yd} - A'_s \sigma'_{sd} + A_f f_{fd}}{0,85 f_{cd} \beta b} \quad (3.2)$$

$$\sigma'_{sd} = \varepsilon'_{su} E_s \leq f'_{yd} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon'_{su} = \frac{x_u - d'}{x_u} \varepsilon_{cu} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{fid} = \frac{d_f - x_u}{x_u} \varepsilon_{cu} - \varepsilon_o \quad (3.5)$$

onde:

M_{ud} é o momento de cálculo resistente;

φ é o fator de redução de resistência;

β é a relação entre a altura do bloco de distribuição simplificada de tensões de compressão no concreto e a altura da linha neutra da viga;

b , d , x_u e h são a largura, a altura útil, a altura da linha neutra na ruptura e a altura total da viga;

ε_{cu} e f_{cd} são a resistência de cálculo à compressão, igual a f_{ck}/γ_c e a deformação última de cálculo do concreto;

ε_o é a deformação do bordo mais tracionado da viga antes da execução do reforço;

A_s e f_{yd} são a área da seção transversal e a resistência ao escoamento de cálculo da armadura longitudinal interna de tração, igual a f_y/γ_s ;

A'_s , σ'_{sd} , f'_{yd} , ε'_{sd} e E_s são a área da seção transversal, a tensão de cálculo, a resistência ao escoamento de cálculo (f_y/γ_s), a deformação de cálculo e o módulo de elasticidade da armadura longitudinal interna de compressão;

A_f , ψ_f e f_{fd} são a área da seção transversal, o fator de redução da parcela resistente e a resistência à tração de cálculo do material de reforço, igual a $E_f \varepsilon_{fud}/\gamma_f$, sendo ε_{fud} e E_f o módulo de elasticidade e a deformação última de cálculo do material de reforço.

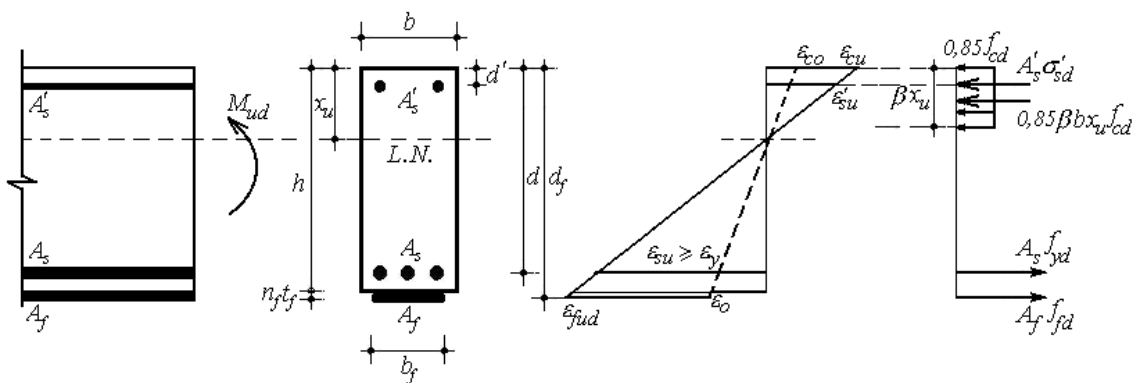


Figura 3.36 – Distribuição de Deformações e Tensões ao Longo de Seção Transversal Retangular de Viga Reforçada no Estado Limite Último

Diferentes valores de ε_{fud} , de coeficientes de ponderação de resistência dos materiais concreto γ_c , aço γ_s e de reforço γ_f , e da relação entre a altura do bloco de

distribuição simplificada de tensões de compressão no concreto e a altura da linha neutra da viga β têm sido recomendados, como mostra a Tabela 3.5.

Os coeficientes γ_f sugeridos pela SIKA (2000) dependem do tipo do reforço. O valor de 1,67 refere-se a lâminas pré – fabricadas de compósitos de resina e fibras de carbono. Para o caso de folhas unidirecionais de compósitos de resina e fibras de carbono e de vidro, os valores são 2,22 e 4,00, respectivamente. Na Tabela 3.6 podem ser vistos os valores de γ_f recomendados pelo CEB (2001). Ao invés de coeficientes γ_f , a MBT (1998b) e o ACI 440.2R (2002) apresentam índices redutores de resistência do material de reforço C_E que levam em conta as condições ambientais e os tipos de fibras e de colas (v. Tabela 3.7).

Tabela 3.5 – Valores de Deformação Última e de Coeficientes de Minoração de Resistência dos Materiais Segundo Recomendações

Autor	φ	Concreto			Aço		Compósito		
		ε_{cu} (‰)	γ_c	β	ε_{su}	γ_s	ε_{fud} (‰)	γ_f	ψ_f
MBT (1998b)	Eq. 3.6	3,0	1,00	Eq. 3.7	ε_y	1,00	Eq. 3.8 e Eq. 3.9	1,00	0,85
SIKA (2000)	0,90	3,0	1,11	Eq. 3.7	ε_y	1,11	4,5	1,67 a 4,00	1,00
CEB (2001)	1,00	3,5	1,50	0,80	ε_y	1,15	6,5 a 8,5	v. Tabela 3.6	1,00
ACI 440.2R (2002)	Eq. 3.6	3,0	1,00	Eq. 3.7	ε_y	1,00	Eq. 3.8 e Eq. 3.9	1,00	0,85

Tabela 3.6 – Valores de γ_f recomendados pelo CEB (2001)

Tipo de fibras	Sistemas pré – fabricados sob condições normais de controle de qualidade ou Sistemas curados <i>in situ</i> sob alto grau de controle de qualidade	Sistemas curados <i>in situ</i> sob condições normais de controle de qualidade ou Quaisquer sistemas de reforço sob condições de difícil execução
Carbono	1,20	1,35
Aramida	1,25	1,45
Vidro	1,30	1,50

Tabela 3.7 – Valores do índice redutor C_E sugeridos pelo ACI 440.2R (2002)

Condição de exposição	Tipo de fibras/cola	C_E
Exposição interior	Carbono/epóxi	0,95
	Vidro/epóxi	0,75
	Aramida/epóxi	0,85
Exposição exterior (pontes, cais e garagens abertas)	Carbono/epóxi	0,85
	Vidro/epóxi	0,65
	Aramida/epóxi	0,75
Ambiente agressivo (ataques químicos)	Carbono/epóxi	0,85
	Vidro/epóxi	0,50
	Aramida/epóxi	0,70

De acordo com a MBT (1998b) e o ACI 440.2R (2002), os valores de φ , que são função da ductilidade, de β e de ε_{fud} a serem tomados no dimensionamento de vigas reforçadas para o estado limite último são:

$$\varphi = 0,90, \text{ para } \varepsilon_s \geq 0,005 \quad (3.6a)$$

$$\varphi = 0,70 + \left[0,20(\varepsilon_s - \varepsilon_y) / (0,005 - \varepsilon_y) \right], \text{ para } \varepsilon_y < \varepsilon_s < 0,005; \quad (3.6b)$$

$$\varphi = 0,70, \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (3.6c)$$

$$\beta = 0,85 - \frac{0,05(f_c - 28)}{7} \geq 0,65, \text{ para } f_c > 28 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{fud} \leq \kappa_m C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (3.8)$$

onde:

κ_m é o coeficiente relacionado com a ligação concreto – compósito para que não ocorra a descolamento entre estes e dado por:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60C_E \varepsilon_{fu}^*} \left(1 - \frac{n_f E_f t_f}{360000} \right) \leq 0,90 & , \text{ para } n_f E_f t_f \leq 180000 \\ \frac{1}{60C_E \varepsilon_{fu}^*} \left(\frac{90000}{n_f E_f t_f} \right) \leq 0,90 & , \text{ para } n_f E_f t_f > 180000 \end{cases} \quad (3.9)$$

sendo:

n_f o número de camadas, E_f em MPa, e t_f a espessura de cada camada, em mm, do reforço;

C_E o índice redutor que leva em conta as condições ambientais e os tipos de fibras e de cola (v. Tabela 3.7);

ε_{fu}^* a deformação de ruptura do material de reforço, conforme especificações do fabricante.

Segundo PLEVRIS *et al.* (1995), que realizaram um estudo estatístico considerando diferentes parâmetros (geometria das vigas e propriedades dos materiais, entre outros), o valor para φ é igual a 0,80.

3.4.2 – Dimensionamento ao Cortante

Modelos de cálculo sobre o dimensionamento de vigas de concreto reforçadas ao esforço cortante com materiais compósitos de resina e fibras colados foram propostos (CHAALLAL *et al.*, 1998; KHALIFA *et al.*, 1998; MALEK e SAADATMANESH, 1998; MBT, 1998b; GENDRON *et al.*, 1999, SIKA, 2000; TRIANTAFILLOU e ANTONOPOULOS, 2000; CEB, 2001; COLOTTI e SPADEA, 2001; LI *et al.*, 2001b; ACI 440.2R, 2002; KHALIFA e NANNI, 2002; LI *et al.*, 2002; PELLEGRINO e MODENA, 2002; WANG e CHEN, 2003) e consideram resistência como sendo a soma das parcelas resistentes de mecanismos complementares ao de treliça de Morsch, da armadura transversal interna (estribos) e da armadura de reforço.

A resistência de cálculo de vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras colados de diferentes configurações (confinamento total, chapas contínuas ou tiras nas faces laterais ou na forma de “U”) no estado limite último pode ser determinada pela expressão abaixo, que deve ser menor que a correspondente ao esgotamento da capacidade resistente das diagonais comprimidas.

$$\varphi V_{ud} = \varphi (\varphi_c V_{cd} + \varphi_s V_{sd} + \psi_f \varphi_f V_{fd}) \quad (3.10)$$

onde:

φ , φ_c , φ_s , φ_f e ψ_f são os fatores de redução de resistência (v. Tabela 3.8);

V_{cd} é a parcela do esforço cortante de cálculo resistida por mecanismos complementares ao de treliça (“concreto”);

V_{sd} é a parcela do esforço cortante de cálculo resistida pelos estribos;

V_{fd} é a parcela do esforço cortante de cálculo resistida pelo material de reforço, dada por:

$$V_{fd} = \frac{A_{fw} E_f \varepsilon_{fud} z (\cotg\theta + \cotg\alpha_f) \text{sen}\alpha_f}{s_f} \quad (3.11)$$

sendo:

A_{fw} a área da seção transversal da armadura transversal do compósito, igual a $2n_f t_f b_{sf}$, para reforço com compósito em tiras ou $2n_f t_f s_f$, para reforço contínuo;

b_{sf} a largura do compósito em tiras;

s_f o espaçamento entre compósitos em tiras;

ε_{fud} a deformação última de cálculo do compósito;

z o braço de alavanca;

θ o ângulo de inclinação da biela com relação ao eixo da viga;

α_f o ângulo de inclinação do compósito com relação ao eixo da viga.

A Tabela 3.8 apresenta recomendações quanto a valores de parâmetros utilizados no dimensionamento ao cortante de vigas reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras.

Em função do modo de ruptura, os valores de γ_f sugeridos pelo CEB (2001) são os da Tabela 3.6, caso haja ruptura do compósito, ou 1,30, para ruptura por descolamento e destacamento do compósito.

O manual da MBT (1998b) relata que a deformação ε_{fud} deve ser igual a:

$$\varepsilon_{fud} = k_v \varepsilon_{fu}^* \leq 0,005 \quad (3.12)$$

onde:

k_v é o coeficiente de redução relacionado com a ligação concreto – compósito, igual à unidade, para o caso de reforço fechado, e para outros casos de reforço, igual a:

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \quad (3.13)$$

sendo:

k_1 e k_2 os coeficientes que levam em conta a resistência do concreto à compressão e a configuração de reforço, dados por:

$$k_1 = \left(\frac{f_{cd}}{27} \right)^{2/3} \quad (3.14)$$

com f_{cd} em MPa;

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad (3.15a)$$

para reforço na forma de “U”;

$$k_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \quad (3.15b)$$

para reforço contínuo nas faces laterais;

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0,58}} \quad (3.16)$$

com t_f em mm e E_f em MPa;

d_f a distância, em mm, entre a extremidade superior do reforço e o centróide da armadura longitudinal interna de tração na lateral da viga.

Tabela 3.8 – Valores de Diferentes Parâmetros Utilizados no Dimensionamento ao Cortante de Vigas Reforçadas com Materiais Compósitos

Autor	φ	φ_c	φ_s	φ_f	z	θ (°)	Compósito		
							ε_{fud} (‰)	γ_f	ψ_f
MBT (1998b)	0,85	1,00	1,00	1,00	h_f	45	Eq. 3.12 a Eq. 3.16	1,00	0,85
SIKA (2000)	0,85	0,70	0,90	0,45 (1) ou 0,60 (2)	h_c	-	4,0	1,00	1,00
CEB (2001)	1,00	1,00	1,00	1,00	$0,9d$	45	Eq. 3.17 a Eq. 3.19	Tab. 3.5 (5) ou 1,30 (6)	1,00
ACI 440.2R (2002)	0,85	1,00	1,00	1,00	h_f	45	Eq. 3.21 a Eq. 3.22	1,00	0,85 (3) ou 0,95 (4)

(1) para reforço contínuo;

(2) para reforço em tiras;

(3) para reforço chapas contínuas ou tiras nas faces laterais ou na forma de “U”;

(4) para reforço fechado (confinamento total);

(5) para ruptura por tração diagonal ou ruptura do compósito;

(6) para ruptura por descolamento ou destacamento do compósito;

h_f é a altura do compósito; h_c é a distância entre o bordo mais tracionado da viga e a linha neutra calculada para seção homogeneizada do concreto não fissurado.

Os valores de deformação ε_{fud} propostos pelo CEB (2001) dependem dos tipos de configuração do reforço e de ruptura, e são os seguintes para f_{cm} em MPa e E_f em GPa:

$$\varepsilon_{fud} = \frac{0,136}{\gamma_f} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_{fw}} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu}^* , \quad (3.17)$$

para reforço fechado com compósito de resina e fibras de carbono ou com sistema de ancoragem – ruptura do compósito;

o menor valor entre:

$$\varepsilon_{fud} = \frac{0,52}{\gamma_f} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_{fw}} \right)^{0,56} \cdot 10^{-3} \quad (3.18a)$$

e

$$\varepsilon_{fud} = \frac{0,136}{\gamma_f} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_{fw}} \right)^{0,30} \varepsilon_{fu}^* \quad (3.18b)$$

para reforço com compósito de resina e fibras de carbono de chapas contínuas, tiras ou estribos em “U” – ruptura por descolamento ou ruptura do compósito;

$$\varepsilon_{fud} = \frac{0,038}{\gamma_f} \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_f \rho_{fw}} \right)^{0,47} \varepsilon_{fu}^* , \quad (3.19)$$

para reforço fechado com compósito de resina e fibras de aramida – ruptura do compósito;

onde:

f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão;

ρ_{fw} é a taxa da área da seção transversal da armadura transversal do compósito,

igual a:

$$\rho_{fw} = \frac{2n_f t_f b_{sf}}{bs_f} \quad (3.20a)$$

para reforço com fibras em tiras,

ou

$$\rho_{fv} = \frac{2n_f t_f}{b} \quad (3.20b)$$

para reforço contínuo.

De acordo com o ACI 440.2R (2002), levando-se em conta a configuração do reforço, a deformação ε_{fud} é:

$$\varepsilon_{fud} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fu} \quad (3.21)$$

para reforço fechado,

ou

$$\varepsilon_{fud} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \quad (3.22)$$

para outros casos de reforço, sendo κ_v dado pela Eq. 3.13.

3.4.3 – Avaliação da Resistência da Ligação Concreto – Reforço

A resistência da ligação concreto – material de reforço deve ser avaliada para que seja garantida a transferência de tensões nas interfaces concreto – cola e cola – material de reforço e não ocorram modos de ruptura indesejados em vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras.

Um desses modos é o destacamento do concreto, que acontece quando a tensão cisalhante nessa ligação ultrapassa a tensão cisalhante limite a ser resistida pelo concreto τ_{lim} . De acordo com o modelo de Möhr – Coulomb modificado, τ_{lim} está relacionada diretamente com a resistência do concreto à tração direta e é influenciada pelo tipo e estado do concreto e pelas condições e preparo da camada de substrato.

A Tabela 3.9 mostra algumas expressões propostas por outros autores para avaliação da tensão cisalhante limite para o concreto.

Tabela 3.9 – Valores de Tensão Cisalhante Limite para o Concreto τ_{lim} Segundo Expressões de Outros Autores

Autor	τ_{lim}	Observações
TRIANTAFILLOU (1998a)	$0,25 \frac{f_{ct}}{\gamma_c}$	$\gamma_c = 1,5$
PINTO (2000)	$0,30 f_{ct}$	para concreto no fundo da viga (reforço à flexão)
CERQUEIRA (2000)	$0,50 f_{ct}$	para concreto das laterais da viga (reforço ao cortante)
ADHIKARY e MUTSUYOSHI (2001)	$0,25 f_c^{2/3}$	–
CEB (2001)	$1,80 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0,114 \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$	$f_{ctk} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$; $\gamma_c = 1,5$

3.4.4 – Avaliação de Flechas

Devido aos inúmeros parâmetros que influem nas flechas, dentre eles as propriedades dos materiais e processo construtivo, a avaliação de flechas é aproximada e nesta pode ser utilizada rigidez equivalente para a viga de concreto fissurado. Segundo a NBR 6118 (2003), a rigidez equivalente é dada pela expressão 3.23. O ACI 318.RM (2002) também adota esta rigidez, mas com valor de E_{cs} ligeiramente diferente ($E_{cs} = 4700\sqrt{f_c}$).

$$EI_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (3.23)$$

onde:

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto, igual a:

$$E_{cs} = 4760\sqrt{f_{ck}} \quad (3.24)$$

com f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão em MPa;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, igual ao momento máximo no vão para vigas biapoiadas;

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas, dado por:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ctm} I_c}{y_t} \quad (3.25)$$

sendo:

α o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, igual a 1,2 para seções “T” ou duplo “T”, ou 1,5 para seções retangulares (NBR 6118, 2003);

f_{ctm} a resistência média à tração do concreto, igual a (NBR 6118, 2003):

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (3.26)$$

com f_c a resistência do concreto à compressão em MPa;

y_t a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

O ACI 318.RM (2002) adota α igual a 1,0 e sugere:

$$f_{ctm} = 0,62\sqrt{f_c} \quad (3.27)$$

Por considerarem que o método proposto pelo ACI 318.RM (2002) não leva a resultados de flecha próximos dos reais em vigas de concreto armado reforçadas à flexão com compósitos de resina e fibras, EL-MIHILMY e TEDESCO (2000b) propuseram, de acordo com o valor do momento fletor M atuante na viga de concreto fissurada as seguintes expressões para o cálculo da rigidez equivalente:

$$EI_{eq} = E_{cs} I_{II} \left[1 + \left(1 - \frac{M}{M_y} \right)^3 \right] \quad (3.28)$$

para $M_r \leq M \leq M_y$;

$$EI_{eq} = \frac{M}{\phi} \quad (3.29)$$

para $M_y < M < 0,9M_u$

onde:

M_y é o momento correspondente ao escoamento da armadura interna longitudinal de tração da viga de concreto reforçada, igual a:

$$M_y = E_{cs} I_{II} \phi_y = \frac{f_y I_{II}}{\alpha_s (d - x)} \quad (3.30)$$

sendo:

ϕ_y a curvatura correspondente ao escoamento da armadura interna da viga de concreto reforçada, dada por:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x} \quad (3.31)$$

x a altura da linha neutra da seção de concreto fissurada;

α_s a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

M_u é o momento último da viga reforçada, segundo o ACI 318.RM (2002);

ϕ é a curvatura da viga de concreto reforçada para o momento M , igual a:

$$\phi = \phi_y + \frac{(M - M_y)}{(M_u - M_y)} (\phi_u - \phi_y) \quad (3.32)$$

sendo:

ϕ_u a curvatura de ruptura da viga de concreto reforçada.

3.4.5 – Avaliação de Abertura de Fissuras de Flexão

Vários são os parâmetros que influem no desenvolvimento de abertura de fissuras de flexão em vigas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras. Os que têm maior relevância são as deformações dos materiais e o espaçamento entre as fissuras, que é função do cobrimento do concreto, dos espaçamento, diâmetro e taxa da armadura longitudinal interna de tração, e taxa da armadura de reforço e sua ligação com o concreto.

A expressão para avaliação do valor característico da abertura de fissuras de flexão w_k em vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibra, de acordo com o CEB (2001), é a seguinte:

$$w_k = 2,1 \left(\frac{M}{d} \right) \left(\frac{A_{cr}}{A_s E_s + A_f E_f} \right) \left(\frac{l}{p_s + 0,694 p_f} \right) \quad (3.33)$$

onde:

M é o momento fletor atuante na viga;

A_{cr} é a área da seção transversal de concreto tracionada que deve ser o menor valor entre:

$$A_{cr} = 2,5b(h - d) \quad (3.34)$$

ou

$$A_{cr} = \frac{b}{3}(h - x) \quad (3.35)$$

sendo b , h e d a largura, a altura total e a altura útil da viga;

A_s e E_s são a área da seção transversal e o módulo de elasticidade longitudinal da armadura interna da viga;

A_f e E_f são a área da seção transversal e o módulo de elasticidade da armadura de reforço;

p_s é o perímetro total da seção da armadura interna longitudinal da viga;

p_f é o comprimento colado da seção da armadura de reforço, devendo ser maior

que:

$$p_f \geq 10,1 \left(\frac{M}{d} \right) \left(\frac{A_{cr}}{A_s E_s + A_f E_f} \right) - 1,44 p_s \quad (3.36)$$

3.5 – Considerações Gerais

A área e as propriedades dos materiais (concreto, armaduras interna e de reforço), o detalhamento e a execução do reforço, junto com seus sistemas de ancoragem, e o estado das vigas a serem reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras colados são os parâmetros que mais afetam seu comportamento.

Valores de aumento de resistência da viga reforçada com relação à sem reforço verificados em ensaios foram até cerca de 335%, para reforço à flexão

(TRIANTAFILLOU e PLEVRIS, 1992), e até 330%, para reforço ao cortante (TÄLJSTEN e ELFGREN, 2000) com compósitos.

Parece ser consensual que o emprego de adequados sistemas de ancoragem nas extremidades do reforço e nas regiões de maiores aberturas de fissuras de vigas, e a limitação, no estado limite último, da deformação do compósito, além da utilização de colas com maior capacidade de deformação, levam a significativos aumentos de resistência, de rigidez e de controle de fissuração, devido ao melhor aproveitamento das propriedades do reforço.

Limitando para cada tipo de reforço o valor da deformação do material de reforço, rupturas indesejáveis devidas a descolamento e/ou destacamento do reforço podem ser evitadas.

Em razão de ser uma técnica recente, recomendações sobre reforço de vigas com compósitos apresentam fatores de ponderação de resistência destes bem distintos entre si, que variam entre 1,00 a 4,00 (SIKA, 2000; CEB, 2001).

A qualidade da ligação das interfaces concreto – cola – material de reforço afeta o desempenho de vigas reforçadas. Nas interfaces ocorre a transferência de tensões que pode garantir a compatibilidade de deformações entre os materiais, necessária para que se tenha eficiência do reforço.

Para evitar-se dano local do material de reforço, cantos angulosos devem ser arredondados. O manual do CEB (2001) propõe o valor de 30 mm para o raio de arredondamento de cantos angulosos na superfície do concreto, contra o valor de 13 mm sugerido pelo ACI 440.2R (2002).

Segundo o ACI 440.2R (2002), a resistência do substrato de concreto à tração direta mínima deve ser de 1,4 MPa. Para esta última, os manuais da SIKA (2000) e do CEB (2001) sugerem o valor de 1,0 MPa. Além disso, devem ser seguidas instruções do fabricante do material de reforço para sua aplicação quanto ao preparo, limpeza, condição de umidade e nivelamento da superfície do concreto.

O CEB (2001) limita o número de camadas de reforço em 3, para o caso de reforço pré – fabricado (lâminas), e em 5, para reforços curados *in situ*. Já o ACI 440.2R (2002) não faz referência ao número limite de camadas de reforço, mas destaca que a ligação concreto – material de reforço deva ser feita de forma que se garanta a transferência de tensões entre os materiais.

CAPÍTULO 4

REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO COM MATERIAIS COMPÓSITOS DE RESINA E FIBRAS

4.1 – Introdução

Pilares de concreto podem ser confinados interna ou externamente. O mais tradicional e eficiente método de confinamento interno é o que, em pilares de seção transversal circular (colunas), utiliza espiras de aço de pequeno passo ou estribos com reduzido espaçamento. Em pilares de seção quadrada e retangular, a eficiência do confinamento provido por estribos é menor que nos de seção circular. Já o confinamento externo pode ser feito por meio do uso de diferentes técnicas (FRANGO *et al.*, 1995), sendo as mais comuns com concreto armado projetado ou tubos de aço ou, mais recentemente, com materiais compósitos de resina e fibras.

Nas construções industriais de concreto e nas estruturas sujeitas a abalos sísmicos são muito usados os tubos de aço, de diferentes formas (SUSANTHA *et al.*, 2001), como elemento confinante, pois estes aumentam a rigidez, resistência, ductilidade e estabilidade dos pilares (RAMÍREZ *et al.*, 1997; SHAMS e SAADEGHVAZIRI, 1997; SCHNEIDER, 1998; ROEDER *et al.*, 1999; FARUQI *et al.*, 2000; OYAWA *et al.*, 2001; JOHANSSON e GYLLTOFT, 2002).

As principais desvantagens do emprego de tubos de aço como reforço (FARDIS e KHALILI, 1982; SHAHAWY *et al.*, 2000) são o alto custo de manutenção contra corrosão, a baixa resistência ao fogo, as possíveis ocorrências de ruptura prematura do tubo de aço devido ao seu elevado módulo de elasticidade (concentração de tensão localizada) e de separação dos materiais nos estágios iniciais de carregamento (concreto e tubo de aço) devido ao maior coeficiente de Poisson do aço, além da necessidade de guias para transporte do tubo e execução do reforço.

Em substituição aos tubos de aço, por serem mais resistentes e duráveis (MIRMIRAN e SHAHAWY, 1996; HANNA e JONES, 1997), de fáceis manuseio e instalação, compósitos de resina e fibras colados ao concreto surgiram como uma boa alternativa a ser considerada no confinamento externo. Podem ser mantas flexíveis unidirecionais (folhas) ou bidirecionais (tecidos), pré-impregnadas ou não. Também podem ser feitos por meio de tubos de compósitos pré-moldados, que apresentam em relação aos anteriormente citados as desvantagens (SHAHAWY *et al.*, 2000) de necessitarem de fôrmas para executá-los e de guindastes para manuseio e transporte.

O confinamento provido tanto por armadura interna como por armadura externa só se manifesta quando há a dilatação transversal do concreto comprimido (confinamento passivo). Depois de certo nível de tensão longitudinal, o núcleo do concreto passa a ser submetido a um estado triaxial de compressão, o que o leva a um ganho de resistência e ductilidade. Estudos existentes sobre o reforço de pilares de concreto por meio de materiais compósitos de resina e fibras têm comprovado sua eficiência, conduzindo ao aumento de suas resistência à compressão e ductilidade, ainda que sob ataques químicos (águas salinas), ciclos de gelo e degelo (TOUTANJI, 1999a; TOUTANJI e BALAGURU, 1998; KARBHARI *et al.*, 2000; KARBHARI (2002); TOUTANJI e DENG, 2002; TOUTANJI e SAAFI, 2001) e corrosão da armadura interna (LEE *et al.*, 2000).

A aplicação desses materiais compósitos de resina e fibras é geralmente feita de modo contínuo ou parcial (em tiras), e as fibras podem ser dispostas perpendicularmente ou de forma inclinada (helicoidal) em relação ao eixo longitudinal do pilar. O reforço realizado de modo contínuo e com fibras perpendiculares ao eixo longitudinal do pilar é o que conduz a um confinamento mais eficiente.

Neste capítulo é feito resumo do estado da arte sobre estudos já realizados que tratam do comportamento de pilares de concreto reforçados com compósitos de resina e fibras, abordando-se espécimes de concreto submetidos à compressão centrada, curvas tensão – deformação do concreto confinado, modos de ruptura, fórmulas para avaliação da resistência e deformação última e procedimentos de dimensionamento do reforço dos pilares.

4.2 – Comportamento do Concreto Confinado

O comportamento do concreto confinado, que pode ser analisado por meio das curvas tensão – deformação nas direções longitudinal e transversal e tensão – deformação volumétrica, e do modo de ruptura, varia de acordo com as propriedades do material de confinamento e do concreto (XIAO e WU, 2000; LAU e ZHOU, 2001a,b), além do tipo de seção transversal e dimensões do elemento do concreto.

Os materiais compósitos de resina e fibras apresentam curva tensão – deformação linear até a ruptura e elevada resistência à tração em relação ao aço. Estes materiais exercem, quando ultrapassado o estágio inicial de carregamento, uma ação de confinamento no concreto, que cresce continuamente com o aumento da tensão longitudinal e da deformação transversal do concreto, ao contrário do aço, que confina de maneira constante o concreto quando entra em escoamento.

Caso seja requerido um maior valor de resistência do concreto confinado, recomenda-se a utilização de compósitos de fibras de carbono, por serem mais resistentes e rígidos. Os compósitos de fibras de vidro ou de aramida são os mais indicados para concretos confinados em que se deseje uma maior ductilidade (CEB, 2001).

Quando submetidos a uma mesma taxa de armadura de reforço, concretos de maior resistência apresentam menores valores de resistência à compressão relativa f_{cc}/f_{co} (relação entre a resistência do concreto confinado e a resistência do não confinado) que os de menor resistência. Elementos de concreto de seção transversal circular confinados são os que têm melhor desempenho quando comparados com os de seção transversal quadrada ou retangular, pois neste tipo de seção a tensão lateral de confinamento é uniforme ao longo do seu perímetro.

Para diminuir os efeitos da não uniformidade da tensão lateral de confinamento nos elementos de concreto confinado de seção transversal quadrada ou retangular, é feito o arredondamento das suas arestas.

4.2.1 – Curvas Tensão – Deformação

Segundo MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) e SAAFI *et al.* (1999), as curvas tensão – deformação dos pilares de concreto simples de seção transversal circular (colunas) confinados com compósito de resina e fibras não possuem ramo descendente e podem ser consideradas como sendo do tipo das mostradas na Figura 4.1. Ramo descendente pode surgir para baixos níveis de tensão de confinamento (HARRIES e KHAREL, 2003).

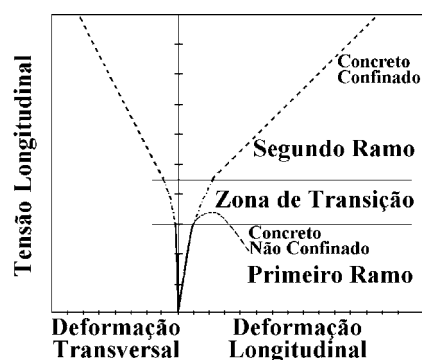


Figura 4.1 – Curvas de Tensão – Deformação (Longitudinal e Transversal) Simplificadas de Colunas de Concreto Confinadas com Materiais Compósitos de Resina e Fibras

No primeiro trecho, as curvas do concreto sem e com confinamento são similares, pois, para baixos níveis de tensão longitudinal, a deformação transversal do concreto é insuficiente para ativar o confinamento. Com o aumento da tensão longitudinal e das deformações transversais do concreto, este passa a ficar num estado triaxial de compressão. Para níveis de tensão longitudinal próximos à resistência do concreto não confinado à compressão, como consequência da fissuração do concreto, há o início da curva de transição e da ação do confinamento por parte do compósito. A terceira região corresponde à total ação de confinamento e depende principalmente da rigidez do compósito.

No caso de pilares de concreto de seção transversal quadrada ou retangular, devido à não uniformidade de tensão de confinamento no plano da seção, as curvas tensão – deformação podem apresentar um ramo descendente. Segundo MIRMIRAN *et al.* (1998), que ensaiaram pilaretes de concreto de seção transversal quadrada confinados com tubos de compósito de fibras de vidro, este ramo descendente tende a se estabilizar para uma tensão axial cerca de 70% da resistência do concreto não confinado à compressão, independentemente do nível de confinamento aplicado (v. Figura 4.2).

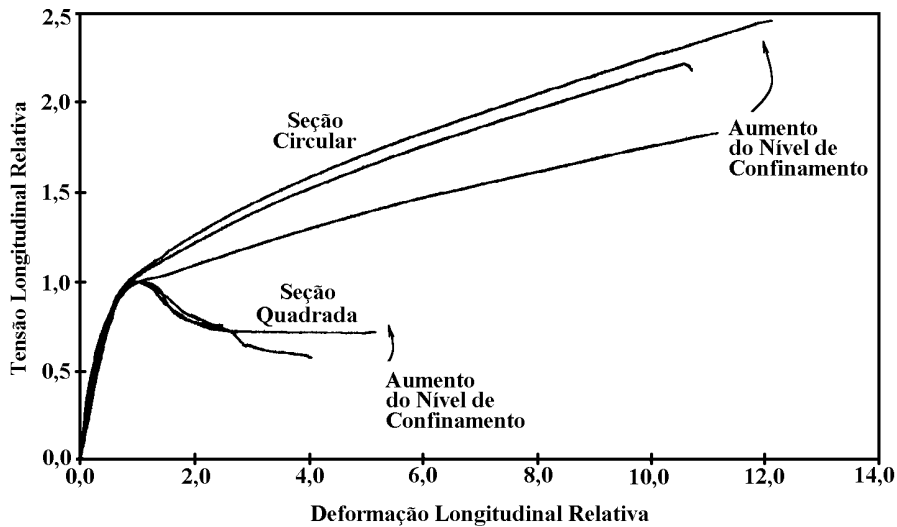


Figura 4.2 – Efeito da Seção Transversal nas Curvas Tensão Relativa (σ_c/f_{co}) – Deformação Longitudinal Relativa ($\varepsilon_c/\varepsilon_{co}$) Segundo MIRMIRAN *et al.* (1998)

Pilares curtos de concreto de seção transversal quadrada confinados com compósitos de fibras (carbono ou aramida) colados foram estudados por ROCHETTE e LABOSSIERE (2000). Os resultados dos ensaios mostraram que a curva tensão – deformação pode apresentar, de acordo com o valor do raio das arestas arredondadas, só ramo ascendente (raio de maior valor) ou ramos ascendente e descendente (raio de menor valor).

A Figura 4.3 mostra as curvas tensão – deformação dos pilares de seção transversal quadrada (152 mm x 152 mm) confinados com três (S38-C3) ou cinco (S5-C5) camadas de compósito de fibras de carbono colado, tendo valores do raio das arestas arredondadas iguais a 38 mm e 5 mm, respectivamente.

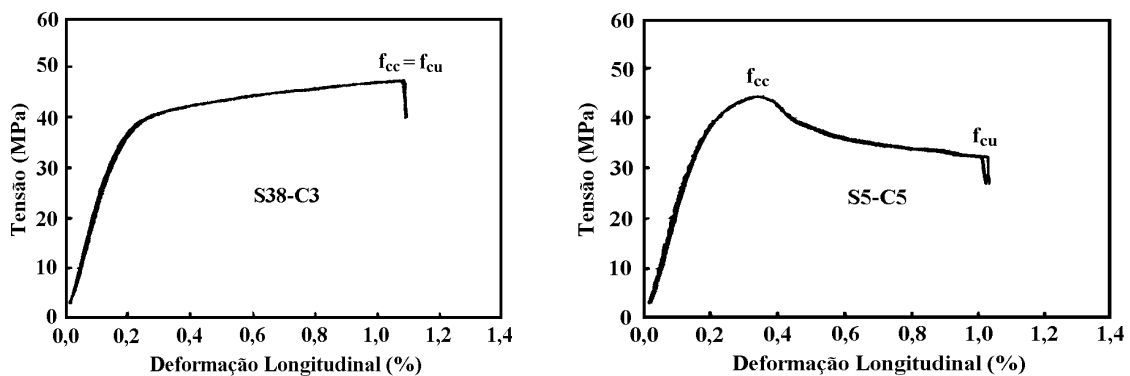


Figura 4.3 – Curvas Tensão – Deformação de Pilares de Seção Transversal Quadrada Ensaados por ROCHETTE e LABOSSIERE (2000)

4.2.2 – Deformação Volumétrica

A avaliação da deformação volumétrica de concretos sem confinamento ou confinados com materiais compósitos de resina e fibras conduz a um melhor entendimento do seu comportamento.

Para o caso de pilares de seção transversal circular ou quadrada, a deformação volumétrica ε_{cv} do concreto com ou sem confinamento pode ser dada por:

$$\varepsilon_{cv} = \varepsilon_c + 2\varepsilon_{ct} \quad (4.1)$$

onde:

ε_c é a deformação do concreto na direção longitudinal;

ε_{ct} é a deformação do concreto na direção transversal.

Segundo CHEN (1982), para concretos usuais não confinados submetidos à compressão uniaxial, há a redução do seu volume até uma tensão de cerca de 90% da sua resistência à compressão; de uma tensão igual a 90% da sua resistência à compressão até a tensão igual à sua resistência, ocorre uma expansão inelástica. Após a tensão igual à sua resistência, há uma expansão instável.

Na Figura 4.4 pode ser vista a variação da deformação volumétrica com a tensão longitudinal aplicada em espécimes de concreto confinado com tubos de compósito de fibras de vidro tendo diferentes números de camadas de fibras (MIRMIRAN e SHAHAWY, 1997). Nota-se que, para uma adequada taxa de compósito de fibras de vidro, a dilatação do concreto confinado pode ser efetivamente restringida.

Derivando-se a Equação 4.1 com relação à deformação longitudinal chega-se a:

$$\frac{\partial \varepsilon_{cv}}{\partial \varepsilon_c} = 1 + 2\mu \quad (4.2)$$

onde:

μ é a derivada da deformação transversal em relação à deformação longitudinal, ou seja, taxa de variação da deformação transversal em relação à da deformação longitudinal.

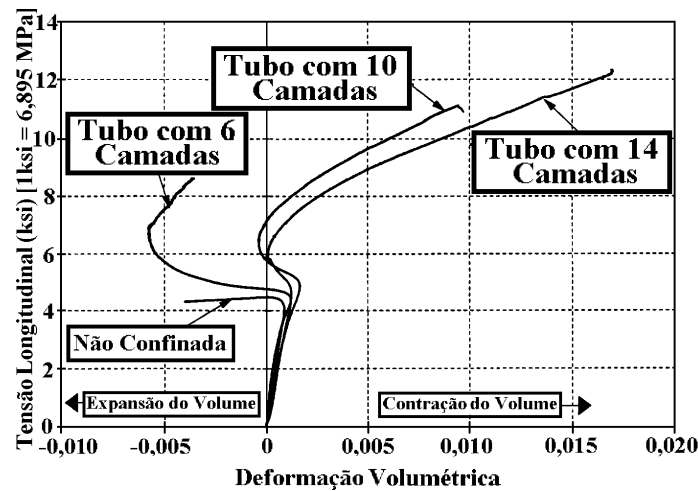


Figura 4.4 – Curvas Tensão Longitudinal – Deformação Volumétrica de Espécimes com $f_{co} = 32\text{MPa}$ Ensaçados por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)

A taxa de variação da deformação transversal em relação à da deformação longitudinal experimental μ_{exp} é calculada para cada duas medições de deformações consecutivas, com o uso da seguinte equação:

$$\mu_{exp} = \frac{\Delta \epsilon_{ct}}{\Delta \epsilon_c} \quad (4.3)$$

Como pode ser visto na Figura 4.5, as curvas de taxa de variação da deformação transversal em relação à da deformação longitudinal em função da deformação longitudinal, para espécimes de concreto confinados com diferentes números de camadas de compósito de fibras de vidro (MIRMIRAN e SHAHAWY, 1997), dividem-se em três regiões distintas. A taxa inicial μ_o é igual ao coeficiente de Poisson do concreto não confinado, permanecendo constante durante os primeiros estágios de carregamento. Com o surgimento das microfissuras, μ começa a aumentar até alcançar um valor máximo $\mu_{máx}$, e depois decresce, estabilizando-se num valor μ_u .

O comportamento acima descrito foi o mesmo encontrado por WANG e RESTREPO (2001), que estudaram o comportamento de pilares de concreto armado, de seção transversal quadrada e retangular, confinados externamente com compósito de resina e fibras de vidro colado.

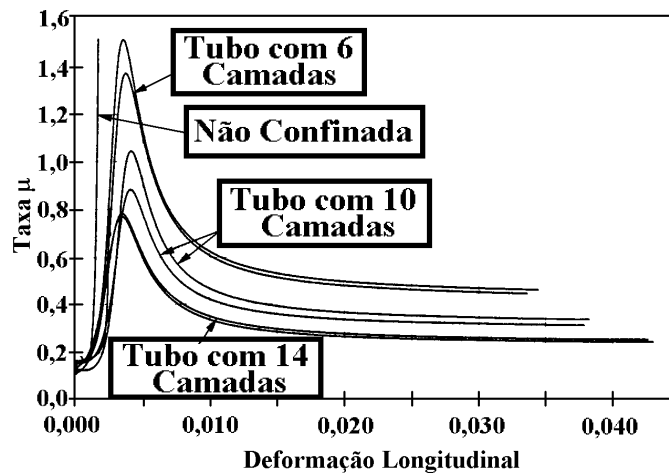
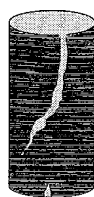


Figura 4.5 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Espécimes com $f_{co} = 32\text{MPa}$ Ensaiaados por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)

Segundo MIRMIRAN e SHAHAWY (1997), os valores máximo e último da taxa μ do concreto confinado com tubos de compósito dependem da rigidez do compósito e da resistência do concreto não confinado, e que havendo uma quantidade adequada de compósito, o agente confinante pode evitar a dilatação volumétrica e revertê-la para uma redução volumétrica, devido ao seu comportamento linear elástico.

4.2.3 – Modos de Ruptura

A ruptura das colunas de concreto confinadas com tubos de compósito de fibras de vidro ensaiadas por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) e SAAFI *et al.* (1999) deu-se pela ruptura do compósito próximo à meia altura das mesmas, sendo possível ouvir ruídos nos estágios de fissuração do núcleo de concreto até a ruptura do material confinante. Apesar de ser brusca, ocorreu com alguns sinais prévios (sons e mudança de cor da resina). Os espécimes confinados com tubos de compósito de fibras de carbono tiveram ruptura mais brusca que as com tubos de fibras de vidro, tendo ocorrido simultaneamente a ruptura do núcleo de concreto e do material confinante numa forma de cone (v. Figura 4.6).



Tubos de Compósito de Fibras de Vidro



Tubos de Compósito de Fibras de Carbono

Figura 4.6 – Modos de Ruptura de Espécimes de Concreto Confinado Ensaiaados por SAAFI *et al.* (1999)

A ruptura dos espécimes de seção circular de TOUTANJI (1999b) de concreto confinado com compósito de fibras colado foi sem aviso prévio, mais estrondosa para os espécimes com compósito de fibras de carbono mais rígido, e deu-se com a ruptura do compósito, que ocorreu no trecho entre um quarto e a metade da sua altura. Após a ruptura do material confinante, o concreto rompeu, sendo possível a visualização de uma fina camada deste aderida ao compósito.

Rupturas semelhantes foram observadas por SHAHAWY *et al.* (2000) e por TENG e LAM (2002), sendo que estes últimos pesquisadores ensaiaram espécimes de diferentes seções transversais elípticas e observaram que os de menor relação entre os eixos maior e menor da elipse tiveram ruptura mais brusca e a ruptura do reforço deu-se na face de maior dimensão.

Nos espécimes de seção transversal quadrada confinados com tubos ou compósito de fibras colado ensaiados por MIRMIRAN *et al.* (1998), a ruptura deu-se nas arestas arredondadas, devido à concentração de tensões nestas regiões. Os raios das arestas arredondadas eram 6,4 mm e 10 mm, respectivamente.

O colapso das colunas de concreto armado confinadas com compósito de fibras colado ensaiadas por MATTHYS (2000) deu-se pela ruptura do material confinante em região à meia altura. Na iminência da ruptura, iniciou-se a flambagem da armadura longitudinal interna e o esmagamento do núcleo de concreto das amostras. Os pilares de seção transversal quadrada e retangular apresentaram ruptura do compósito em uma ou mais das arestas arredondadas (raios de 15 mm ou 30 mm).

Nos espécimes ensaiados, foram usados comprimentos de traspasse do compósito colado variando entre 40 mm e 200 mm, não se tendo verificado ruptura nas regiões de traspasse.

4.2.4 – Parâmetros Influentes

Vários são os parâmetros influentes no comportamento de pilares confinados externamente com compósitos de resina e fibras. Os mais relevantes são os que se referem às propriedades do material confinante e do concreto, além da geometria e da

taxa de armadura interna do pilar. Na Tabela 4.1 podem ser vistos os principais parâmetros variados nos diferentes estudos relatados na literatura.

Tabela 4.1 – Parâmetros Variados em Estudos Realizados

Parâmetro Variado	Autor	
	Concreto Simples	Concreto Armado
Tipos de resina e fibras	NANNI e BRADFORD (1995) WATANABE <i>et al.</i> (1997) SAAFI <i>et al.</i> (1999) TOUTANJI (1999b) ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) AIRE <i>et al.</i> (2001) PESSIKI <i>et al.</i> (2001) SILVA e SANTOS (2001) SUTER e PINZELLI (2001) THÉRIAULT <i>et al.</i> (2001)	MATTHYS (2000) PESSIKI <i>et al.</i> (2001) PLAKANTARAS <i>et al.</i> (2001) TAN (2002)
Taxa de armadura do reforço	NANNI e BRADFORD (1995) MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997) WATANABE <i>et al.</i> (1997) MIRMIRAN <i>et al.</i> (1998) SAMAAN <i>et al.</i> (1998) SAAFI <i>et al.</i> (1999) ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) SHAHAWY <i>et al.</i> (2000) XIAO e WU (2000) AIRE <i>et al.</i> (2001) PESSIKI <i>et al.</i> (2001) SILVA e SANTOS (2001) SUTER e PINZELLI (2001) THÉRIAULT <i>et al.</i> (2001) TENG e LAM (2002) KARABINIS e ROUSAKIS (2002) FERREIRA e BARROS (2003) HARRIES e KHAREL (2003)	HOSOTANI <i>et al.</i> (1997) MATTHYS (2000) COLE e BELARBI (2001) PLAKANTARAS <i>et al.</i> (2001) WANG e RESTREPO (2001) CARRAZEDO <i>et al.</i> (2002) TAN (2002)
Orientação das fibras	-	MATTHYS (2000) PARRETTI e NANNI (2002) TAN (2002)
Forma e dimensões da seção transversal	MIRMIRAN <i>et al.</i> (1998) ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) PESSIKI <i>et al.</i> (2001) SILVA e SANTOS (2001) SUTER e PINZELLI (2001) THÉRIAULT <i>et al.</i> (2001) TENG e LAM (2002)	HOSOTANI <i>et al.</i> (1997) MATTHYS (2000) COLE e BELARBI (2001) PESSIKI <i>et al.</i> (2001) WANG e RESTREPO (2001) PAULA e SILVA (2002)
Raio das arestas arredondadas	ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) SUTER e PINZELLI (2001)	MATTHYS (2000) COLE e BELARBI (2001) PAULA e SILVA (2002)
Resistência do concreto à compressão	MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997) MIRMIRAN <i>et al.</i> (1998) SHAHAWY <i>et al.</i> (2000) XIAO e WU (2000) AIRE <i>et al.</i> (2001) SUTER e PINZELLI (2001) KARABINIS e ROUSAKIS (2002)	DEMERS e NEALE (1999)
Taxa de armadura interna	-	DEMERS e NEALE (1999) PLAKANTARAS <i>et al.</i> (2001) SILVA e SANTOS (2001) CARRAZEDO <i>et al.</i> (2002)
Condição de carregamento antes do reforço	-	DEMERS e NEALE (1999) PLAKANTARAS <i>et al.</i> (2001) SILVA e SANTOS (2001)

Resumem-se a seguir as principais conclusões de estudos existentes sobre a influência de diferentes parâmetros no comportamento de pilares confinados externamente com materiais compósitos de resina e fibras.

4.2.4.1 – Tipos de Resina e Fibras

Os resultados dos ensaios revelaram que a resistência e a ductilidade dos espécimes de concreto confinado com materiais compósitos de resina e fibras foram dependentes do tipo de fibras do elemento confinante, expresso pelos seus valores de resistência e rigidez.

Para uma mesma taxa de elemento confinante, a resistência do concreto confinado tendeu a aumentar quando se utilizaram fibras de maior resistência (aramida e carbono) e, com o uso de fibras de menor módulo de elasticidade (vidro e aramida), a ductilidade tendeu a aumentar (SAADATMANESH *et al.*, 1994; WATANABE *et al.*, 1997; SAAFI *et al.*, 1999; TOUTANJI, 1999b; ROCHETTE e LABOSSIÈRE, 2000; AIRE *et al.*, 2001; PLAKANTARAS *et al.*, 2001; SUTER e PINZELLI, 2001).

O mesmo efeito foi observado por WATANABE *et al.* (1997), SAAFI *et al.* (1999), TOUTANJI (1999b), MATTHYS (2000) e SILVA e SANTOS (2001) entre espécimes de concreto confinado com dois ou três tipos de fibras de carbono com diferentes módulos de elasticidade.

4.2.4.2 – Taxa e Orientação das Fibras

Resultados de ensaios nos estudos revisados corroboraram que o aumento da taxa de reforço de pilares de concreto com materiais compósitos de resina e fibras leva a maiores ganhos de resistência e de ductilidade.

O efeito do confinamento parcial (taxa volumétrica de reforço ρ_f de 0,01% a 0,94%), expresso em tiras de compósito de resina e fibras de carbono de diferentes larguras (15 mm, 30 mm, 45 mm, 60 mm e 300 mm), espaçamentos entre as tiras (30 mm a 85 mm) e camadas de reforço (1 a 7), no comportamento de pilares de concreto simples de seção transversal circular foi avaliado por FERREIRA e BARROS (2003).

Os reforços feitos com apenas uma ou cinco tiras de compósito de 15 mm de largura, tendo sido variado o número de camadas de reforço de 1 a 6 para os espécimes

com uma tira de compósito (ρ_f de 0,01% a 0,07%) e de 1 a 4 para os de cinco tiras de compósito (ρ_f de 0,06% a 0,22%), foram ineficientes, pois o aumento da capacidade resistente com relação ao espécime não confinado foi insignificante e as curvas tensão – deformação longitudinal de todos os espécimes confinados apresentaram ramo descendente.

Os espécimes que tiveram 3 tiras de 30 mm de largura confinados com 3, 5 ou 7 camadas de reforço (ρ_f de 0,20% a 0,47%) apresentaram patamar constante em suas curvas tensão – deformações longitudinal e transversal e ganho de resistência com relação ao espécime não confinado de até 33%.

A partir do confinamento parcial com 4 tiras de 30 mm de largura (ρ_f de 0,27% a 0,94%), as curvas tensão – deformações longitudinal e transversal dos espécimes reforçados apresentaram ramo ascendente até sua ruptura e ganhos de capacidade resistente com relação ao espécime não confinado de 19% até 135%.

Apesar de possuírem mesma taxa de reforço (ρ_f de 0,40% a 0,94%), os espécimes com 4 tiras de 45 mm de largura tiveram maior ganho de resistência com relação ao espécime não confinado que os espécimes com 3 tiras de 60 mm de largura, mas apresentaram menor capacidade de deformação.

Os espécimes confinados totalmente com 3, 5 ou 7 camadas de reforço foram os que apresentaram maior eficiência em termos de resistência. O ganho de ductilidade com relação ao espécime não confinado situou-se em média em torno de 639%. O confinamento com 7 camadas de reforço levou a ganho de capacidade resistente com relação ao espécime confinado com 5 camadas de reforço insignificante, de apenas 6%.

Na Figura 4.7 constam curvas que relacionam a tensão na direção longitudinal com as deformações nas direções longitudinal e transversal. Estas foram obtidas por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997), para espécimes de seção transversal circular confinados com tubos de compósito de resina e fibras de vidro, e mostram como o efeito favorável do confinamento aumenta à medida que aumenta o número de camadas do agente confinante.

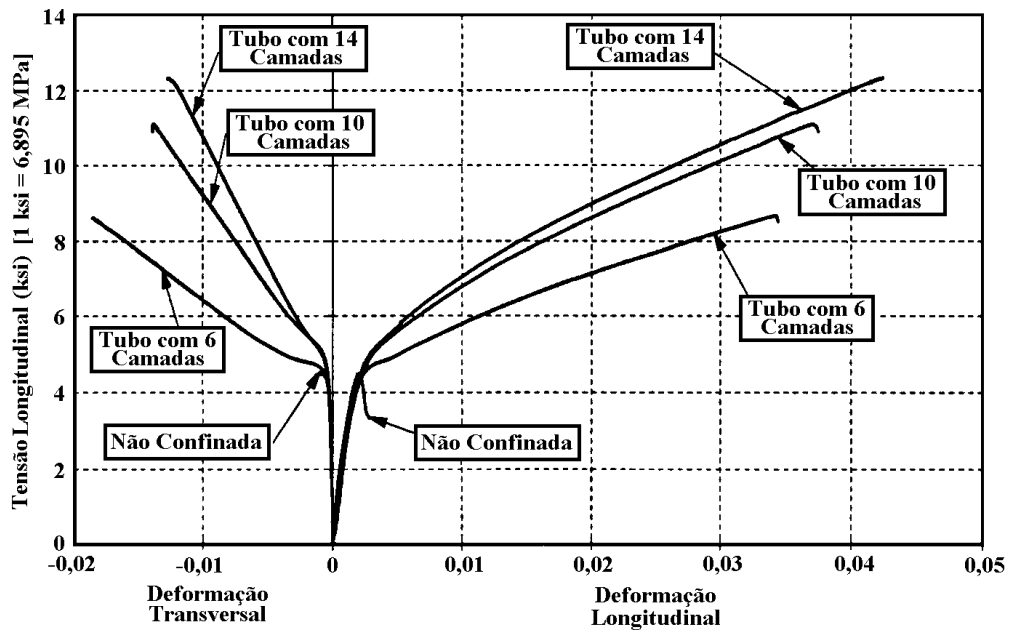


Figura 4.7 – Curvas Tensão – Deformação de Espécimes Ensaçados por MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) com $f_{co} = 32,0$ MPa

O confinamento parcial provido por tiras de compósitos de fibras de carbono e de vidro colados foi estudado por HOSOTANI *et al.* (1997) e MATTHYS (2000) em pilares de concreto armado.

Pilares curtos de concreto de seção transversal circular ou quadrada sem armadura transversal interna, com barras de aço longitudinais de 6 mm de diâmetro e de resistência ao escoamento de 295 MPa ($\rho_l = 1,00$ %), confinados com compósitos de resina e fibras de carbono colados em tiras ou de forma contínua (ρ_f variando de 0,05% a 1,50%), foram ensaiados por HOSOTANI *et al.* (1997).

Esses autores concluíram que, com o incremento da taxa volumétrica de reforço ρ_f de 0,05% a 0,15%, a resistência do concreto confinado e a deformação longitudinal correspondente a esta tensão não necessariamente aumentaram e mostraram-se independentes do tipo de seção transversal (circular ou quadrada). Para valores de ρ_f maiores que 1,00%, pôde-se notar a maior eficiência do reforço (confinamento contínuo), traduzida pela não existência de ramo descendente nas curvas tensão – deformação (v. Figura 4.8).

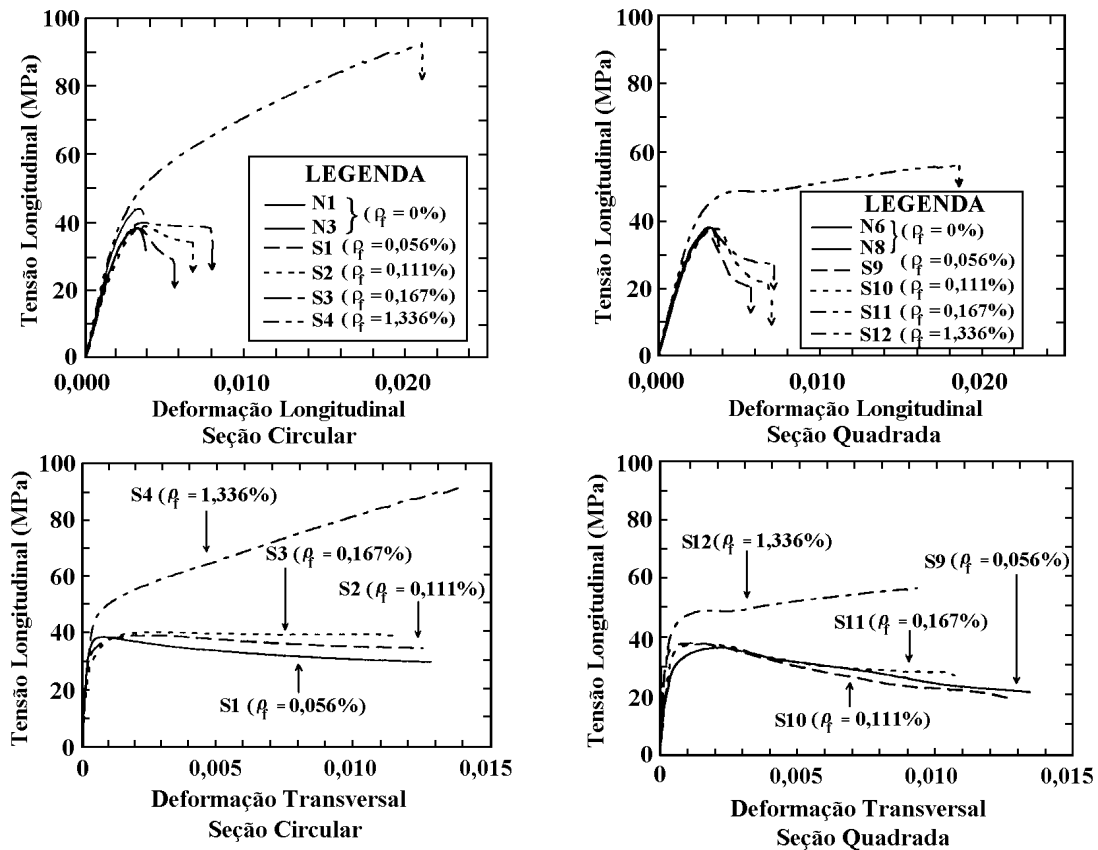


Figura 4.8 – Curvas Tensão – Deformação de Espécimes Confinados com Fibras de Menor Módulo de Elasticidade Ensaaiados por HOSOTANI *et al.* (1997)

Verificou-se também que os espécimes confinados com compósito de fibras de carbono de maior módulo de elasticidade (H) tiveram maiores valores de resistência e menores de ductilidade que os confinados com compósito de menor módulo de elasticidade (S), independentemente do tipo de seção transversal (v. Figura 4.9). Em todos os casos, a eficiência do confinamento foi maior para os espécimes de seção transversal circular.

MATTHYS (2000) investigou o efeito do confinamento parcial ($\rho_f = 0,60\%$) provido por quatro camadas de tiras de 200 mm de largura de compósitos de resina e fibras de vidro, com fibras na direção transversal (espaçamento livre de 200 mm) ou posicionadas em hélice (passo de 400 mm e espaçamento livre de 200 mm), em pilares de concreto armado de seção transversal circular.

Barras de 12 mm de diâmetro, possuindo tensão de escoamento igual a 620 MPa, formaram a armadura longitudinal interna ($\rho_l = 0,90\%$). A armadura transversal interna consistiu em barras de 8 mm de diâmetro, espaçadas de 140 mm e com tensão de

escoamento igual a 560 MPa. Na Figura 4.10 podem ser vistos os detalhes dos espécimes ensaiados.

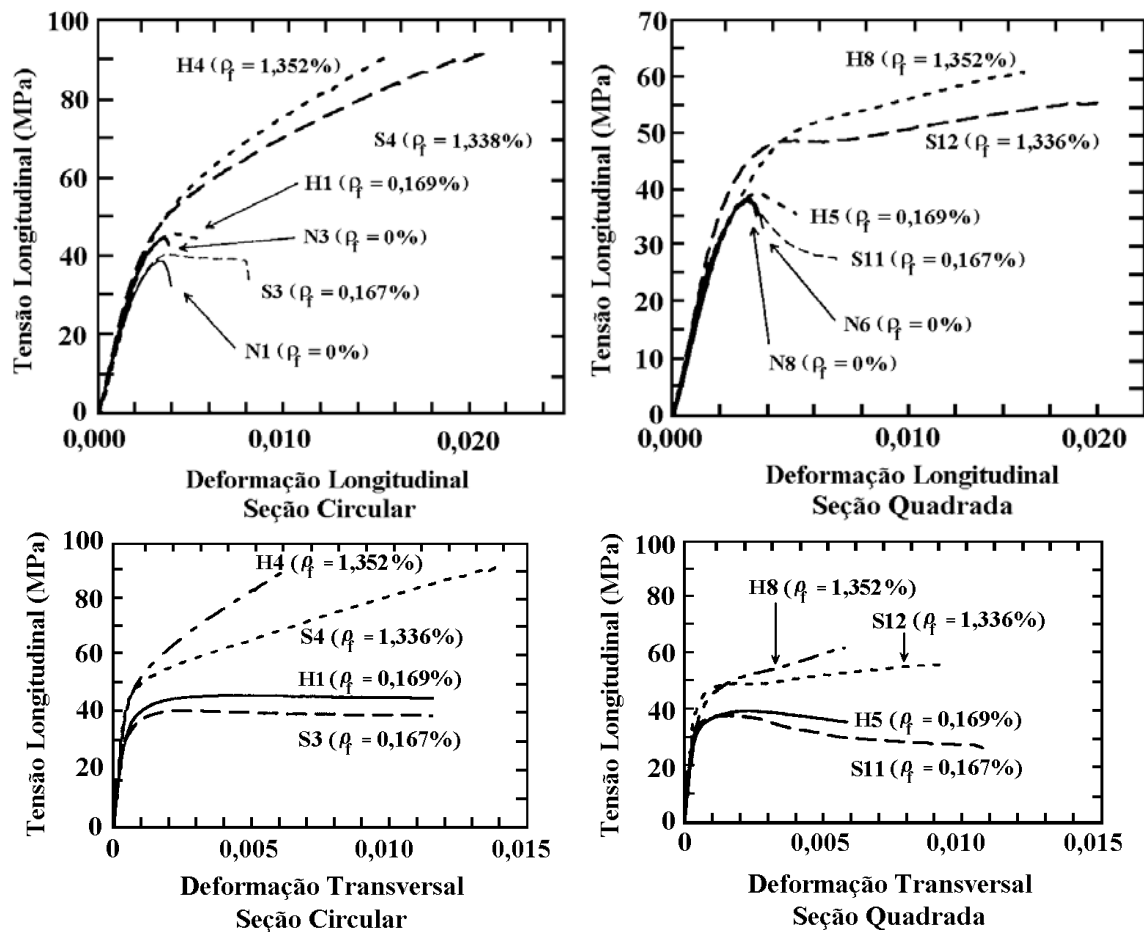


Figura 4.9 – Efeito do Tipo de Fibras nas Curvas Tensão – Deformação dos Espécimes Ensaçados por HOSOTANI *et al.* (1997)

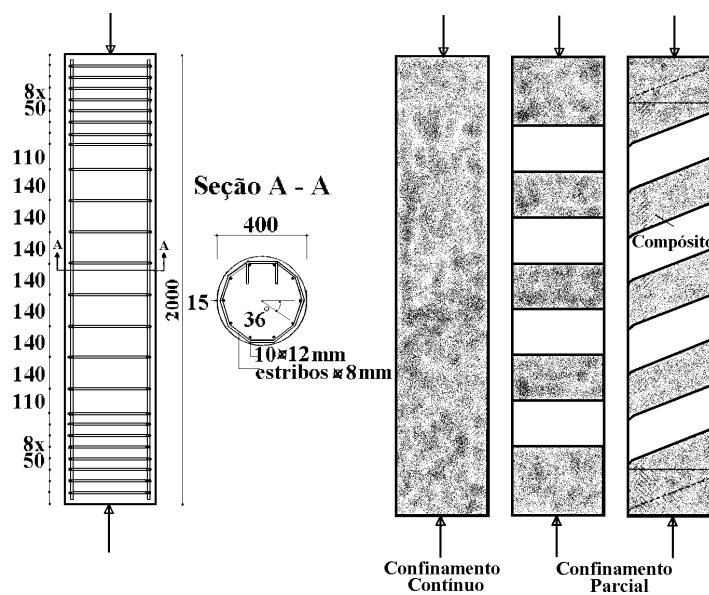


Figura 4.10 – Espécimes de Concreto Armado de Seção Transversal Circular Ensaçados por MATTHYS (2000)

Comparando os espécimes confinados de maneira contínua ou descontínua (em tiras), com mesma taxa de reforço, verificou-se que houve uma menor eficiência nos espécimes confinados com compósito em tiras em termos de resistência e ductilidade. Neles, a relação entre a deformação transversal última medida e a deformação longitudinal última do compósito (valor dado pelo fabricante) foi cerca de 0,30.

Quando atingida a tensão igual à resistência do concreto não confinado, houve esmagamento do concreto e flambagem da armadura longitudinal interna nas regiões não confinadas.

O espécime confinado descontinuamente com tiras posicionadas helicoidalmente apresentou menores valores de resistência e de deformação longitudinal que o com fibras na direção transversal.

PARRETTI e NANNI (2002) estudaram o efeito da orientação das fibras de tecidos de carbono a $\pm 45^\circ$ e 90° colados de maneira contínua em espécimes de pilares de concreto armado de seções transversais circular e quadrada.

O conjunto de 8 barras longitudinais de 10 mm de diâmetro ($\rho_l = 2,00\%$) e estribos de 6 mm de diâmetro espaçados cada 50 mm compuseram as armaduras internas dos pilares de seção transversal circular. Os de seção transversal quadrada tinham 4 barras longitudinais de 13 mm de diâmetro ($\rho_l = 1,68\%$) e estribos de 6 mm de diâmetro espaçados de 178 mm. A tensão de escoamento da armadura longitudinal era cerca de 400 MPa e a da armadura transversal, em média cerca, de 472 MPa.

Em todos os espécimes confinados com fibras a $\pm 45^\circ$, a ruptura foi menos frágil, com sinais de aviso prévio do colapso através da formação de bolhas à meia altura do corpo-de-prova, em comparação com a observada nos confinados com fibras a 90° com o eixo longitudinal. Concluiu-se que o reforço com fibras a $\pm 45^\circ$ pode ser efetivamente utilizado quando se requer satisfatório desempenho quanto à ductilidade.

O efeito da orientação de fibras de folhas de carbono e/ou vidro coladas de maneira contínua paralela e transversalmente ao eixo longitudinal em espécimes de pilares de concreto armado de seção transversal retangular (v. Figura 4.11) foi avaliado por TAN (2002).

Em alguns desses espécimes reforçados, utilizaram-se argamassa como acabamento e chumbadores para ancoragem dos compósitos de resina e fibras da armadura de reforço transversal ao longo da meia altura nas faces de maior dimensão.

A armadura interna de todos os pilares foi composta por 8 barras longitudinais de 13 mm de diâmetro ($\rho_l = 2,20\%$), e estribos de 6 mm espaçados cada 100 mm. A tensão de escoamento da armadura longitudinal variou entre 467 MPa e 505 MPa e a da armadura transversal, 325 MPa e 602 MPa.

Constatou-se que fibras posicionadas na direção paralela ao eixo longitudinal do pilar conduzem ao aumento de sua resistência em relação ao sem reforço, caso estejam confinadas externamente com fibras na direção transversal.

Os pilares reforçados que tiveram acabamento em argamassa apresentaram ductilidade similar à dos pilares reforçados sem acabamento em argamassa. Em contrapartida, os pilares reforçados que tiveram chumbadores exibiram ligeiro aumento no confinamento provido pela armadura de reforço transversal, traduzido pelo incremento de 5% de sua resistência com relação à dos sem chumbadores.

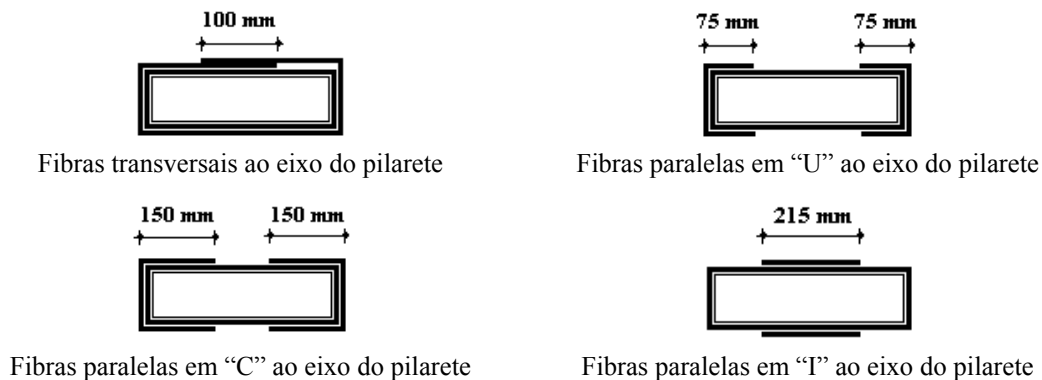


Figura 4.11 – Espécimes de Concreto Armado de Seção Transversal Retangular Ensaaiados por TAN (2002)

4.2.4.3 – Forma e Dimensões dos Pilares

Estudos que abordaram forma da seção transversal mostraram que, para uma mesma taxa de reforço, os espécimes de concreto confinado externamente com materiais compósitos de resina e fibras com forma circular têm melhor desempenho que os de seções quadrada, retangular e elíptica.

Ensaaios de pilaretes de seção transversal elíptica, confinados externamente com folhas de compósitos de resina e fibras de carbono colados, feitos por TENG e LAM (2002) evidenciaram que, para uma mesma taxa de reforço, os que tiveram menor relação entre seus eixos maior e menor, 1,25, alcançaram resistência cerca de 90% da de pilaretes de seção transversal circular e os que tinham relação entre seus eixos iguais a 1,67 e 2,50 tiveram pior desempenho (v. Figuras 4.12a, 4.12b e 4.12c).

Nas curvas tensão – deformações nas direções longitudinal e transversal dos espécimes confinados com uma (v. Figuras 4.12a e 4.12b) ou duas (v. Figura 4.12c) camadas de reforço, constatou-se que as deformações de pico de tensão longitudinal medidas na face de maior dimensão foram menores que as medidas na face de menor dimensão, apesar da ruptura do reforço ter ocorrido nesta região, fato que foi explicado pela possibilidade de ter sucedido nesta região efeito de flexão.

Conforme observado por XAIO e WU (2000), os valores de deformação última longitudinal e transversal de todos os espécimes ensaiados por TENG e LAM (2002) foram inferiores aos da deformação de ruptura dos compósitos (valor dado pelo fabricante).

Em pilares de seções transversais quadrada e retangular de concreto armado (v. Figura 4.13) ensaiados por WANG e RESTREPO (2001), que foram confinados externamente com compósito de resina e fibras de vidro e tinham taxa de armadura longitudinal interna igual a 1,50%, verificou-se que os melhores resultados foram obtidos para os pilares de seção transversal quadrada. O agente confinante foi capaz de restringir a flambagem das barras de aço da armadura longitudinal interna dos pilares, e, quando utilizado em maior taxa, conduziu a maiores ganhos de resistência e ductilidade em comparação com o pilar de referência (sem reforço).

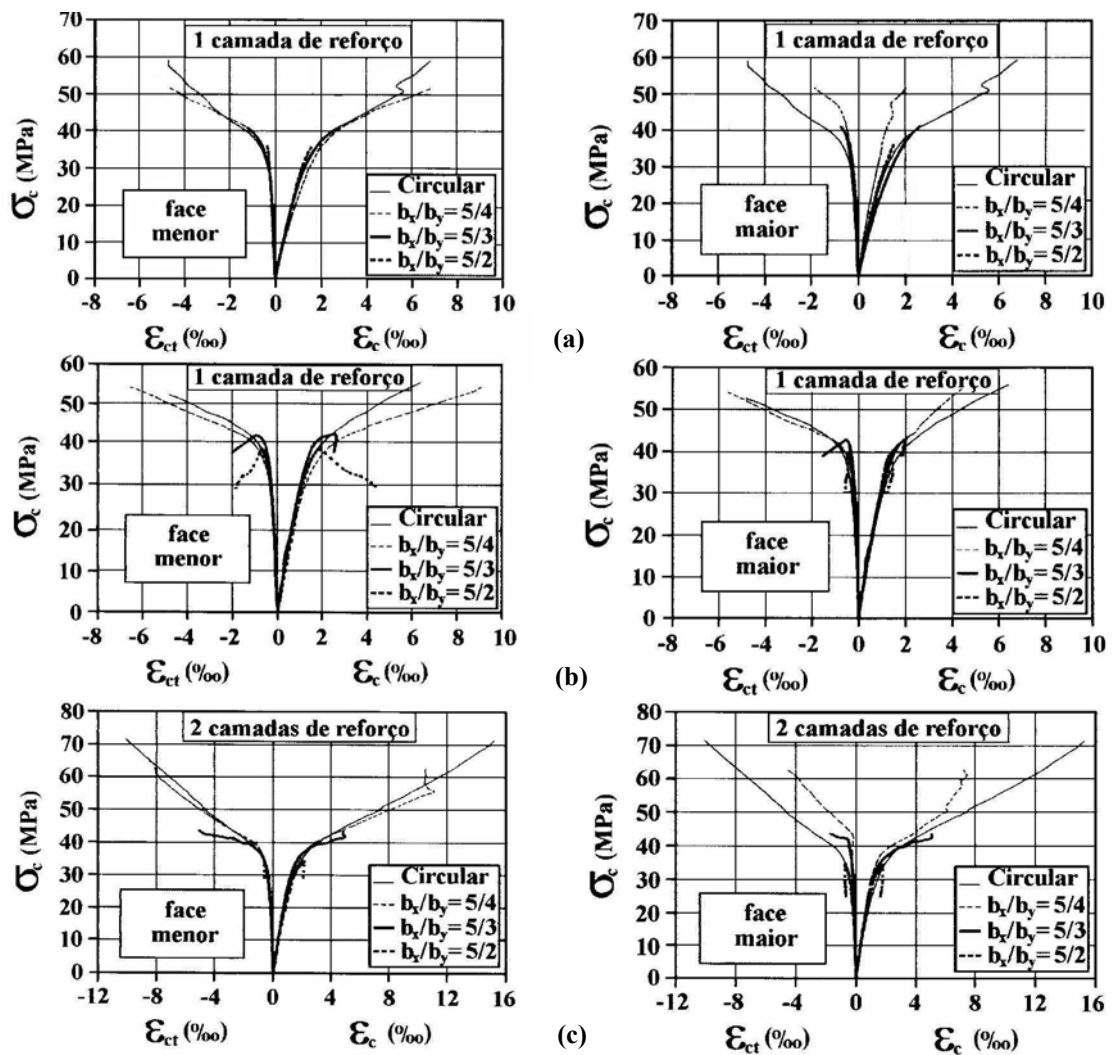


Figura 4.12 – Tensão Longitudinal – Deformações nas Direções Longitudinal e Transversal de Espécimes Ensaçados por TENG e LAM (2002)

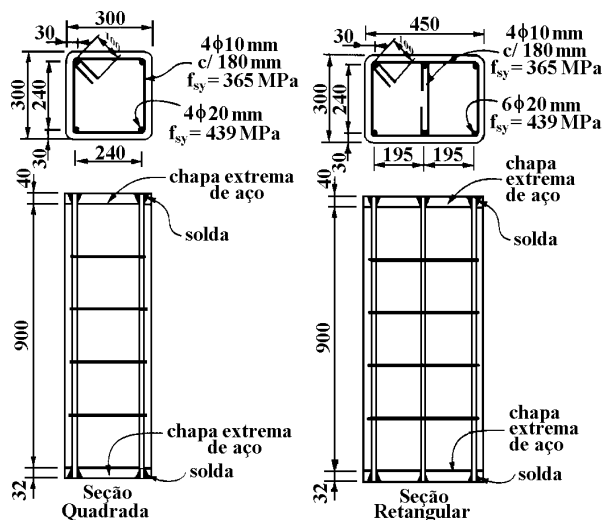


Figura 4.13 – Pilares de Concreto Armado Ensaçados por WANG e RESTREPO (2001)

No diagrama carga – deformação longitudinais (v. Figura 4.14a), pode-se observar que, após atingida a carga resistente do pilar não confinado (CS0) e uma deformação longitudinal em torno de 2‰, o pilar de seção transversal quadrada com 2 camadas de reforço (CS2) foi capaz de resistir a uma carga quase que constante até uma deformação longitudinal de cerca de 20‰. A ruptura foi antecedida pelo descolamento das fibras, que se iniciou a partir de uma deformação longitudinal de 8‰.

Para o pilar de seção transversal quadrada confinado com 6 camadas de reforço (CS6), os resultados foram ainda melhores. Com relação ao não confinado, o ganho de resistência foi em torno dos 100%. Este suportou cargas crescentes até uma deformação longitudinal última igual a 43‰ (v. Figura 4.14a), quando ocorreu o colapso do conjunto com ruptura do compósito nas arestas arredondadas.

A partir da deformação longitudinal igual a 2‰, o pilar de seção transversal retangular confinado com 2 camadas de reforço (CR2) apresentou perda de capacidade resistente até ter deformação longitudinal igual a 20‰ (v. Figura 4.14b). Sua ruptura foi precedida pelo descolamento das fibras no maior lado do pilar a partir de uma deformação longitudinal de 6‰.

Analisando-se os resultados do pilar de seção transversal retangular confinado com 6 camadas de reforço (CR6), pode-se observar que, a partir da deformação longitudinal em torno de 2‰, o mesmo foi capaz de suportar cargas aproximadamente constantes até a deformação longitudinal de cerca de 25‰ (v. Figura 4.14b). Quando foi alcançada a deformação longitudinal de 28‰, ocorreu o colapso do pilar com ruptura das fibras nas suas arestas arredondadas.

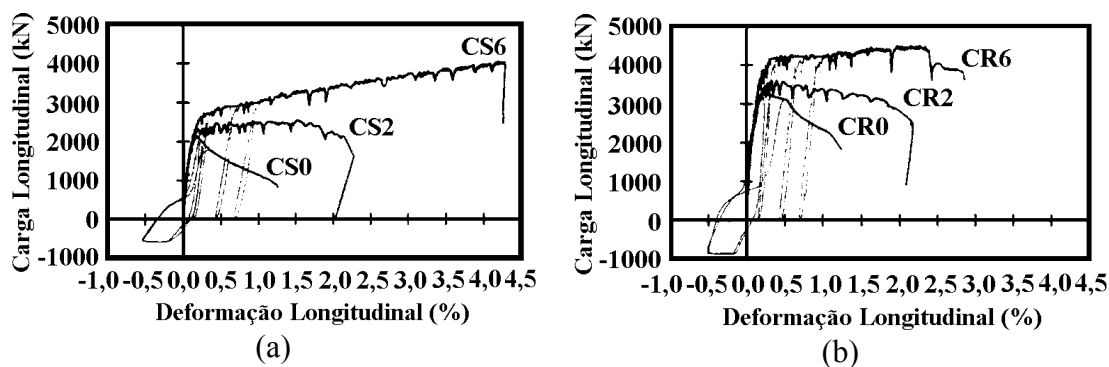


Figura 4.14 – Curvas Carga Longitudinal – Deformação Longitudinal de Amostras Ensaçadas por WANG e RESTREPO (2001)

O efeito da relação entre altura e diâmetro h/D de espécimes de seção transversal circular, confinados com tubos de compósito de resina e fibras de vidro e com compósitos de resina e fibras de carbono e de vidro colados, nas curvas tensão – deformações nas direções longitudinal e transversal e nos valores de resistência, foi investigado por MIRMIRAN *et al.* (1998) e THÉRIAULT *et al.* (2001), respectivamente.

Na Figura 4.15 nota-se que a influência desse parâmetro é mais significativa nos valores de tensão e deformação últimas do que na forma das curvas.

O mesmo efeito foi verificado num posterior trabalho feito por MIRMIRAN *et al.* (2001), que ensaiaram pilares de concreto de seção transversal circular de 147,3 mm de diâmetro e com altura variando de 305 mm a 2743 mm, confinados com tubos de compósito de resina e fibras de vidro de 3,68 mm de espessura. Curvas tensão relativa – deformações nas direções longitudinal e transversal podem ser vistas na Figura 4.16.

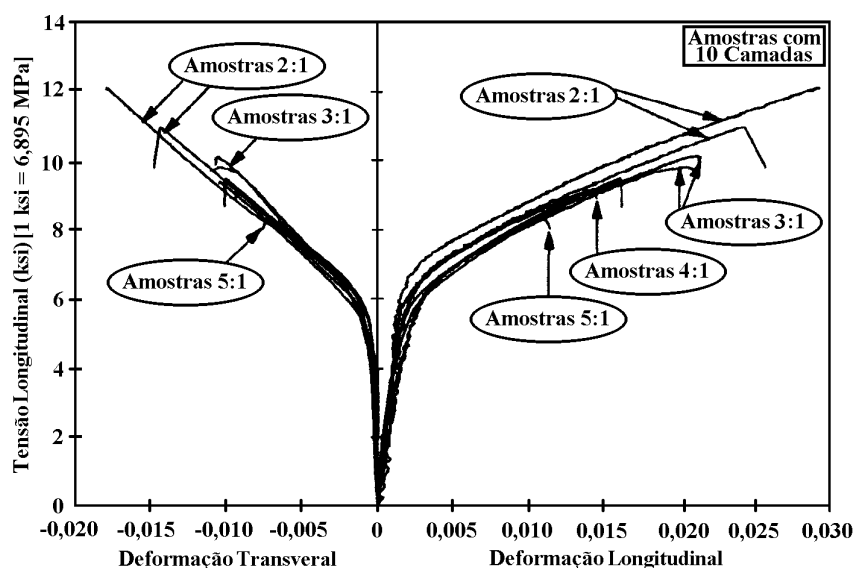


Figura 4.15 – Efeito da Altura dos Espécimes Ensaçados por MIRMIRAN *et al.* (1998) nas Curvas Tensão Longitudinal – Deformações nas Direções Longitudinal e Transversal

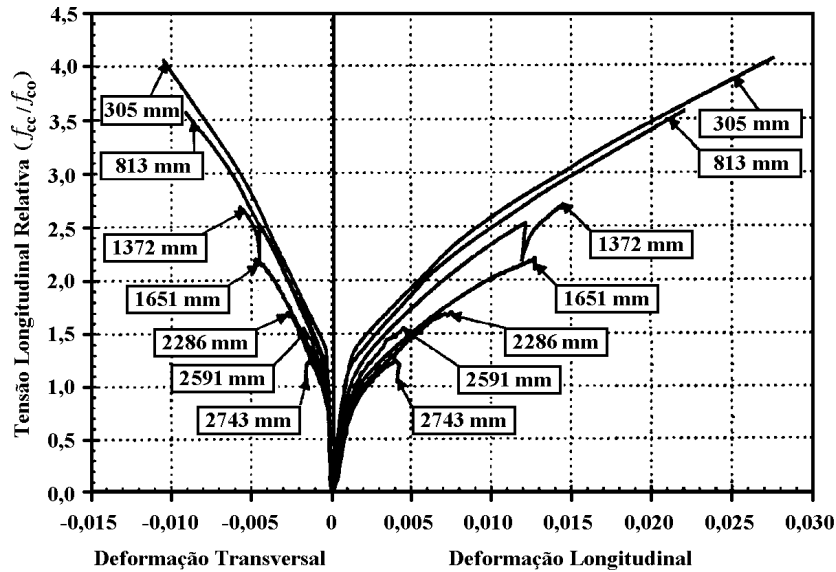


Figura 4.16 – Efeito da Altura dos Espécimes Ensaçados por MIRMIRAN *et al.* (2001) nas Curvas Tensão Relativa – Deformação

A Figura 4.17 mostra como, segundo MIRMIRAN *et al.* (1998), a relação entre a resistência f_{cu} do concreto confinado de amostra com diferentes relações h/D e a resistência $f_{cu2:1}$ deste concreto de amostra com $h/D = 2$ varia em função de h/D . Para valores de h/D entre 2 e 5, esta relação variou entre 1,00 e cerca de 0,80.

THÉRIAULT *et al.* (2001), que ensaiaram espécimes de seção transversal circular com valores de h/D iguais a 2 ou 6, encontraram para essa relação entre resistências valor próximo à unidade (1,02).

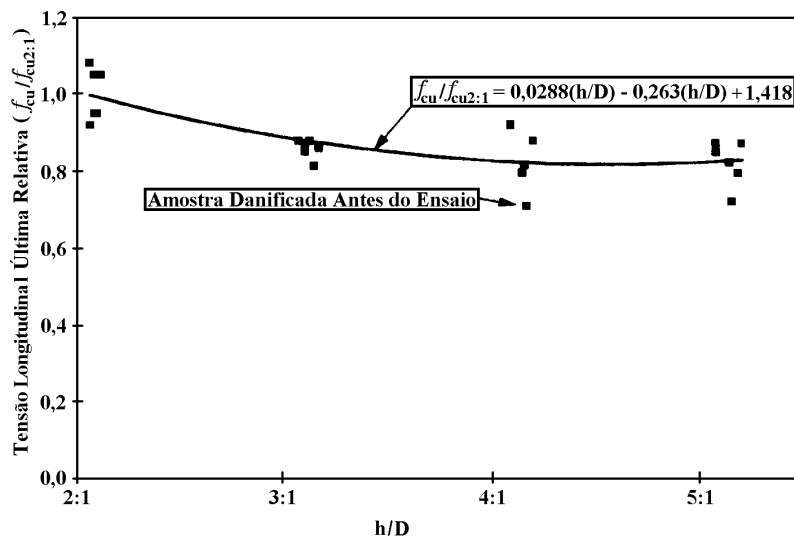


Figura 4.17 – Curva Proposta por MIRMIRAN *et al.* (1998)

4.2.4.4 – Raio das Arestas Arredondadas

A Figura 4.18 reúne resultados de grupos de pilaretes de seções transversais quadradas e retangulares ensaiados por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) onde, em cada grupo, a única variável é o raio das arestas arredondadas. Nela constata-se que, nos espécimes de seção transversal quadrada confinados com compósito de resina e fibras de carbono colado, a influência do raio é considerável.

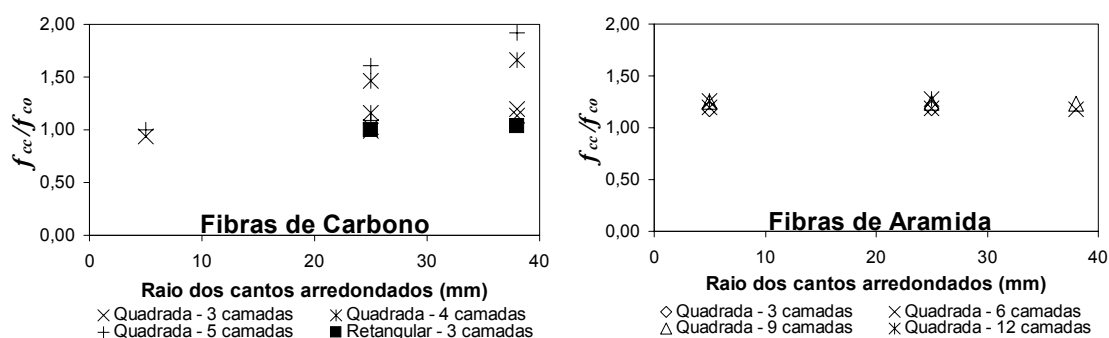


Figura 4.18 – Resistência Relativa do Concreto Confinado em Função do Raio das Arestas Arredondadas dos Espécimes, de Acordo com Ensaio de ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)

As curvas tensão longitudinal – deformações nas direções longitudinal e transversal de espécimes de seção transversal quadrada confinados com três camadas de compósito de fibras de carbono colado (S, S5, S25 e S38) e não confinado e de seção transversal circular (C100) ensaiados por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) da Figura 4.19a mostram que a eficiência do confinamento aumenta com o incremento do valor do raio das arestas arredondadas (5 mm a 38 mm).

O mesmo ocorreu nos espécimes de seção transversal quadrada confinados com nove camadas de compósito de fibras de aramida colado, como pode ser visto na Figura 4.19b.

O efeito nas curvas tensão – deformações nas direções longitudinal e transversal de espécimes com mesmo raio das arestas arredondadas (25 mm) da variação da taxa de compósitos de fibras de carbono e de aramida colados pode ser visto nas Figuras 4.20a e 4.20b, respectivamente.

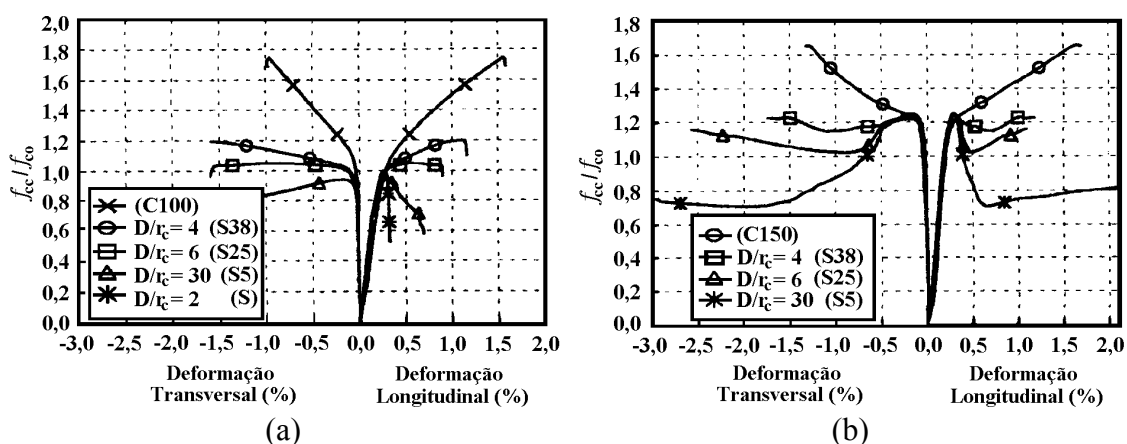


Figura 4.19 – Efeito da Variação do Raio das Arestas Arredondadas nas Curvas Tensão – Deformação dos Espécimes Ensaçados por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)

Com o aumento da taxa de compósitos de fibras de carbono, notou-se aumento na ductilidade e na capacidade resistente dos espécimes confinados. Apesar de ter o maior número de camadas de reforço, o espécime S25-C5 apresentou menor eficiência possivelmente devido às fibras estarem a 15° com a direção transversal, diferentemente entre os demais. Nos com fibras de aramida, percebeu-se claramente que o aumento da taxa de reforço beneficia o seu comportamento em termos de resistência e ductilidade.

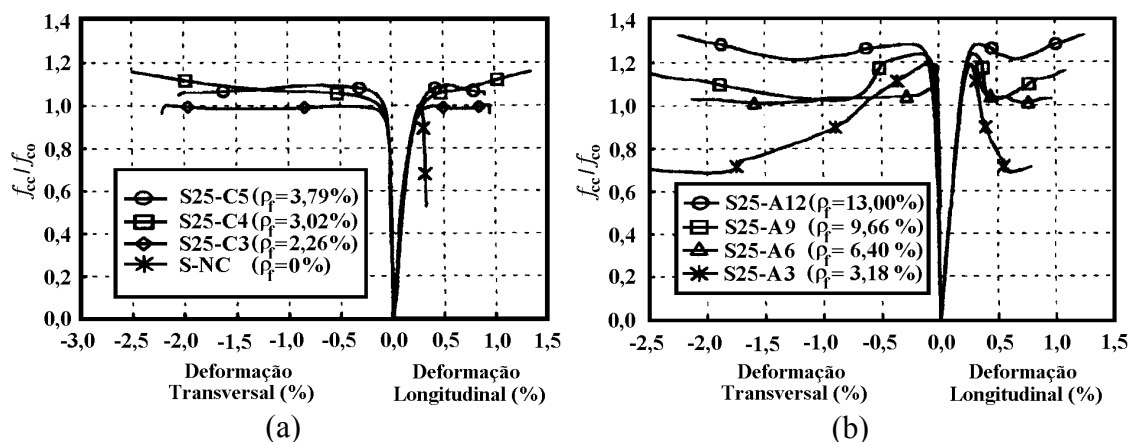


Figura 4.20 – Efeito da Variação do Número de Camadas de Reforço com Fibras de Carbono e de Aramida nas Curvas Tensão – Deformação nas Amostras Ensaçadas por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)

De acordo com análise feita por PAULA e SILVA (2002), tendo por base resultados de espécimes de concreto armado de mesma armadura interna ($\rho_l = 1,28\%$) e de seção transversal quadrada confinados com duas camadas de compósito de fibras de

carbono colado, o aumento do raio das arestas arredondadas (20 mm até 38 mm) favorece o aumento de resistência devido ao confinamento (v. Figura 4.21).

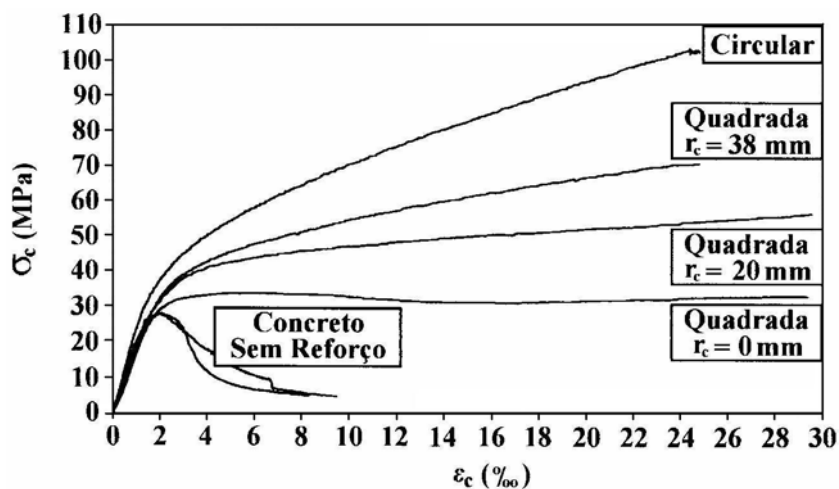


Figura 4.21 – Efeito da Variação do Raio das Arestas Arredondadas nas Curvas Tensão – Deformação nos Espécimes Ensaiaados por PAULA e SILVA (2002)

Entre os espécimes de seção quadrada e retangular ensaiados, aqueles com maior raio das arestas arredondadas apresentaram maior resistência (MATHYS , 2000; ROCHETTE e LABOSSIERE, 2000; COLE e BELARBI, 2001; SUTER e PINZELLI, 2001; PAULA e SILVA, 2002).

4.2.4.5 – Resistência do Concreto à Compressão

As curvas tensão – deformações longitudinal e transversal obtidas por SHAHAWY *et al.* (2000) para espécimes de seção transversal circular confinados com folhas de fibras de carbono coladas são vistas na Figura 4.22. A partir delas constata-se que, para um mesmo número de camadas de agente confinante, a ductilidade e a relação f_{cc}/f_{co} são maiores para os espécimes com menor valor de f_{co} .

Esse menor efeito do confinamento nos espécimes com maior valor de f_{co} pode ser verificado também nas curvas tensão – deformação volumétrica da Figura 4.23. Nas curvas dos espécimes com $f_{co} = 41,4$ MPa, a partir de certo nível de tensão na direção

longitudinal, nota-se aumento de volume, o que nas dos com $f_{co} = 20,7$ MPa só ocorre para o caso de apenas uma camada de agente confinante.

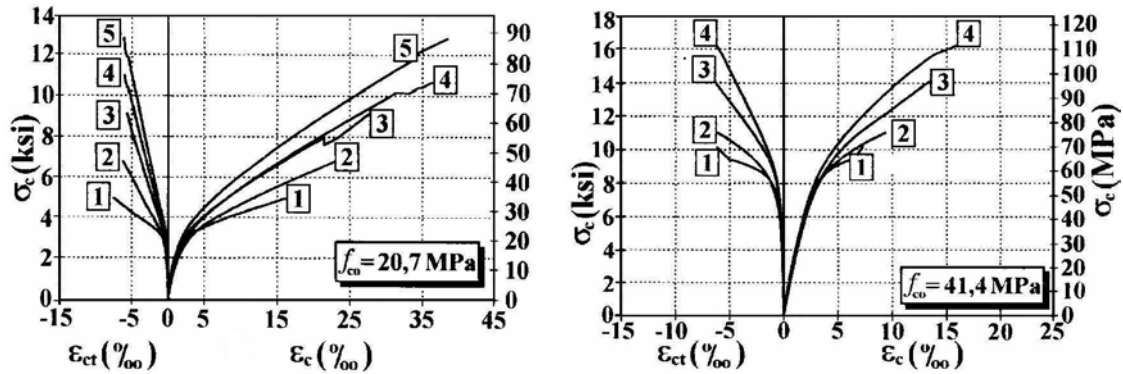


Figura 4.22 – Curvas Tensão – Deformação de Espécimes Ensaçados por SHAHAWY *et al.* (2000), com Diferentes Número de Camadas de Reforço e Resistência do Concreto Não Confinado

Diferenças de comportamento entre pilaretes de seção transversal circular com camadas de folhas de fibras de carbono variando de 0 a 3 e f_{co} de 33,7 MPa, 43,8 MPa e 55,2 MPa, ensaiados por XIAO e WU (2000), podem ser observadas na Figura 4.24. As curvas tensão – deformação dos pilaretes com f_{co} de 43,8 MPa e 55,2 MPa e uma camada de agente confinante apresentam ramos descendentes, o que não acontece no com f_{co} de 33,7 MPa.

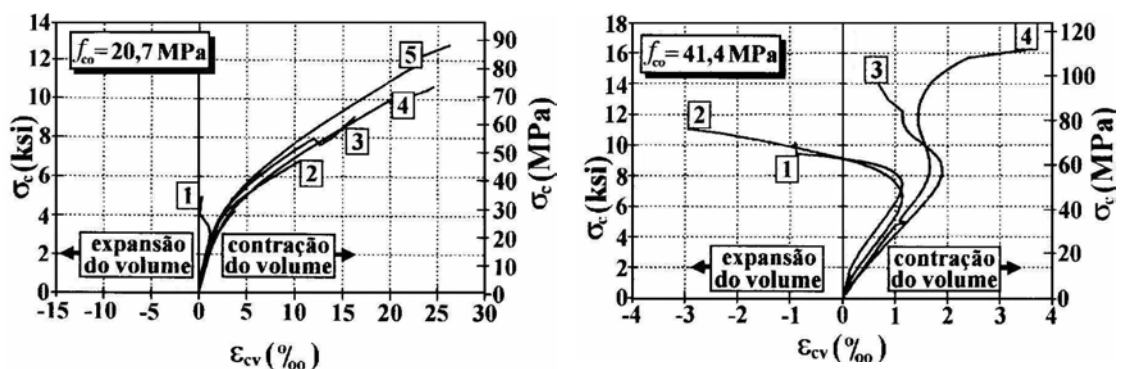


Figura 4.23 – Curvas Tensão-Deformação Volumétrica das Amostras Ensaçadas por SHAHAWY *et al.* (2000) com Diferentes Número de Camadas de Reforço e Resistência do Concreto Não Confinado

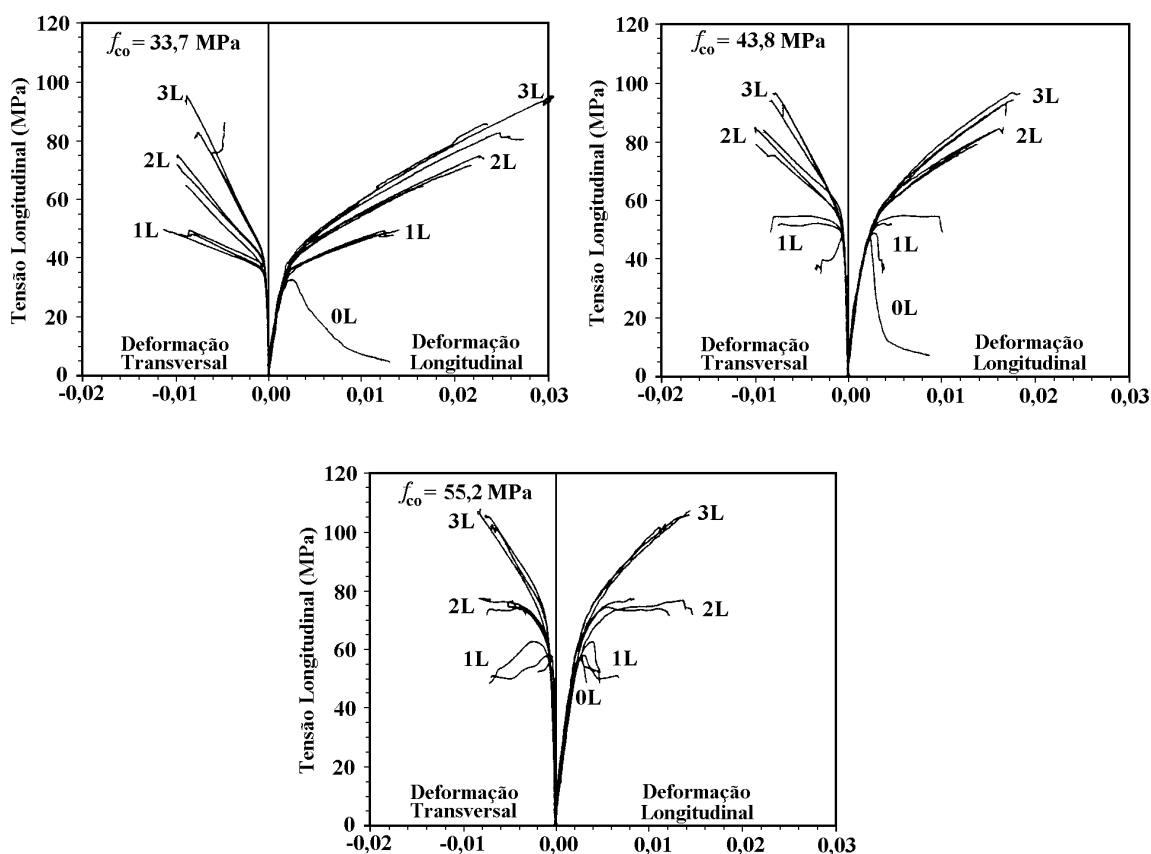


Figura 4.24 – Curvas Tensão-Deformação de Espécimes de Concreto de Seção Transversal Circular Ensaçados por XIAO e WU (2000)

Independentemente do tipo de concreto empregado (f_{co} variando de 29,6 MPa a 50,0 MPa), MIRMIRAN e SHAHAWY (1997), MIYAUCHI *et al.* (1997), SAMAAAN *et al.* (1998) comprovaram que o confinamento dos espécimes de seção circular foi eficiente, tendo-se ganhos expressivos de resistência e ductilidade do concreto confinado com relação ao concreto não confinado.

SHAHAWY *et al.* (2000), XIAO e WU (2000), AIRE *et al.* (2001), SUTER e PINZELLI (2001) e KARABINIS e ROUSAKIS (2002) verificaram que esses ganhos de resistência e de ductilidade foram maiores para os pilaretes de concreto de menor resistência à compressão (f_{co} variando de 19,4 MPa a 69,0 MPa). O mesmo aconteceu para pilares de concreto armado ensaiados por DEMERS e NEALE (1999).

4.2.4.6 – Taxa de Armadura Interna

Os resultados de ensaios de compressão centrada em pilares de seção transversal circular confinados com 3 camadas de compósito de resina e fibras de carbono colado levaram DEMERS e NEALE (1999) a concluir que, apesar de ter relação direta com a resistência do pilar, a variação da taxa de armadura interna longitudinal (ρ_l igual a 1,40% ou 3,50%), decorrente da variação do diâmetro das barras (16 mm ou 25,2 mm), pouco afetou a resistência do concreto confinado. O mesmo foi observado com relação à variação da taxa de armadura interna transversal volumétrica (ρ_t igual a 0,40% ou 0,80%), feita variando-se o diâmetro (6,4 mm ou 11,3 mm) e o espaçamento (150 mm ou 300 mm) dos estribos.

Estribos de aço de 6 mm de diâmetro, com diferentes valores de espaçamento (50 mm, 100 mm, 150 mm ou 200 mm), compuseram a armadura interna transversal (ρ_t de 0,30% a 1,20%) de pilares de seção transversal circular confinados com 2 camadas de compósitos de resina e fibras de carbono e de vidro colados ensaiados por SILVA e SANTOS (2001). Nestes espécimes notou-se influência destes estribos nas curvas tensão longitudinal relativa – deformações nas direções longitudinal e transversal do concreto confinado (v. Figura 4.25).

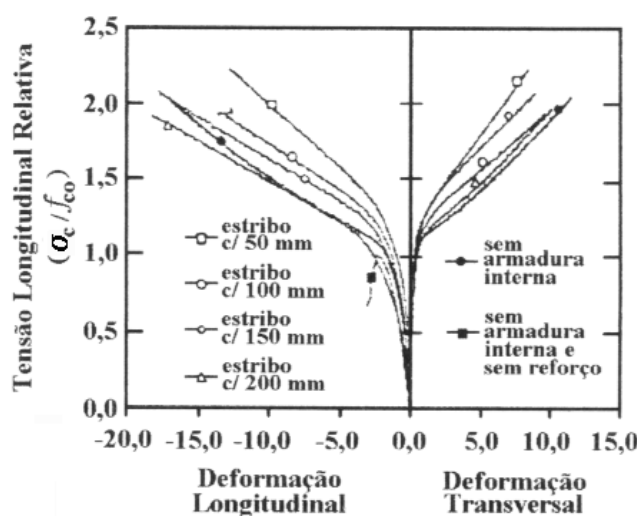


Figura 4.25 – Curvas Tensão Relativa – Deformação de Espécimes Confinados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Fibras de Carbono Ensaaiados por SILVA e SANTOS (2001)

CARRAZEDO *et al.* (2002) investigaram o efeito da variação da taxa de armadura interna transversal volumétrica (ρ_t igual a 0,00%, 1,00% e 2,00%), obtida variando-se o espaçamento de espiras de aço (25 mm ou 50 mm), nas curvas tensão – deformação de pilaretes de seção transversal circular (ρ_l igual a 1,06%) confinados com uma ou duas folhas de compósito de resina e fibras de carbono coladas.

Verificou-se que, para uma mesma taxa volumétrica de reforço, o ganho de capacidade resistente e de deformação última relativas dos espécimes de concreto armado confinado foi menor para os com maiores taxas de armadura interna transversal volumétrica. Para um mesmo valor da taxa de armadura interna transversal volumétrica, o aumento do número de camadas de reforço levou a maiores ganhos de resistência e de ductilidade.

4.2.4.7 – Carregamento Antes do Reforço

Estudos que trataram do efeito do carregamento antes da execução do confinamento com materiais compósitos de resina e fibras no comportamento de pilares de concreto são poucos e tiveram o intuito de procurar simular caso real de reforço, ainda que, em nenhum destes, reforço sob carregamento foi executado.

Carregando pilaretes de seção transversal circular de concreto armado até sua ruptura e, após o descarregamento, executando confinamento externo com compósito de resina e fibras de carbono colado, DEMERS e NEALE (1999) observaram que este tipo de reforço foi capaz de restaurar resistência do concreto.

Pilares de seção transversal quadrada de concreto armado confinados com compósitos de resina e fibras de carbono e de vidro, ensaiados por PLAKANTARAS *et al.* (2001), pré-carregados até o desprendimento do cobrimento e reparados com argamassa polimérica antes da execução do reforço, tiveram maior resistência e ductilidade que os sem reparo antes do reforço.

Resultados dos ensaios de compressão centrada feitos por SILVA e SANTOS (2001) em pilaretes de seção transversal circular de concreto simples, que foram

previamente carregados até 40% da sua resistência e reforçados com compósito de resina e fibras de carbono colado, mostraram que a resistência do concreto pré-carregado e confinado foi 7% menor que a do sem carregamento prévio.

4.3 – Estudos Existentes sobre Reforço de Pilares de Concreto

Apresentam-se aqui, de maneira resumida, dados e resultados de pilaretes de concreto (simples ou armado), confinados externamente com materiais compósitos de resina e fibras e submetidos à compressão centrada, ensaiados por vários pesquisadores.

Estudos que abordaram pilaretes de concreto simples ou armado de diferentes seções transversais, confinados com materiais compósitos de resina e fibras e submetidos à compressão centrada cíclica (RODRIGUES e SILVA, 2001a, b), à compressão centrada com carga lateral estática ou cíclica (FERREIRA *et al.*, 2001, YAMAKAWA *et al.*, 2001; GOULD e HARMON, 2002; HARMON *et al.*, 2002; PARVIN e WANG, 2002), à compressão excêntrica estática (CHAALLAL e SHAHAWY, 2000; PARVIN e WANG, 2001), a carregamento longitudinal e transversal (DAVOL *et al.*, 2001; FAM e RIZKALLA, 2002) para avaliar a fluência (NAGUIB e MIRMIRAN, 2002), além de estudo sobre pilaretes de concreto simples de seção transversal circular confinados com compósitos de resina e fibras de vidro e de carbono pré-tensionados (PILAKOUTAS e MORTAZAVI, 2001), não foram alvo deste trabalho.

Carga lateral estática ou cíclica no topo conduz a decréscimo de rigidez e a aumento de deformações e deslocamento lateral em pilaretes de concreto submetidos à compressão centrada. Quando confinados com materiais compósitos de resina e fibras, este decréscimo tende a ser menor e o aumento de deslocamento lateral pode cair consideravelmente pela metade (YAMAKAWA *et al.*, 2001; HARMON *et al.*, 2002).

Sob carga lateral estática, a resistência do concreto confinado de pilaretes reforçados com materiais compósitos de resina e fibras e submetidos à compressão centrada pode ser até 80% maior que a de pilaretes sem reforço. Com relação ao deslocamento lateral, o valor deste chega a ser quatro vezes maior que o de pilaretes

sem reforço. Em se tratando de carga lateral cíclica, os valores passam para 70% e duas vezes maior. Avaliações quanto à fadiga e à ruptura da armadura longitudinal interna devem ser feitas (YAMAKAWA *et al.*, 2001; HARMON *et al.*, 2002).

A maioria dos estudos experimentais englobou espécimes sem armadura interna confinados com compósito de fibras de carbono colado e de seção transversal circular com diâmetro variando de 76 mm até 304 mm (MIYAUCHI *et al.*, 1997; WATANABE *et al.*, 1997; PURBA e MUFTI, 1999; TOUTANJI, 1999b; MATTHYS, 2000; ROCHETTE e LABOSSIÈRE, 2000; SHAHAWY *et al.*, 2000; XIAO e WU, 2000; AIRE *et al.*, 2001; PESSIKI *et al.*, 2001; SILVA e SANTOS, 2001; SUTER e PINZELLI, 2001; THÉRIAULT *et al.*, 2001; KARABINIS e ROUSAKIS, 2002).

Os poucos que trataram de amostras confinadas com tubos de compósito de fibras pré-fabricados ou com compósito de fibras colado de seção transversal quadrada (MIRMIRAN *et al.*, 1998; ROCHETTE e LABOSSIÈRE, 2000; PESSIKI *et al.*, 2001; SILVA e SANTOS, 2001; SUTER e PINZELLI, 2001) tinham seção com dimensão variando de 133 mm até 200 mm e raio das arestas arredondadas entre 5 mm e 38 mm.

Em menor número ainda (ROCHETTE e LABOSSIÈRE, 2000; SILVA e SANTOS, 2001), os estudos que abordaram espécimes de seção retangular tinham seção com menor dimensão variando de 133 mm a 150 mm, relação entre a maior e a menor dimensão até 2, e raio das arestas arredondadas entre 5 mm e 38 mm.

Somente um único estudo (TENG e LAM, 2002) tratou de pilares curtos de concreto simples, confinados com compósito de resina e fibras de carbono colado, de seção transversal elíptica de em torno de 600 mm de altura e com valores de dimensões dos eixos menor e maior situando-se entre 96 mm e 132 mm, e 237 mm e 168 mm, respectivamente.

Os trabalhos sobre pilares de concreto armado investigaram o confinamento com compósito de fibras colado em elementos de seção transversal circular (HOSOTANI *et al.*, 1997; DEMERS e NEALE, 1999; MATTHYS, 2000; PESSIKI *et al.*, 2001; SILVA e SANTOS, 2001; CARRAZEDO *et al.*, 2002; PARRETTI e NANNI, 2002; PAULA e SILVA, 2002) com diâmetro variando de 199 mm até 508 mm. Os espécimes com seção

quadrada (HOSOTANI *et al.*, 1997; MATTHYS, 2000; COLE e BELARBI, 2001; PESSIKI *et al.*, 2001; PLAKANTARAS *et al.*, 2001; SOUZA, 2001; WANG e RESTREPO, 2001; PARRETTI e NANNI, 2002; PAULA e SILVA, 2002) tinham seção com dimensão variando de 178 mm até 457 mm, e raio das arestas arredondadas entre 13 mm e 38 mm. Nos de seção retangular (MATTHYS, 2000; COLE e BELARBI, 2001; WANG e RESTREPO, 2001; TAN, 2002), a menor dimensão da seção variou de 115 mm a 300 mm e a maior relação entre as dimensões era 3,7.

Nesses trabalhos, investigou-se a influência de diferentes parâmetros na resistência e na ductilidade dos elementos, tais como: os tipos de fibras e resina, a quantidade e a orientação das camadas de fibras, a forma e dimensões da seção transversal, o raio dos cantos arredondados das seções quadrada e retangular, o tipo de concreto, e a taxa de armadura interna.

4.3.1 – Espécimes de Concreto Simples

Características dos pilaretes de concreto simples confinados externamente com tubos ou compósitos colados ensaiados à compressão simples por diferentes pesquisadores são resumidas na Tabela 4.2.

Esses espécimes tinham número variável de camadas de compósitos de fibras de aramida, de vidro ou de carbono, com diferentes propriedades, concretos com diferentes resistências, e diferentes tipos de seção transversal (circular, quadrada, retangular e elíptica) e dimensões.

Nos resultados dos trabalhos supracitados (v. Tabela 4.3) onde o confinamento foi provido por compósitos de fibra de carbono, verifica-se que os espécimes de seção transversal circular apresentaram ganho de resistência em relação aos não confinados de até cerca de 313%. Nos de seção quadrada, este ganho foi em torno de 153%, nos de seção retangular apenas 4% e nos de seção elíptica 129%.

Na mesma tabela, pode-se notar que os espécimes de seção transversal circular confinados com compósitos de fibras de aramida tiveram ganho de ductilidade em

relação aos não confinados de até em torno de 2677%. O confinamento provido por compósitos de fibras de carbono levou a ganhos de 1095%, 390% e 699% em espécimes de seção transversal quadrada, retangular e elíptica, respectivamente.

Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
NANNI e BRADFORD (1995)	Compósito de fibras de vidro colado e Tubo de compósito de fibras de vidro e de aramida, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 300 mm	10	15 vidro e 4 vidro/aramida	-	36,3 e 45,5	-	3240 vidro e 414 vidro/aramida	47,0 vidro e 25,0 vidro/aramida	72,6 vidro e 20,7 vidro/aramida	0,30 a 2,40 vidro e 2,40 vidro/aramida	1	-
MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)	Tubos de compósito de fibras de vidro, confinamento contínuo, seção circular 152,5 mm x 305 mm	6	24	-	29,6, 30,9 ou 32,0	-	524, 579 ou 641	14,1, 14,4 ou 15,7	37,2, 40,3 ou 40,7	1,45, 2,21 ou 2,97	6, 10 ou 14	-
MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seções circulares (s)100 mm x 200 mm e (l)150 mm x 300 mm	4 (s) 4 (l)	10 (s) 10 (l)	-	30,0 50,0	-	3481	-	230,5	0,11 ou 0,22 0,11 a 0,33	1 ou 2 1, 2 ou 3	40 ou 60
WATANABE <i>et al.</i> (1997)	Compósitos de fibras de carbono e de aramida colados, confinamento contínuo, seção circular 100 mm x 200 mm	3	18 carbono 9 aramida	-	30,0	-	2452 3432 3432	- - -	235,0 637,0 73,0	0,17 a 0,67 0,17 a 0,67 0,15 a 0,43	1, 3 ou 4 1, 2 ou 3 1, 2 ou 3	- - -

r_c : raio das arestas arredondadas; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
MIRMIRAN <i>et al.</i> (1998)	Tubos de compósito de fibras de vidro, confinamento contínuo, seções circular 152,5 mm x (305, 457, 610 ou 762) mm seção quadrada 152,5 mm x 305 mm	3 circular 3 quadrada	46 circular 9 quadrada	6,35	29,6, 30,9, 32,0 ou 44,8 circular 40,6 quadrada	-	524, 579 ou 641	14,1, 14,4 ou 15,7	37,2, 40,3 ou 40,7	1,45, 2,21 ou 2,97	6, 10 ou 14	-
SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	Tubos de compósito de fibras de vidro, confinamento contínuo, seção circular 152,5 mm x 305 mm	8	8	-	29,6, 30,9 ou 32,0	-	524, 579 ou 641	14,1, 14,4 ou 15,7	37,2, 40,3 ou 40,7	1,45, 2,21 ou 2,97	6, 10 ou 14	-
PURBA e MUFTI (1999)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção circular 190,6 mm x 787,9 mm	1	2	-	27,1	-	3483	15,0	231,0	0,11	2	100
SAAFI <i>et al.</i> (1999)	Tubos de compósito de fibras de vidro e carbono, confinamento contínuo, seção circular 152,4 mm x 435 mm	12	18	-	35,0	30,0	450, 505 ou 560 vidro 3300, 3550 ou 3700 carbono	-	32,0, 34,0 ou 36,0 vidro 367,0, 390,0 ou 415,0 carbono	0,80, 1,60 ou 2,40 vidro 0,11, 0,23 ou 0,55 carbono	1	-
TOUTANJI (1999b)	Compósitos de fibras de vidro e carbono colados, confinamento contínuo, seção circular 76 mm x 305 mm	6	4 vidro 8 carbono	-	30,9	-	1518 vidro 2940 e 3485 carbono	21,0 vidro 8,0 e 15,0 carbono	72,6 vidro 230,5 e 372,8 carbono	0,12 vidro 0,11 e 0,17 carbono	2	76

r_c : raio das arestas arredondadas; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito						
		Sem Reforço	Com Reforço		f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)	
MATTHYS (2000)	Compósitos de fibras de carbono com ou sem cola, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 300 mm	3	12	-	34,9	-	2600	11,9	198,0	0,12	1	150	
							1100	2,2	471,0	0,24			
ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000)	Compósitos de fibras de carbono e aramida colados, confinamento contínuo, seções circulares (s)100 mm x 200 mm e (l)150 mm x 300 mm, seção quadrada (q) 152 mm x 500 mm e seção retangular (r) 152 mm x 203 mm x 500 mm	3 circular	3 (s)	5, 25 ou 38	40,0	-	1265 carbono	15,0 carbono	82,7 carbono	0,60 a 1,50 carbono	2, 3, 4 ou 5 carbono	100	
			12 (l)							30 (q) carbono	1,26 a 5,04 aramida		3, 6, 9 ou 12 aramida
			30 (q) aramida							12 (r) carbono			
SHAHAWY et al. (2000)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção circular 152 mm x 305 mm	10	45	-	19,4	16,4	2275	-	82,7	0,36 a 1,25	1, 2, 3, 4 ou 5	50	
					49,0	22,4				0,36 a 1,10	1, 2, 3 ou 4		
XIAO e WU (2000)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção circular 152 mm x 305 mm	9	27	-	33,7, 43,8 ou 55,2	-	1577	15,0	105,0	0,38, 0,76 ou 1,14	1, 2 ou 3	-	

r_c : raio das arestas arredondadas; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
AIRE <i>et al.</i> (2001)	Compósitos de fibras de carbono e de vidro colados, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 300 mm	6	48	-	42,0 ou 69,0	-	3900 carbono 3000 vidro	15,5 carbono 43,0 vidro	240,0 carbono 65,0 vidro	0,12 carbono 0,15 vidro	1, 3, 6, 9 ou 12	150
MIRMIRAN <i>et al.</i> (2001)	Tubo de compósitos de fibras de vidro, confinamento contínuo, seções circulares 147,3 mm x (305 mm a 2743 mm)	-	10	-	22,4	-	709	15,5	46,0	3,68	1	-
PESSIKI <i>et al.</i> (2001)	Compósitos de fibras de carbono e de vidro colados, confinamento contínuo, seção circular 152 mm x 610 mm, seção quadrada 152 mm x 610 mm	4 circular 4 quadrada	12 circular 8 quadrada	38	26,2 circular 26,4 quadrada	-	580 carbono 330 e 383 vidro	15,0 carbono 24,0 e 19,0 vidro	38,1 carbono 19,1 e 21,6 vidro	1,00	1 e 2	-
RODRIGUES e SILVA (2001a)	Tubo de compósitos de fibras de vidro, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 750 mm	3	2	-	26,6	-	552	20,0	27,6	1,27	3	-

r_c : raio das arestas arredondadas; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasso do compósito de fibras.

Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
SILVA e SANTOS (2001)	Compósitos de fibras de carbono e vidro colados, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 600 mm, seção quadrada 133 mm x 600 mm, seções retangulares 133 mm x (177, 222 ou 266)mm x 600 mm	6 circular	27 circular	10	28,2	-	3700 carbono	15,0 carbono	240,0 carbono	0,11 carbono	1,2 ou 3	100
		2 quadrada	3 quadrada				3000 carbono	8,0 carbono	390,0 carbono	0,17 carbono		
		6 retangular	9 retangular				1700 vidro	26,0 vidro	65,0 vidro	0,09/40 vidro		
SUTER e PINZELLI (2001)	Compósitos de fibras de carbono, vidro e aramida colados, confinamento contínuo, seções circulares 150 mm x 300 mm e 200 mm x 1000 mm, seções quadradas 150 mm x 300 mm e 200 mm x 800 mm	2 circular	41 circular	5, 20 ou 25	32,0, 37,0 e 54,0	-	2650 e 3800 carbono	4,0 e 15,5 carbono	650,0 e 240,0 carbono	0,15 carbono	2 carbono	-
		9 quadrada	24 quadrada				3400 vidro	45,0 vidro	73,0 vidro	0,20 vidro	2 ou 4 vidro	
							2800 aramida	28,0 aramida	125,0 aramida	0,20 aramida	1 a 4 aramida	
THÉRIAULT <i>et al.</i> (2001)	Compósitos de fibras de carbono e vidro colados, confinamento contínuo, seções circulares 152 mm x 304 mm, 304 mm x 608 mm, 152 mm x 912 mm, 304 mm x 1824 mm	18	16	-	35,0 a 39,0	-	3481 carbono	15,0 carbono	230,0 carbono	0,17 carbono	2 ou 4 carbono	-
							552 vidro	20,0 vidro	27,6 vidro	1,30 vidro	3 vidro	

r_c : raio das arestas arredondadas; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.2 – Dados de Espécimes de Concreto Simples Ensaiaados (Continuação)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
KARABINIS e ROUSAKIS (2002)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção circular 200 mm x 320 mm	4	18	-	34,8 e 39,7	23,5 e 24,5	3720	15,4	240,0	0,12	1, 2 ou 3	160
TENG e LAM (2002)	Compósitos de fibras de Carbono colados, confinamento contínuo, seção circular 152 mm x 607 mm	2 circular	3 circular	-	29,5 circular	-	3824 e	13,9 e	276,0 e	0,11 e	1 e	-
	seções elípticas 95,7 mm x 237,3 mm x 602,0 mm, 115,3 mm x 194,8 mm x 602,6 mm e 131,6 mm x 168,4 mm x 602,2 mm	6 elíptica	9 quadrada	-	26,3 elíptica	-	3983	15,1	263,0	0,17	2	-
FERREIRA e BARROS (2003)	Compósitos de fibras de carbono colado, confinamento parcial e contínuo, seção circular 150 mm x 300 mm	21	90	-	28,5 a 40,0	-	3700	15,0	240,0	0,17	1 a 7	80
HARRIES e KHAREL (2003)	Compósitos de fibras de carbono e vidro colados, confinamento contínuo, seção circular 152 mm x 305 mm	5	15 carbono	-	32,1	-	3500 carbono	14,0 carbono	250,0 carbono	0,10 carbono	1 a 3 carbono	-
			35 vidro				906 vidro	15,0 vidro	60,5 vidro	0,17 vidro	1 a 15 vidro	

r_c : raio das arestas arredondadas; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.3 – Resultados de Resistência e Ductilidade Relativas Obtidos em Estudos Experimentais de Espécimes de Concreto Simples Realizados por Outros Autores

Forma da Seção Transversal	Dimensões dos Espécimes (mm)	Tipo de Fibras	Número de Camadas de Reforço	$\left(\frac{f_{cc}}{f_{co}}\right)_{máx}$	$\left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}}\right)_{máx}$
Circular	76 x 305	Carbono	2	3,07	12,89
		Vidro		1,97	8,05
	100 x 200	Aramida	1	1,29	7,91
			2	2,27	23,72
			3	3,05	27,77
		Carbono	1	2,07	7,56
			2	2,61	7,84
			3	3,26	15,54
	$\cong 150 \times \cong 300$	Aramida	4	3,46	20,75
			3	1,10	5,55
			6	1,37	7,35
			9	1,65	8,45
		Carbono	12	1,73	8,70
			1	1,74	6,90
			2	2,39	11,60
			3	3,23	15,00
			4	3,90	17,80
			5	4,13	17,10
	Vidro	6	2,06	17,50	
		10	2,69	20,83	
14		3,25	23,33		
152,4 x 435		Carbono	1	2,77	8,88
190,6 x 787,9	Vidro	1	2,37	12,00	
	Carbono	2	1,99	2,80	
200 x 600	Carbono	4	2,25	6,12	
Quadrada	152 x 500	Aramida	3	1,19	5,30
			6	1,20	7,45
			9	1,25	10,40
			12	1,28	6,30
		Carbono	3	1,20	5,80
			4	1,66	10,20
	152,5 x 305	Vidro	5	1,92	11,95
			6	1,18	5,00
			10	1,15	8,50
			14	1,18	5,50
152 x 750	Carbono	2	2,53	8,80	
Retangular	152 x 203 x 500	Carbono	3	1,04	4,25
			4	1,01	4,65
			5	1,01	4,90
Elíptica	96 x 237 x 602	Carbono	1	1,56	1,42
	115 x 195 x 603		2	1,66	3,75
	132 x 168 x 602		2	2,29	7,99

f_{cc} : resistência do concreto confinado;

ε_{co} : deformação correspondente ao pico da curva tensão de compressão – deformação longitudinais do concreto não confinado;

ε_{cc} : deformação última do concreto confinado na iminência da ruptura do pilar.

4.3.2 – Espécimes de Concreto Armado

Na Tabela 4.4 podem ser vistas as características dos pilares curtos de concreto armado confinados externamente com tubos ou compósitos colados ensaiados à compressão simples por diferentes pesquisadores.

Os principais parâmetros variados nesses espécimes foram o tipo, a taxa e a orientação de compósitos de resina e fibras de carbono, de aramida, de vidro ou híbridas (carbono e vidro), a resistência do concreto à compressão, os tipos de seção transversal (circular, quadrada e retangular), as dimensões, a relação entre as dimensões e o raio das arestas arredondadas da seção, e a taxa de armadura interna.

De acordo com a Tabela 4.5, que mostra resultados dos trabalhos sobre confinamento de pilares de concreto armado com materiais compósitos de resina e fibras, os espécimes de seção transversal circular apresentaram ganho de resistência em relação aos não confinados de até cerca de 328%. Nos de seção quadrada, este ganho foi em torno de 177%, e nos de seção retangular apenas 40%.

Percebe-se na mesma tabela que os espécimes de seção transversal circular confinados com compósitos de resina e fibras de carbono tiveram ganho de ductilidade em relação aos não confinados de até em torno de 1121%. Espécimes de seção transversal quadrada e retangular, cujo confinamento foi provido por compósitos de resina e fibras de vidro, apresentaram ganhos de 2324% e de 1052%.

Tabela 4.4 – Dados de Espécimes de Concreto Armado Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Taxas de Armadura		Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		ρ_l (%)	ρ_t (%)	f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
HOSOTANI <i>et al.</i> (1997)	Compósitos de fibras de carbono colados, confinamento em tiras ou contínuo, seções circular e quadrada 200 mm x 600 mm	3 circular	8 circular	30	1,00	-	30,0	20,0	3481	15,0	230	0,111 ou 0,167	1 ou 4	100
		3 quadrada	8 quadrada						2942	10,0	392	0,163		
DEMERS e NEALE (1999)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção circular 300 mm x 1200 mm	8	16	-	1,40 e 3,50	0,40 e 0,80	28,8 ou 47,7	28,1 ou 30,4	1270	15,0	84	0,300	3	-
MATTHYS (2000)	Compósitos de fibras de carbono, de vidro ou híbrido colados, confinamento em tiras ou contínuo, seção circular 400 mm x 2000 mm seção quadrada 355 mm x 2000 mm seção retangular 250 mm x 500 mm x 2000 mm	1 circular	7 circular	15 ou 30	0,90	0,33, 0,63 e 0,67	31,8 a 39,3	-	2600 carbono	11,9	198	0,117	5	200
			2 quadrada						1100 carbono	2,2	471	0,235	4	
			1 quadrada						780 vidro	13,0	60	0,300	2, 4 ou 6	
			1 retangular						1100 híbrida	9,6	97	0,123	4	

r_c : raio das arestas arredondadas; ρ_l : taxa da armadura longitudinal interna; ρ_t : taxa volumétrica da armadura transversal interna; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.4 – Dados de Espécimes de Concreto Armado Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Taxas de Armadura		Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		ρ_l (%)	ρ_t (%)	f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
COLE e BELARBI (2001)	Compósitos de fibras de carbono, de aramida ou de vidro colados, confinamento contínuo, seção quadrada 181 mm x 1524 mm, seções retangulares 146 mm x 222 mm x 1524 mm e 127 mm x 254 mm x 1524 mm	1 quadrada	10 quadrada	6,4, 13 ou 19	1,57	0,17	21,0	-	3790 carbono	17,0	228,0	-	1 ou 2	102
			2 retangular						2000 aramida	17,0	117,0	-	1 a 3	152
									1520 vidro	21,0	72,4	-	1 a 3	152
PESSIKI et al. (2001)	Compósitos de fibras de carbono e de vidro colados, confinamento contínuo, seção circular 508 mm x 1830 mm, seção quadrada 457 mm x 1830 mm	1 circular	3 circular	38	1,90	0,09	-	32,8 circular	580 carbono	15,0 carbono	38,1 carbono	1,00 carbono	3	-
		1 quadrada	3 quadrada					31,5 quadrada	383 e 330 vidro	19,0 e 24,0 vidro	21,6 e 19,1 vidro	1,00 e 1,00 vidro		
PLAKANTARAS et al. (2001)	Compósitos de fibras de carbono e de vidro colados, confinamento contínuo, seção quadrada 200 mm x - mm	4	27	22,5	1,13	0,30 ou 0,56	26,5 ou 29,3	-	3500 carbono	15,0 carbono	235,0 carbono	0,13 carbono	1, 2 ou 4 carbono	200
RODRIGUES e SILVA (2001a,b)	Tubo de compósito de fibras de vidro e carbono, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 750 mm	10	1 vidro	-	0,96	0,15 vidro	27,2 vidro	-	552 vidro	20,0 vidro	27,6 vidro	1,27 vidro	3 vidro	-
			4 carbono						0,10 a 0,30 carbono	29,8 carbono	3400 carbono	15,0 carbono	230 carbono	

r_c : raio das arestas arredondadas; ρ_l : taxa da armadura longitudinal interna; ρ_t : taxa volumétrica da armadura transversal interna; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.4 – Dados de Espécimes de Concreto Armado Ensaiaados (Continua)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Taxas de Armadura		Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		ρ_l (%)	ρ_t (%)	f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ε_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
SILVA e SANTOS (2001)	Compósitos de fibras de carbono e de vidro colados, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 600 mm	8	36	-	0,96	0,30 a 1,20	26,6 a 30,8	-	3700 carbono 3000 carbono 1700 vidro	15,0 carbono 8,0 carbono 26,0 vidro	240,0 carbono 390,0 carbono 65,0 vidro	0,111 carbono 0,167 carbono 0,094/40 vidro	2	100
SOUZA (2001)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção quadrada 150 mm x 713 mm	9	9	25	1,40 e 5,70	2,01	20,0 e 40,0	-	4205	18,0	231	0,165	1	150
WANG e RESTREPO (2001)	Compósito de fibras de vidro colado, confinamento contínuo, seção quadrada 300 mm x 900 mm seção retangular 300 mm x 450 mm x 900 mm	1 quadrada 1 retangular	2 quadrada 2 retangular	30	1,50	0,48	18,9	-	375	20,0	20,5	1,270	2 ou 6	150
CARRAZEDO <i>et al.</i> (2002)	Compósito de fibras de carbono colado, confinamento contínuo, seção circular 190 mm x 570 mm	3	6	-	1,06	0,00, 1,00 e 2,00	32,0 e 35,3	28,6 e 26,3	3500	15,0	230,0	0,13	0 a 2	-

r_c : raio das arestas arredondadas; ρ_l : taxa da armadura longitudinal interna; ρ_t : taxa volumétrica da armadura transversal interna;
 f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras;
 ε_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras;
 n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.4 – Dados de Espécimes de Concreto Armado Ensaçados (Continuação)

Autor	Tipos de Confinamento e de Seção	Número de Amostras		r_c (mm)	Taxas de Armadura		Propriedades do Concreto		Propriedades do Compósito					
		Sem Reforço	Com Reforço		ρ_l (%)	ρ_t (%)	f_{co} (MPa)	E_c (GPa)	f_f (MPa)	ϵ_{fu} (‰)	E_f (GPa)	t_f (mm)	n_f	L_{bf} (mm)
PARRETTI e NANNI (2002)	Compósitos de fibras de carbono colados, confinamento contínuo, seção circular 200 mm x 914 mm seção quadrada 178 mm x 914 mm	1 circular	4 circular	13	2,00 circular	0,24 circular	19,6 circular	-	1689	19,0	126,0	0,270	1	100
		1 quadrada	2 quadrada		1,68 quadrada	0,30 quadrada			35,4 quadrada	4140	16,7	230,0		
PAULA e SILVA (2002)	Compósitos de fibras de carbono colados, confinamento contínuo, seção circular 150 mm x 750 mm seção quadrada 152 mm x 750 mm	3 circular	3 circular	20	1,01 circular	0,14 circular	27,8	-	4198	17,6	228,8	0,165	2	-
		3 quadrada	9 quadrada	38	1,28 quadrada	0,18 quadrada								
TAN (2002)	Compósitos de fibras de carbono e de vidro colados, confinamento contínuo, seções retangulares 115 mm x 420 mm x 1200 mm e 115 mm x 420 mm x 1500 mm	10	42	30	2,20	0,82	18,0 a 43,4	-	3460 a 4275 carbono	15,0 carbono	230,0 a 228,0 carbono	0,110 a 0,167 carbono	1 a 3 carbono	100
									463 a 1730 vidro	46,0 a 20,0 vidro	10,1 a 72,4 vidro	0,77 a 0,353 vidro	1 a 4 vidro	
RIGAZZO e MORENO JUNIOR (2003)	Compósitos de fibras de carbono colados, confinamento em tiras e contínuo, seção circular 200 mm x 914 mm seção quadrada 178 mm x 914 mm	1 circular	5 circular	-	2,00	0,33	15,5	-	3731	-	293,0	-	1 a 4	-

r_c : raio das arestas arredondadas; ρ_l : taxa da armadura longitudinal interna; ρ_t : taxa volumétrica da armadura transversal interna; f_{co} : resistência do concreto não confinado; E_c : módulo de elasticidade do concreto; f_f : resistência do compósito de fibras; ϵ_{fu} : deformação última do compósito de fibras; E_f : módulo de elasticidade do compósito de fibras; t_f : espessura do compósito de fibras; n_f : número de camadas do compósito de fibras; L_{bf} : comprimento de traspasse do compósito de fibras.

Tabela 4.5 – Resultados de Resistência e Ductilidade Relativas Obtidos em Estudos Experimentais de Espécimes de Concreto Armado Realizados por Outros Autores

Forma da Seção Transversal	Dimensões dos Espécimes (mm)	Tipo de Fibras	Número de Camadas de Reforço	$\left(\frac{f_{cc}}{f_{co}}\right)_{máx}$	$\left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}}\right)_{máx}$	
Circular	150 x 600	carbono	2	2,59	11,10	
		vidro	2	1,49	2,85	
	150 x 750	carbono	2	3,72	12,21	
		vidro	3	4,28	11,15	
	190 x 570	carbono	2	2,05	9,46	
	200 x 914	carbono	4	2,44	4,24	
	300 x 1200	carbono	3	1,35	5,20	
		400 x 2000	carbono	4	1,60	1,54
			vidro	6	1,62	2,46
	508 x 1830	híbrida	4	1,33	2,11	
carbono		3	1,52	5,80		
Quadrada	152 x 750	vidro	3	1,19	4,75	
		carbono	2	2,77	12,23	
	178 x 914	carbono	1	1,83	4,71	
		carbono	2	1,69	8,00	
	181 x 1524	vidro	3	2,33	16,50	
		aramida	3	1,69	9,00	
		carbono	4	1,86	8,77	
	200 x -	carbono	4	1,86	8,77	
	300 x 900	vidro	6	1,92	24,24	
	355 x 2000	vidro	2	1,18	1,65	
carbono		3	1,19	4,74		
457 x 1830	vidro	3	1,16	3,95		
	carbono	2	1,32	2,14		
Retangular	115 x 420 x 1500	vidro	3	1,27	3,14	
		carbono	2	1,32	2,14	
	250 x 500 x 2000	vidro	2	1,40	1,06	
	300 x 450 x 900	vidro	6	1,38	11,52	

f_{cc} : resistência do concreto confinado;

ε_{co} : deformação correspondente ao pico da curva tensão de compressão – deformação longitudinais do concreto não confinado;

ε_{cc} : deformação última do concreto confinado na iminência da ruptura do pilar.

4.4 – Curvas Tensão – Deformação do Concreto Confinado Propostas

Diversos são os estudos realizados sobre modelos de confinamento em pilares de concreto devido às armaduras internas na forma de espiras (HSU e HSU, 1994; KARABINIS e KIOUSIS, 1994; EL-DASH e AHMAD, 1995; ASSA *et al.*, 2001a), e/ou estribos de aço de diferentes configurações (SAATCIOGLU e RAZVI, 1992; EL-DASH e AHMAD, 1994; CUSSON e PAULTRE, 1995; KARABINIS e KIOUSIS, 1996; KHALOO *et al.*, 1999; ASSA *et al.*, 2001b; BING *et al.*, 2001; CHUNG *et al.*, 2002).

Há também estudos sobre confinamento devido a tubos de aço externos, podendo-se citar os de AHMAD e SHAH (1982), ORITO *et al.* (1987), SCHNEIDER (1998), FARUQUI *et al.* (2000) e OYAWA *et al.* (2001), por exemplo.

Os estudos sobre confinamento provido por materiais compósitos de resina e fibras mostraram que curvas tensão – deformações nas direções longitudinal e transversal do concreto confinado, como nos casos acima citados, dependem do tipo de seção transversal do pilar.

A menos de duas, as curvas tensão – deformação já propostas para concretos confinados com materiais compósitos de resina e fibras referem-se a pilares de seção transversal circular cheia (MIYAUCHI *et al.*, 1997; MBT, 1998b; SAMAAAN *et al.*, 1998; SAAFI *et al.*, 1999; SPOELSTRA e MONTI, 1999; TOUTANJI, 1999b; XIAO e WU, 2000) ou vazada (BECQUE *et al.*, 2003).

Expressões para as curvas tensão – deformação do concreto confinado de pilares com seção além da circular também foram propostas: quadrada (CAMPIONE e MIRAGLIA, 2003; MATTHYS, 2000) e retangular (MATTHYS, 2000).

Dentre os modelos propostos para concretos de pilares circulares confinados externamente com materiais compósitos de resina e fibras, o de SPOELSTRA e MONTI (1999) é o mais complexo, mas, de acordo com CEB (2001) e MATTHYS (2000), é o que conduz a resultados mais próximos dos reais.

4.4.1 – MIYAUCHI *et al.* (1997)

Os autores propuseram uma curva tensão – deformação na direção longitudinal com forma parabólica – linear (v. Figura 4.26), cujas expressões são abaixo apresentadas.

- Para deformações longitudinais ε_c no intervalo $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_a$:

$$\sigma_c = f_{co} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (4.4)$$

- Para deformações longitudinais ε_c no intervalo $\varepsilon_a \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$:

$$\sigma_c = f_{cc} - \lambda(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c) \quad (4.5)$$

onde:

ε_{co} é a deformação longitudinal correspondente ao pico da curva tensão longitudinal – deformação longitudinal do concreto não confinado, admitida igual a 2‰ ;

f_{cc} é a resistência do concreto confinado (v. equação dos autores na Tabela 4.7);

ε_{cc} é a deformação longitudinal correspondente ao pico da curva tensão longitudinal – deformação longitudinal do concreto confinado (v. equação dos autores na Tabela 4.9);

ε_a é a deformação longitudinal correspondente ao ponto de interseção dos trechos parabólico e linear, para uma tensão σ_a , sendo ε_a e σ_a dadas por:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{co} - \lambda \frac{\varepsilon_{co}^2}{2f_{co}} \quad (4.6)$$

$$\sigma_a = f_{co} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (4.7)$$

$$\lambda = \frac{-2f_{co}(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}) + \sqrt{4f_{co}^2(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co})^2 - 2f_{co}(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}) + f_{cc}(\varepsilon_{co}^2)}}{\varepsilon_{co}^2} \quad (4.8)$$

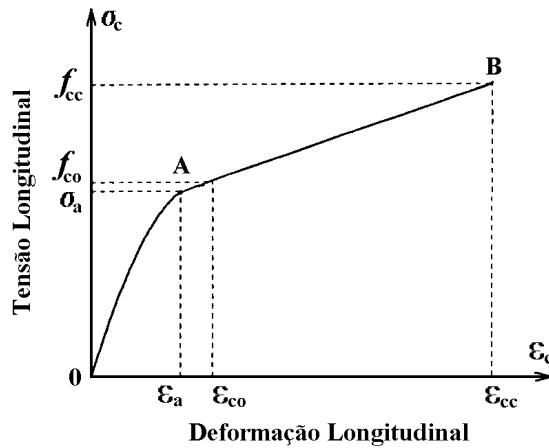


Figura 4.26 – Curva Tensão – Deformação Proposta por MIYAUCHI *et al.* (1997)

4.4.2 – MBT (1998b)

A curva tensão – deformação na direção longitudinal proposta é:

$$\sigma_c = \frac{1,8f_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2} \quad (4.9)$$

onde:

f_{cc} é a resistência do concreto confinado, dada pela expressão (MANDER *et al.*, 1988) proposta para o caso de confinamento por armadura convencional, igual a:

$$f_{cc} = f_{co} \left(2,25 \sqrt{1 + \frac{7,9f_l}{f_{co}}} - \frac{2f_l}{f_{co}} - 1,25 \right) \quad (4.10)$$

sendo:

f_l a tensão máxima lateral de confinamento igual a:

$$f_l = \frac{0,85E_f \varepsilon_{fu} \rho_f}{2} \quad (4.11)$$

com ε_{fu} é a deformação última do compósito de reforço;

$$\rho_f = \frac{4n_f t_f}{D} \quad (4.12)$$

0,85 de fator arbitrado devido à novidade deste sistema de reforço;

ε_{cc} é a deformação do concreto confinado dada por:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(6 \frac{f_{cc}}{f_{co}} - 5 \right) \quad (4.13)$$

sendo ε_{co} a deformação correspondente ao pico da curva tensão – deformação do concreto não confinado, igual a:

$$\varepsilon_{co} = \frac{1,71f_{co}}{E_c} \quad (4.14)$$

Tendo sido calculadas a tensão lateral de confinamento, a resistência e a deformação última do concreto confinado para uma dada deformação do compósito (admitida igual à deformação transversal do concreto), determina-se a deformação longitudinal pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ct}}{\nu} + \frac{(1-2\nu)\sigma_l}{E_c \nu} \quad , \text{ para } \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ct}^{cr} \quad (4.15a)$$

ou

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^{cr} - \frac{\nu(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c^{cr})}{(1-2\nu)} \left[\frac{(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c^{cr})}{\varepsilon_{cc}} + g(\varepsilon_{ct}) \right] \quad , \text{ para } \varepsilon_{ct} > \varepsilon_{ct}^{cr} \quad (4.15b)$$

onde:

$$\sigma_l = \frac{0,85E_f \varepsilon_{ct} \rho_f}{2} \quad (4.16)$$

ε_{ct}^{cr} é a deformação transversal correspondente à fissuração do concreto, dada por:

$$\varepsilon_{ct}^{cr} = \varepsilon_{co}' + \frac{f_l(1-2\nu)}{E_c} \quad (4.17)$$

ε_c^{cr} é a deformação longitudinal correspondente à fissuração do concreto, dada por:

$$\varepsilon_c^{cr} = \frac{\varepsilon_{ct}^{cr}}{\nu}; \quad (4.18)$$

ε_{co}' é a deformação correspondente ao pico da curva tensão – deformação de tração do concreto não confinado, tomada igual a 0,2‰;

$$g(\varepsilon_{ct}) = \sqrt{1 + \frac{1-2\nu}{\nu^2 \varepsilon_{cc}} \left[\varepsilon_{ct}^{cr} + 2\varepsilon_{ct} + \nu \varepsilon_c^{cr} \left(\frac{\nu \varepsilon_c^{cr} - 1}{1-2\nu} - 1 \right) \right]} \quad (4.19)$$

ν é o coeficiente de Poisson igual a 0,19.

4.4.3 – SAMAAN *et al.* (1998)

Esses autores basearam-se na relação proposta por RICHARD e ABBOTT (1975) representada na Figura 4.27.

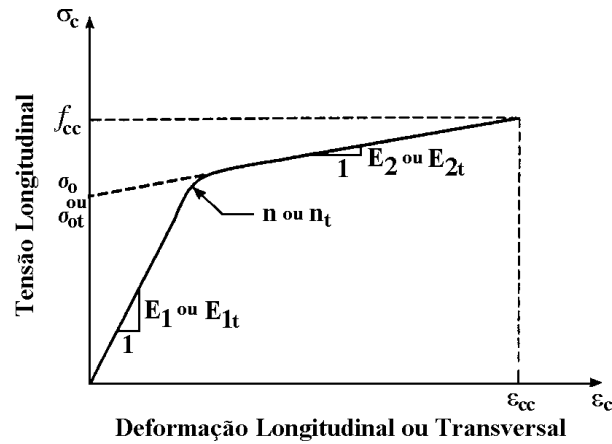


Figura 4.27 – Curva Tensão – Deformação Proposta por RICHARD e ABBOTT (1975)

A curva tensão – deformação longitudinal proposta é:

$$\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\epsilon_c}{\left\{ 1 + \left[\frac{(E_1 - E_2)\epsilon_c}{\sigma_o} \right]^n \right\}^{1/n}} + E_2\epsilon_c \quad (4.20)$$

onde:

E_1 é a inclinação da primeira reta (AHMAD e SHAH, 1982), igual a:

$$E_1 = 3950\sqrt{f_{co}} \quad (4.21)$$

com f_{co} em MPa;

E_2 é a inclinação da segunda reta, igual a:

$$E_2 = 245,61f_{co}^{0,2} + 1,3456 \frac{E_f t_f}{D} \quad (4.22)$$

com f_{co} e E_f em MPa;

σ_o é a tensão dada pela interseção da segunda reta com o eixo das ordenadas (tensões), igual a:

$$\sigma_o = 0,872f_{co} + 0,371f_1 + 6,258 \quad (4.23)$$

com f_{co} e f_l em MPa;

n é um parâmetro que controla a curvatura na zona de transição entre as retas, que pode ser admitido igual a 1,5.

A curva tensão longitudinal – deformação transversal proposta é:

$$\sigma_c = \frac{(E_{1t} - E_{2t})\varepsilon_{ct}}{\left\{ 1 + \left[\frac{(E_{1t} - E_{2t})\varepsilon_{ct}}{\sigma_{ot}} \right]^{n_t} \right\}^{1/n_t}} + E_{2t}\varepsilon_{ct} \quad (4.24)$$

onde:

ε_{ct} é a deformação transversal do concreto;

E_{1t} é a inclinação da primeira reta, igual a:

$$E_{1t} = E_1 / \nu \quad (4.25)$$

sendo ν o coeficiente de Poisson, variando de 0,15 a 0,20 (CHEN, 1982);

E_{2t} é a inclinação da segunda reta, igual a:

$$E_{2t} = E_2 / \mu_u \quad (4.26)$$

com

$$\mu_u = -0,187 \ln \left(\frac{2E_f t_f}{f_{co} D} \right) + 0,881 \quad (4.27)$$

σ_{ot} é a tensão dada pela interseção da segunda reta com o eixo das ordenadas (tensão longitudinal), igual a:

$$\sigma_{ot} = 0,636f_{co} + 0,233f_l + 4,561 \quad (4.28)$$

com f_{co} e f_l em MPa

n_t é um parâmetro que controla a curvatura na zona de transição entre as primeira e segunda retas, igual a:

$$n_t = n / \mu_u \quad (4.29)$$

f_{cc} e ε_{cc} são a resistência e a deformação última do concreto confinado (v. Tabelas 4.7 e 4.9)

4.4.4 – TOUTANJI (1999b)

O modelo proposto para curvas tensão – deformação de concretos confinados com materiais compósitos de resina e fibras (v. Figura 4.28) partiu de duas hipóteses básicas: no primeiro ramo da curva admitiu-se que o comportamento do concreto confinado é similar ao do concreto não confinado, e no segundo ramo da curva levou-se em conta a rigidez do agente confinante.

O primeiro ramo das curvas tensão – deformação na direção longitudinal do concreto confinado é dado por:

$$\sigma_c = \frac{A\varepsilon_c}{1 + B\varepsilon_c + C\varepsilon_c^2} \quad (4.30)$$

onde:

$$A = E_1 \quad (4.31)$$

$$B = \frac{E_1}{\sigma_a} - \frac{2}{\varepsilon_a} + \frac{E_2 E_1 \varepsilon_a}{\sigma_a^2} \quad (4.32)$$

$$C = \frac{1}{\varepsilon_a^2} - \frac{E_1 E_2}{\sigma_a^2} \quad (4.33)$$

sendo:

E_1 é a tangente ao primeiro ramo da curva na origem;

E_2 é a tangente à curva no ponto de interseção dos dois ramos da curva;

σ_a e ε_a são a tensão e a deformação longitudinais no ponto de interseção dos dois ramos da curva, de acordo com a Figura 4.28.

A deformação no ponto de interseção dos dois ramos da curva tensão – deformação na direção longitudinal é dada por:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{co} \left[1 + 0,0448 \left(\frac{2E_f t_f}{Df_{co}} \right)^{0,85} \right] \quad (4.34)$$

e a da curva tensão longitudinal – deformação transversal é igual a:

$$\varepsilon_{at} = 2\% \quad (4.35)$$

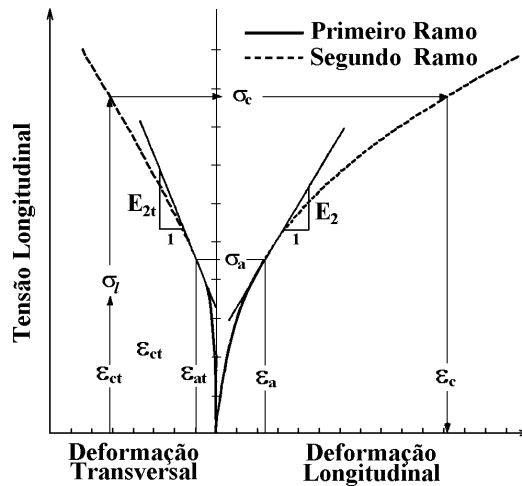


Figura 4.28 – Curvas Tensão – Deformação Propostas por TOUTANJI (1999b)

A tensão longitudinal no ponto de interseção dos dois ramos da curvas tensão longitudinal – deformações nas direções longitudinal ou transversal é obtida por:

$$\sigma_a = f_{co} \left[1 + 0,0178 \left(\frac{2E_f t_f}{Df_{co}} \right)^{0,85} \right] \quad (4.36)$$

A tangente ao primeiro ramo da curva tensão – deformação na direção longitudinal na origem é dada por:

$$E_1 = 10200(f_{co})^{1/3} \quad (4.37)$$

com E_1 e f_{co} em MPa;

e à curva tensão longitudinal – deformação transversal é dada por:

$$E_{1t} = 51000(f_{co})^{1/3} \quad (4.38)$$

com E_{1t} e f_{co} em MPa.

A tangente à curva no ponto de interseção dos dois ramos da curva tensão – deformação na direção longitudinal é igual a:

$$E_2 = 0,3075 \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} \quad (4.39)$$

com E_2 e f_{co} em MPa;

e à curva tensão longitudinal – deformação transversal é dada por:

$$E_{2t} = 7,557 f_{co} \left(\frac{2E_f t_f}{Df_{co}} \right)^{0,85} \quad (4.40)$$

Para o segundo ramo da curva, obtém-se a deformação longitudinal por intermédio da seguinte equação:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{co} \left[1 + (310,57\varepsilon_{ct} + 1,90) \left(\frac{\sigma_c}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.41)$$

onde:

$$\sigma_c = f_{co} \left[1 + 3,5 \left(\frac{\sigma_l}{f_{co}} \right)^{0,85} \right] \quad (4.42)$$

$$\sigma_l = \frac{2E_f t_f \varepsilon_{ct}}{D} \quad (4.43)$$

f_{cc} e ε_{cc} são a resistência e a deformação última do concreto confinado (v. Tabelas 4.7 e 4.9).

O valor de ε_{co} (v. Equações 4.34, 4.39 e 4.41) sugerido pelo autor é igual a 2‰ .

Verificou-se que as curvas tensão longitudinal – deformações nas direções longitudinal e transversal propostas mostraram-se próximas das obtidas nos ensaios dos autores e das propostas na literatura para concretos confinados com compósito de resina e fibras colado.

4.4.5 – SAAFI *et al.* (1999)

Os autores propuseram a mesma curva tensão – deformação (v. Figura 4.28) proposta por TOUTANJI (1999b), mas com modificações em alguns parâmetros:

$$E_2 = 0,272 \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} \quad (4.44)$$

com E_2 e f_{co} em MPa;

$$E_{2t} = 5 \left(\frac{2t_f E_f}{D f_{co}} \right)^{0,16} \quad (4.45)$$

com E_{2t} , f_{co} e E_f em MPa;

$$\sigma_a = f_{co} \left[1 + 0,0213 \left(\frac{t_f E_f}{D f_{co}} \right)^{0,84} \right] \quad (4.46)$$

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{co} \left[1 + 0,0783 \left(\frac{t_f E_f}{D f_{co}} \right)^{0,84} \right] \quad (4.47)$$

com f_{co} e E_f em MPa.

Na segunda região da curva tensão longitudinal – deformação transversal (v. Figura 4.28), a deformação transversal ε_{ct} pode variar de 2‰ até a deformação última do tubo de compósito. Para cada valor de deformação transversal, calculam-se a tensão lateral de confinamento (v. Equação 4.43) e a correspondente tensão longitudinal de compressão (v. Equação 4.48), que é empregada na Equação 4.49 para a determinação da deformação longitudinal.

$$\sigma_c = f_{co} \left[1 + 2,2 \left(\frac{\sigma_l}{f_{co}} \right)^{0,84} \right] \quad (4.48)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{co} \left[1 + (537\varepsilon_{ct} + 2,6) \left(\frac{\sigma_c}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.49)$$

4.4.6 – SPOELSTRA e MONTI (1999)

A expressão da curva tensão – deformação na direção longitudinal teve por base a proposta por POPOVICS (1973), e é dada por:

$$\sigma_c = \frac{n f_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^n} \quad (4.50)$$

onde:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.51)$$

$$n = \frac{E_{ct}}{E_{ct} - E_{cs}} \quad (4.52)$$

sendo:

E_{ct} o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto, igual a:

$$E_{ct} = 5700\sqrt{f_{co}} \quad (4.53)$$

com E_2 e f_{co} em MPa;

E_{cs} o módulo de elasticidade secante do concreto, dado por:

$$E_{cs} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.54)$$

f_{cc} é a resistência do concreto confinado dada pela expressão de MANDER *et al.* (1988):

$$f_{cc} = f_{co} \left(2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_l}{f_{co}}} - 2 \frac{\sigma_l}{f_{co}} - 1,254 \right) \quad (4.55)$$

$$\sigma_l = \frac{\rho_f \sigma_f}{2} \quad (4.56)$$

Com o intuito de considerar o comportamento linear elástico do compósito de fibras, que promove no concreto uma tensão lateral que cresce com o aumento da tensão longitudinal até a ruptura, SPOELSTRA e MONTI (1999) propuseram para o cálculo da deformação transversal do concreto confinado a seguinte expressão baseada no modelo de tensão – deformação do concreto não confinado de PANTAZOPOULOU e MILLS (1995):

$$\varepsilon_{ct} = \frac{E_{ct} \varepsilon_c - \sigma_c}{2\beta \sigma_c} \quad (4.57)$$

onde:

β é uma propriedade do concreto constante igual a:

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{f_{co}}} - 500 \quad (4.58)$$

com f_{co} em MPa.

A Figura 4.29 mostra o procedimento proposto por SPOELSTRA e MONTI (1999) para o traçado da curva tensão – deformação na direção longitudinal do concreto confinado com compósito de fibras.

Para cada valor de deformação longitudinal ε_c adotado, calcula-se a deformação lateral ε_{ct} (Equação 4.57). No caso de concreto confinado de seção circular, pode-se

tomar a deformação do compósito de fibras ε_f igual a ε_{ct} e, assim, $\sigma_f = E_f \varepsilon_{ct}$. A correspondente tensão lateral de confinamento σ_l (Equação 4.56) é determinada e reutilizada na Equação 4.57 para a determinação de um novo valor de $\varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{fu}$ até que se iguale ao seu valor anterior.

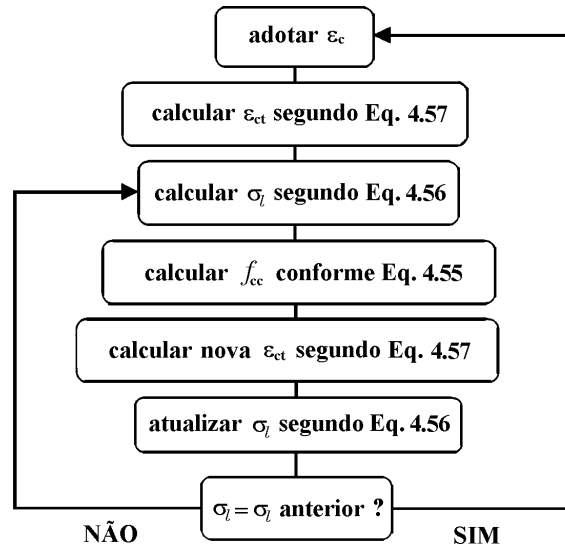


Figura 4.29 – Procedimento Iterativo proposto por SPOELSTRA e MONTI (1999)

4.4.7 – MATTHYS (2000)

O modelo proposto para curva tensão – deformação longitudinal do concreto confinado com materiais compósitos de resina e fibras de pilares de seção transversal circular foi baseado no modelo iterativo sugerido por SPOELSTRA e MONTI (1999).

O procedimento iterativo (v. Figura 4.29) termina quando a deformação lateral ε_{ct} atinge a deformação última do compósito de fibras ε_{fue} , que é definida na Equação 4.91 (v. pág. 175).

A Figura 4.30 mostra tipos de curvas tensão – deformação na direção longitudinal propostos por MATTHYS (2000), que dependem do nível de tensão lateral de confinamento, expresso pelo valor de K_c (v. Equações 4.59 e 4.60), e cujos parâmetros estão definidos na Tabela 4.8 e nas Equações 4.82 a 4.91. A curva em linha tracejada foi obtida adotando-se tensão lateral de confinamento σ_l constante e igual à

máxima f_l , enquanto para a obtenção da em linha cheia tomaram-se valores crescentes de σ_l até f_l .

$$K_c = \frac{1}{2} \rho_f k_e E_f \quad (4.59)$$

para seção circular;

$$K_c = \rho_f k_e E_f \quad (4.60)$$

para seções quadrada e retangular.

Conforme pode ser visto na Figura 4.30a, as tensões máxima e última do concreto confinado têm o mesmo valor f_{cc} , devido ao elevado nível de tensão lateral de confinamento. Segundo o autor, isto ocorre para $K_c > 3f_{co}$. Neste caso, a resistência do concreto confinado f_{cc} é atingida quando a deformação do material confinante é igual a ε_{fue} (v. Equação 4.91).

De forma contrária (v. Figura 4.30b), o valor da tensão última σ_{cc} é menor que o da máxima f_{cc} para baixo nível de tensão lateral de confinamento, isto é, quando $K_c \leq 3f_{co}$, para concretos convencionais, ou $K_c \leq 2f_{co}$, para concretos de alta resistência. Neste caso, a deformação correspondente ao valor de tensão igual à resistência do concreto confinado ε_{cco} pode ser adotada igual a 2‰.

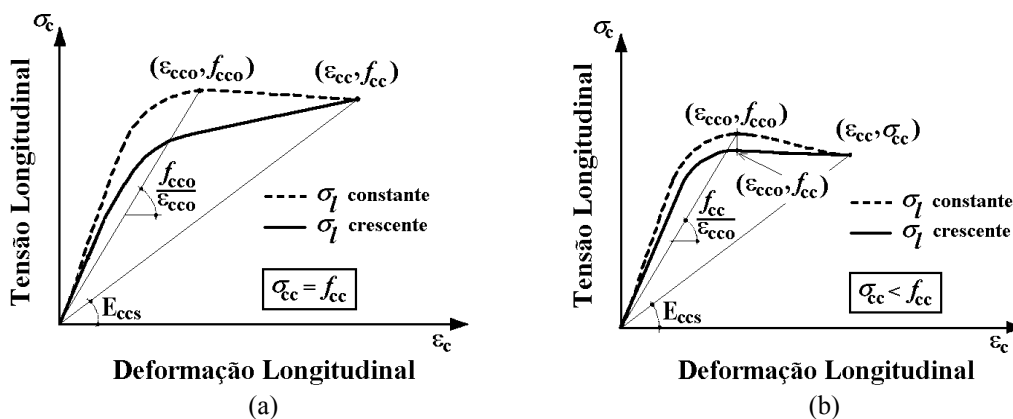


Figura 4.30 – Curvas Tensão – Deformação Propostas por MATTHYS (2000)

4.4.8 – XIAO e WU (2000)

Os autores sugeriram um modelo bilinear (v. Figura 4.31) para relacionar tensões e deformações do concreto confinado com material compósito de resina e fibras colado.

Para valores de tensões longitudinais de até o valor da resistência do concreto não confinado à compressão ($\sigma_c \leq f_{co}$), as expressões para cálculo da tensão longitudinal e da deformação transversal são:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c + 2\nu \sigma_l \quad (4.61)$$

$$\varepsilon_{ct} = -\frac{\nu}{1 + \frac{C_f}{E_c}(1 - \nu - 2\nu^2)} \varepsilon_c \quad (4.62)$$

onde:

E_c o módulo de elasticidade do concreto não confinado igual a:

$$E_c = 4733 \sqrt{f_{co}} \quad (4.63)$$

com f_{co} em MPa;

ν o coeficiente de Poisson do concreto não confinado, admitido igual a 0,18;

σ_l a tensão lateral de confinamento dada por:

$$\sigma_l = -C_f \varepsilon_{ct} \quad (4.64)$$

com C_f definido como módulo de confinamento, dado por:

$$C_f = \frac{2t_f}{D} E_f \quad (4.65)$$

As equações para cálculo da tensão longitudinal e da deformação transversal, para valores de tensões acima do valor da resistência do concreto não confinado à compressão ($\sigma_c > f_{co}$) são:

$$\sigma_c = 1,1 f_{co} + k_l \sigma_l \quad (4.66)$$

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{cto} - \nu' \varepsilon_c \quad (4.67)$$

onde:

$$\alpha = 1,10;$$

$$k_l = 4,1 - 0,75 \frac{f_{co}^2}{C_f}; \quad (4.68)$$

$$\varepsilon_{cto} = -0,5\text{‰};$$

ν' o coeficiente de Poisson do concreto confinado:

$$\nu' = 7 \left(\frac{f_{co}}{C_f} \right)^{0,8} \quad (4.69)$$

Os valores de resistência f_{cc} e deformação última ε_{cc} do concreto confinado encontram-se nas Tabelas 4.7 e 4.9.

Concluiu-se que o desempenho do concreto confinado depende do módulo de confinamento (relação entre a tensão de confinamento e a deformação lateral), além das propriedades do concreto não confinado. Verificou-se também que os valores médios de deformação de ruptura do material confinante foram muito menores que os obtidos nos ensaios de tração uniaxial deste material.

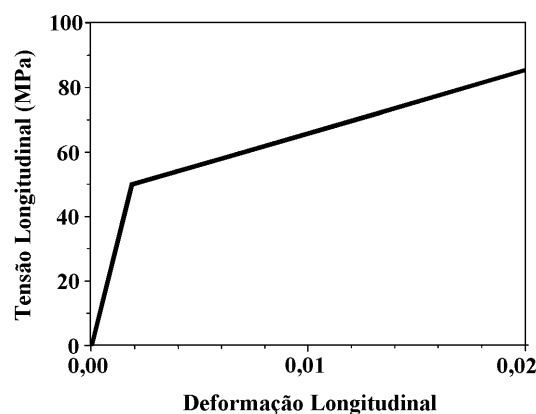


Figura 4.31 – Curva Tensão – Deformação da Proposta por XIAO e WU (2000), Baseada nos Resultados de HOSOTANI *et al.* (1996)

4.4.9 – CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)

A curva tensão – deformação (v. Figura 4.32), admitida pelos autores para pilares de seções transversais circular e quadrada confinados externamente com materiais compósitos de resina e fibras, teve por base o modelo adotado por PINTO e GIUFFRÈ (1970) originalmente proposto para caso de pilares de concreto armado, cuja equação é:

$$\sigma_c = f_{co} \left\{ n \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} + \frac{[1-n] \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^3 \right]^{1/3}} \right\} \quad (4.70)$$

onde:

$$n = \frac{f_{cc} - f_{co}}{E_{ct}(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co})} \quad (4.71)$$

sendo:

E_{ct} é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;

f_{cc} dada na Tabela 4.8;

ε_{cc} definida na Equação 4.92.

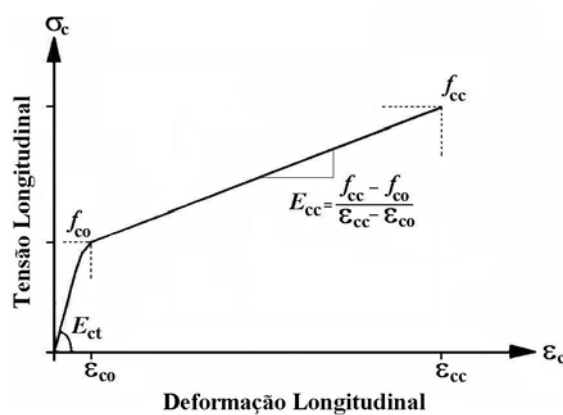


Figura 4.32 – Curva Tensão – Deformação Proposta por CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)

Em comparação com resultados experimentais, em particular os de ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000), cujo trabalho tratou de espécimes de concreto simples de

seções transversais circular e quadrada confinados com diferentes taxas e tipos de compósitos de resina e fibras, o modelo proposto pelos autores mostrou resultados satisfatórios.

A Tabela 4.6 apresenta um resumo das propostas de curvas tensão – deformação do concreto confinado externamente com materiais compósitos de resina e fibras descritas neste trabalho.

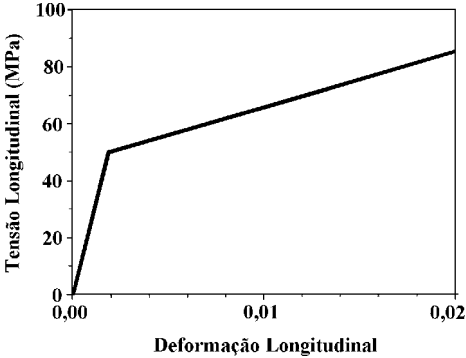
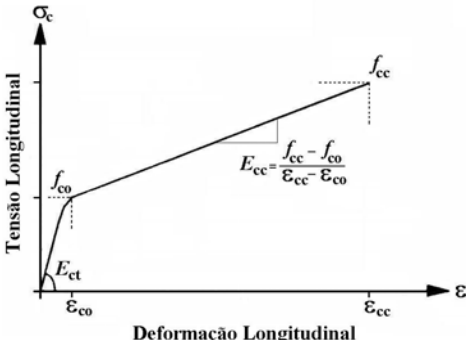
Tabela 4.6 – Resumo de Curvas Tensão – Deformação do Concreto Confinado Propostas (Continua)

Autor	Tipos de Seção	Expressões	Figura	Observações
MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	Circular	para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_a$: $\sigma_c = f_{co} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right]$ para $\varepsilon_a \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$: $\sigma_c = f_{cc} - \lambda (\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c)$		-
MBT (1998b)	Circular	para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$: $\sigma_c = \frac{1,8f_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2}$	-	1) As deformações longitudinais são obtidas em função das transversais; 2) A resistência do concreto confiando baseia-se na proposta por MANDER <i>et al.</i> (1988).
SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	Circular	para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$: $\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left\{ 1 + \left[\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\sigma_o} \right]^n \right\}^{1/n}} + E_2\varepsilon_c$		1) Curva tensão – deformação baseada nas propostas por RICHARD e ABBOTT (1975) e AHMAD e SHAH (1982) para pilares de concreto armado.

Tabela 4.6 – Resumo de Curvas Tensão – Deformação do Concreto Confinado Propostas (Continua)

Autor	Tipos de Seção	Expressões	Figura	Observações
<p>TOUTANJI <i>et al.</i> (1999b)</p> <p>e</p> <p>SAAFI <i>et al.</i> (1999)</p>	Circular	<p>para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$:</p> $\sigma_c = \frac{A\varepsilon_c}{1 + B\varepsilon_c + C\varepsilon_c^2}$ <p>com:</p> $A = E_1; B = \frac{E_1}{\sigma_a} - \frac{2}{\varepsilon_a} + \frac{E_2 E_1 \varepsilon_a}{\sigma_a^2}$ $C = \frac{1}{\varepsilon_a^2} - \frac{E_1 E_2}{\sigma_a^2}$		<p>1) A proposta de SAAFI <i>et al.</i> (1999) teve por base a de TOUTANJI (1999b), tendo sido modificados alguns parâmetros relativos à resistência, deformação última do concreto confinado e às inclinações da curva tensão – deformação.</p>
SPOELSTRA e MONTI (1999)	Circular	<p>para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$:</p> $\sigma_c = \frac{n f_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^n}$		<p>1) O método proposto é iterativo;</p> <p>2) Curva tensão – deformação baseada nas propostas por POPOVICS (1973), PANTAZOPOULOU e MILLS (1995) e MANDER <i>et al.</i> (1988).</p>
MATTHYS (2000)	Circular, Quadrada e Retangular	<p>para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$:</p> $\sigma_c = \frac{n f_{cc} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^n}$		<p>1) O método proposto é iterativo;</p> <p>2) A proposta teve por base a de SPOELSTRA e MONTI (1999), tendo sido modificados alguns parâmetros relativos à resistência e à deformação última do concreto confinado</p>

Tabela 4.6 – Resumo de Curvas Tensão – Deformação do Concreto Confinado Propostas (Continuação)

Autor	Tipos de Seção	Expressões	Figura	Observações
XIAO e WU (2000)	Circular	para $\sigma_c \leq f_{co}$: $\sigma_c = E_c \varepsilon_c + 2\nu \sigma_l$ $\varepsilon_{ct} = -\frac{\nu}{1 + \frac{C_f}{E_c}(1 - \nu - 2\nu^2)} \varepsilon_c$ para $\sigma_c > f_{co}$: $\sigma_c = \alpha f_{co} + k_l \sigma_l$ $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{cto} - \nu' \varepsilon_c$		-
CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	Circular e Quadrada	para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$: $\sigma_c = f_{co} \left\{ n \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} + \frac{[1-n] \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^3 \right]^{1/3}} \right\}$		1) A proposta teve por base a de PINTO e GIUFFRÈ (1970) para pilares de concreto armado.

4.5 – Resistência do Concreto Confinado

Expressões para avaliar a resistência do concreto apenas de elementos de seção circular confinados com compósitos de resina e fibras encontradas na literatura são apresentadas na Tabela 4.7.

Algumas foram obtidas a partir de elementos ensaiados que tinham confinamento provido por tubo de compósito pré-fabricado que serviu de fôrma para a parte de concreto, e outras a partir de elementos confinados com compósito colado no concreto.

Tabela 4.7 – Expressões Propostas para Avaliação de Resistência de Espécimes de Seção Circular Confinados com Compósitos

Autor	Tipo de Confinamento	f_{cc} (MPa)
FARDIS e KHALILI (1982)	Tubos de compósito de fibras de vidro	$f_{co} \left[1 + 2,05 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$
KARBHARI e GAO (1997)	Tubos de compósito de fibras	$f_{co} \left[1 + 2,1 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,87} \right]$
MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)	Tubos de compósito de fibras de vidro	$f_{co} \left[1 + 4,269 \left(\frac{f_l^{0,587}}{f_{co}} \right) \right]$
MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	Compósito de fibras de carbono colado	$f_{co} \left[1 + 3,5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$
MBT (1998b)	Tubos e compósito de fibras colados	$f_{co} \left(2,25 \sqrt{1 + 7,9 \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f_{co}} - 1,25 \right)$
SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	Tubos de compósito de fibras de vidro	$f_{co} \left[1 + 6,0 \left(\frac{f_l^{0,7}}{f_{co}} \right) \right]$
SAAFI <i>et al.</i> (1999)	Tubos de compósito de fibras de vidro ou de carbono	$f_{co} \left[1 + 2,2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,84} \right]$
TOUTANJI (1999b)	Compósitos de fibras de vidro ou de carbono colados	$f_{co} \left[1 + 3,5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,85} \right]$
SPOELSTRA e MONTI (1999)	Tubos e compósito de fibras colados	$f_{co} \left[0,2 + 3 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,5} \right]$
XIAO e WU (2000)	Compósito de fibras de carbono colado	$f_{co} \left[1,1 + \left(4,1 - 0,75 \frac{f_{co}^2 D}{2 t_f E_f} \right) \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$
LAM e TENG (2001, 2002)	Tubos e compósito de fibras colados	$f_{co} \left[1 + 2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$

Nessa tabela, f_{co} é a resistência do concreto não confinado e f_l é a tensão lateral máxima de confinamento, dada por:

$$f_l = \frac{2t_f f_f}{D} \quad (4.72)$$

onde t_f e f_f são a espessura e a resistência à tração do material confinante, respectivamente, e D é o diâmetro do núcleo de concreto. Segundo proposta da MBT (1998b), recomenda-se multiplicar f_l por 0,85, devido à novidade deste sistema de reforço.

Na Tabela 4.8 constam expressões propostas para o cálculo da resistência do concreto confinado de elementos de seções circular, quadrada, retangular e elíptica. Nelas a tensão lateral de confinamento é dada por:

$$f_l = \frac{2t_f f_f}{b} \quad \text{para seções circular e quadrada,} \quad (4.73)$$

$$f_{lx} = \frac{2t_f f_f}{b_x} \quad \text{e} \quad f_{ly} = \frac{2t_f f_f}{b_y} \quad \text{para seção retangular,} \quad (4.74)$$

$$f_l = \frac{[1,5(b_x + b_y) - \sqrt{b_x b_y}] t_f f_f}{2b_x b_y} \quad \text{para seção elíptica,} \quad (4.75)$$

onde b , b_x e b_y são as dimensões da seção transversal do concreto confinado, adotando-se b_x e b_y como os eixos maior e menor para seção elíptica.

No caso de seção retangular, SHEHATA *et al.* (2002) consideram para f_l o menor dos valores entre f_{lx} e f_{ly} , enquanto THÉRIAULT e NEALE (2000), que limitam a deformação do compósito a 2‰, assumem:

$$f_l = \frac{0,002t_f E_f (b_x + b_y)}{b_x b_y} \quad \text{para seções quadrada e retangular,} \quad (4.76)$$

a SIKA (2000) admite:

$$f_l = \frac{4t_f f_f b_x b_y}{(b_x^3 + b_y^3)} \quad \text{para seções quadrada e retangular,} \quad (4.77)$$

o ACI 440.2R (2002) sugere:

$$f_l = \frac{t_f f_f (b_x + b_y)}{b_x b_y} \quad \text{para seções quadrada e retangular,} \quad (4.78)$$

e CAMPIONE e MIRAGLIA (2003) propõem:

$$f_l = \frac{2t_f f_f \left(1,7r_c/b + 0,15\right)}{b} \quad \text{para seção quadrada,} \quad (4.79)$$

Nas expressões de MATTHYS (2000), ACI 440.2R (2002) e de CAMPIONE e MIRAGLIA (2003), que incluem a tensão de confinamento lateral efetiva f_{le} em vez de f_l para levar em conta a área de concreto efetivamente confinada (v. Figura 4.33) e, no caso da de MATTHYS (2000), os fatos de poder ter-se deformação última no material confinante menor que a de ruptura verificada em ensaios deste material submetido à tração e tensão última no concreto diferente da máxima, tem-se:

$$f_{le} = k_l f_l \quad (4.80)$$

onde k_l é definido nas Equações 4.86 e 4.88 (MATTHYS, 2000) e 4.81 (ACI 440.2R, 2002; CAMPIONE e MIRAGLIA, 2003).

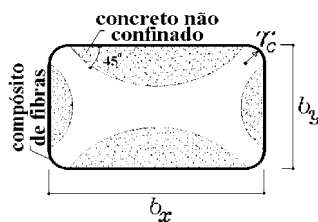


Figura 4.33 – Área de Concreto Efetivamente Confinado em Seção Quadrada ou Retangular

Tabela 4.8 – Expressões Propostas para Avaliação de Resistência de Espécimes de Diferentes Tipos de Seção Confinados com Compósitos

Autor	Tipo de Seção	f_{cc} (MPa)
MATTHYS (2000)	Circular	$E_{ccs} \varepsilon_{cc}$
	Quadrada Retangular	E_{ccs} (v. Equação 4.89) ε_{cc} (v. Equação 4.81)
SIKA (2000)	Circular Quadrada Retangular	$f_{co} \left(2,25 \sqrt{1 + 7,9 \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f_{co}} - 1,25 \right)$ $b_x/b_y \leq 1,5$; b_x ou $b_y \leq 600$ mm; f_l v. Eq. 4.73 e 4.77
THÉRIAULT e NEALE (2000)	Circular	$f_{co} \left[1 + 2,0 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$; 4 MPa $\leq f_l < 0,29f_{co}$; f_l v. Eq. 4.73
	Quadrada Retangular	$f_{co} \left[1 + 2,0 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$; $r_c \geq b_x/6$; $r_c \geq 35$ mm ; $b_x > b_y$; $b_x/b_y \leq 1,1$; f_l v. Eq. 4.76
ACI 440.2R (2002)	Circular	$f_{co} \left(2,25 \sqrt{1 + 7,9 \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f_{co}} - 1,25 \right)$; f_l v. Eq. 4.73
	Quadrada Retangular	$\alpha_l f_{co}$ $\alpha_l = 2,25 \sqrt{1 + 7,9 \frac{f_{le}}{f_{co}}} - 2 \frac{f_{le}}{f_{co}} - 1,25$ $k_l = k_e$; $b_x/b_y \leq 1,5$; b_x ou $b_y \leq 900$ mm ; f_{le} v. Eq. 4.80
VINTZILEOU (2001)	Circular	$(1 + 1,15\alpha w_f)(1,15 - 0,0025f_{co})f_{co}$, para $\alpha w_f \leq 2,0$ $(3,2 + 0,5\alpha w_f)(1,15 - 0,0025f_{co})f_{co}$, para $\alpha w_f > 2,0$
	Quadrada Retangular	$(1 + 0,6\alpha w_f)(1,15 - 0,0025f_{co})f_{co}$, para $\alpha w_f \leq 2,0$ αw_f definido na página a seguir
SHEHATA <i>et al.</i> (2002)	Circular	$f_{co} \left[1 + 2,0 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$; f_l v. Eq. 4.73
	Quadrada	$f_{co} \left[1 + 0,85 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$; f_l v. Eq. 4.73
	Retangular	$f_{co} \left[1 + 0,70 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$; f_l = menor entre os valores da v. Eq. 4.74
TENG e LAM (2002)	Eliptica	$f_{co} \left[1 + 2,0 \left(\frac{b_x}{b_y} \right)^2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$; f_l v. Eq. 4.75
CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	Circular	$f_{co} \left[1 + 2,0 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right) \right]$; $k_l = k_e$; f_{le} v. Eq. 4.80
	Quadrada	

As expressões do parâmetro k_e utilizado nas formulações da Tabela 4.8 para o cálculo de k_l são, segundo MATTHYS (2000) e ACI 440.2R (2002), as seguintes:

$$k_e = \left[1 - \frac{(b_x - 2r_c)^2 + (b_y - 2r_c)^2}{3A} \right] \leq 1,0 \quad (4.81a)$$

onde A é a área da seção transversal do concreto confinado, igual a $b_x b_y$;

e, de acordo com CAMPIONE e MIRAGLIA (2003),

$$k_e = \frac{\left[b^2 - 4 \left(r_c^2 - \frac{\pi r_c^2}{4} \right) \right] - \frac{2}{3} (b - 2r_c)^2}{b^2 - 4 \left(r_c^2 - \frac{\pi r_c^2}{4} \right)} \quad (4.81b)$$

sendo igual a 1,0 para seção circular, e 1/3 para seção quadrada sem arestas arredondadas,

Segundo VINTZILEOU (2001), o coeficiente α encontrado na Tabela 4.8 é a relação entre o volume do concreto efetivamente confinado e o volume total de concreto confinado, sendo igual à 1,0 para confinamento contínuo e menor que 1,0 para confinamento parcial. Já w_f é igual a $\rho_f f_f / f_{co}$.

As curvas de resistência relativa do concreto confinado f_{cc} / f_{co} em função da tensão lateral de confinamento relativa f_l / f_{co} , de acordo com expressões das Tabelas 4.7 e 4.8 para o caso de seção circular, são mostradas na Figura 4.34.

Nesta figura, verifica-se que há grande diferença entre os valores de f_{cc} / f_{co} calculados por diferentes expressões. Destas, a de TOUTANJI (1999b) é a que, em geral, fornece os maiores valores de resistência do concreto confinado, enquanto a de MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) leva aos menores valores.

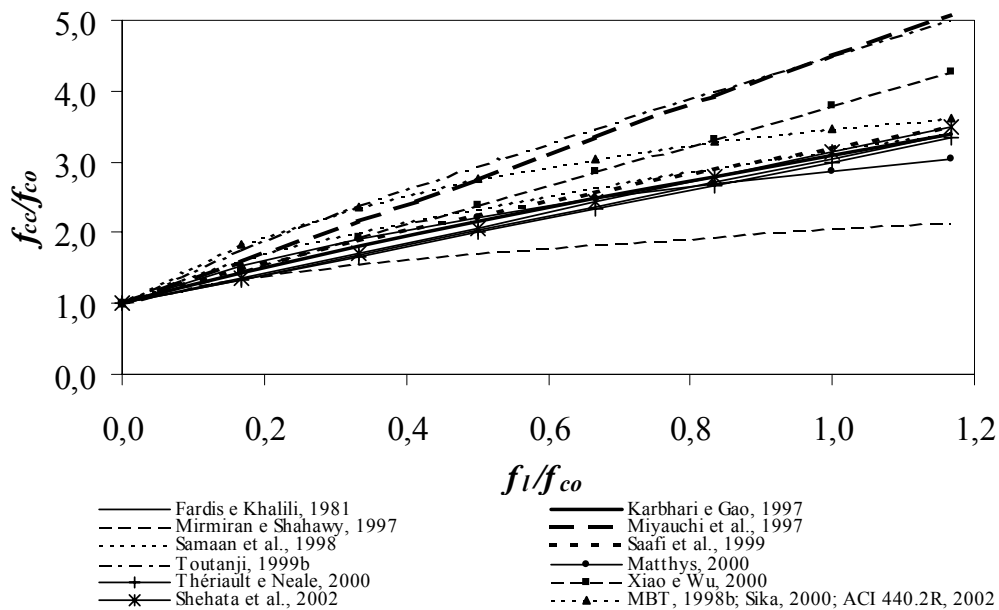


Figura 4.34 – Relações Entre a Resistência do Concreto Confinado Relativa (f_{cc}/f_{co}) e a Tensão Lateral de Confinamento Relativa (f_l/f_{co}), Segundo Expressões das Tabelas 4.7 e 4.8

4.6 – Deformação Última do Concreto Confinado

O valor da deformação última do concreto confinado está relacionado com as propriedades do núcleo do concreto e do agente confinante. Em geral, concretos e compósitos de fibras menos rígidos e resistentes, assim como uma forma da seção transversal do pilar mais próxima da circular, uma maior taxa e uma inclinação a 90° com a direção longitudinal das fibras do agente confinante conduzem a maiores valores de deformação última do concreto confinado.

Algumas expressões para avaliar a deformação longitudinal última do concreto simples de elementos de seção circular encamisadas com compósitos de fibras encontradas na literatura são apresentadas na Tabela 4.9. Esta deformação corresponde à tensão longitudinal máxima, que é considerada igual à última.

Conforme SAAFI *et al.* (1999), as expressões por eles sugeridas apresentaram os melhores resultados (variação média de 20%) quando comparadas com as propostas por FARDIS e KHALILI (1982), MANDER *et al.* (1988), KARBHARI e GAO (1997) e

MIYAUCHI *et al.* (1997), que subestimaram os valores de deformação axial última, com variações médias em torno de 45%, 24%, 73%, e 24%, respectivamente.

MATTHYS (2000) propôs as seguintes expressões para a avaliação da deformação longitudinal última do concreto de pilares de diferentes tipos de seção transversal (circular, quadrada ou retangular) confinados com compósitos de resina e fibras colados:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cco} \left[\frac{(f_{cco}/\varepsilon_{cco})(E_{ct} - E_{ccs})}{[E_{ccs}(E_{ct} - (f_{cco}/\varepsilon_{cco}))]} \right]^{1-(f_{cco}/\varepsilon_{cco})/E_{ct}} \quad (4.82)$$

onde:

$$\varepsilon_{cco} = 0,002[1 + 5(\alpha_1\alpha_2 - 1)] \quad (4.83)$$

$$f_{cco} = \alpha_1\alpha_2f_{co} \quad (4.84)$$

sendo:

para seção circular,

$$\alpha_1 = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{f_{le}}{f_{co}}} - 2 \frac{f_{le}}{f_{co}} - 1,254 ; \quad (4.85)$$

$$\alpha_2 = 1 ,$$

$$k_1 = 0,105 \left\{ \frac{2t_f E_f}{b} \right\}^{0,266} \quad (4.86)$$

e para seções quadrada e retangular,

$$\alpha_2 = 1 - \left[0,6 \left(\frac{f_{lex}}{f_{ley}} \right)^2 - 1,4 \left(\frac{f_{lex}}{f_{ley}} \right) + 0,8 \right] \sqrt{\frac{f_{ley}}{f_{co}}} \quad (f_{ley} \geq f_{lex}), \quad (4.87)$$

$$k_1 = 0,105 k_e \left\{ \frac{t_f (b_x + b_y) E_f}{b_x b_y} k_e \right\}^{0,266} \quad (4.88)$$

E_{ct} o módulo de elasticidade longitudinal tangente à origem do concreto;

$$E_{ccs} = \frac{E_{ct}}{1 + 2\beta \varepsilon_{fe}} ; \quad (4.89)$$

onde:

$$\beta = \frac{E_{ct}}{f_{co}} - \frac{1}{0,002}, \quad (4.90)$$

$$\varepsilon_{fue} = k_1 \varepsilon_{fu} \quad (4.91)$$

Tabela 4.9 – Expressões Propostas para Avaliação de Deformação Axial Última do Concreto de Colunas de Seção Circular Confinadas com Compósito de Fibras

Autor	Tipo de Confinamento	Deformação Última ε_{cc}
FARDIS e KHALILI (1982)	Tubos de compósito de fibras de vidro	$0,002 \left[1 + 0,5 \left(\frac{E_f t_f}{D f_{co}} \right) \right]$
KARBHARI e GAO (1997)	Tubos de compósito de fibras	$0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}} \right) \right]$
MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)	Tubos de compósito de fibras de vidro	-
MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	Compósito de fibras de carbono colado	$0,002 \left[1 + 10,6 \left(\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}} \right)^{0,373} \right]$
SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	Tubos de compósito de fibras de vidro	$\frac{f_{cc} - 0,872 f_{co} - 0,371 f_l - 6,258}{245,61 f_{co}^{0,2} + 1,3456 \frac{E_f t_f}{D}}$ f_l v. Eq. 4.72
SAAFI <i>et al.</i> (1999)	Tubos de compósito de fibras de vidro ou de carbono	$0,002 \left[1 + (537 \varepsilon_{fu} + 2,6) \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$
TOUTANJI (1999b)	Compósitos de fibras de vidro ou de carbono colados	$0,002 \left[1 + (310,57 \varepsilon_{fu} + 1,90) \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$
SPOELSTRA e MONTI (1999)	Tubos e compósito de fibras colado	$0,002 \left(2 + 1,25 \frac{E_c}{f_{co}} \varepsilon_{fu} \sqrt{\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}}} \right)$
XIAO e WU (2000)	Compósito de fibras de carbono colado	$\frac{(f_f / E_f) + 0,0005}{\left[7 \left(\frac{D f_{co}}{2 t_f E_f} \right)^{0,8} \right]}$
VINTZILEOU (2001)	Tubos e compósito de fibras colado	$(0,014 + 0,004 \alpha w_f E_f) (1,15 - 0,0025 f_{co})$, para fibras de vidro $(0,0062 + 0,0005 \alpha w_f E_f) (1,15 - 0,0025 f_{co})$, para fibras de carbono
SHEHATA <i>et al.</i> (2002)	Compósitos de fibras de vidro e de carbono colados	$\varepsilon_{co} \left[1 + 632 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \frac{f_{cc}}{E_f} \right)^{0,5} \right]$; f_l v. Eq. 4.73

Segundo CAMPIONE e MIRAGLIA (2003), a deformação última do concreto confinado de pilares de concreto de seção transversal circular e quadrada (com ou sem arestas arredondadas) pode ser determinada pela seguinte formulação:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 2\rho_f \frac{f_f^2}{E_f} \frac{1}{2(f_{co} + f_{le})} \quad (4.92)$$

onde:

$$\rho_f = \frac{2[2(b - 2r_c) + \pi r_c]t_f}{b^2 - 4\left[r_c^2 - \left(\frac{\pi r_c^2}{4}\right)\right]} \quad (4.93)$$

sendo: r_c igual a 0 para seção circular;

k_e dado na Equação 4.81b;

f_{le} definida na Equações 4.80.

4.7 – Considerações Gerais

Os parâmetros que mais afetam a resistência do concreto de elementos confinados com compósitos são o tipo de seção transversal, a resistência do concreto não confinado e do material confinante, além de sua rigidez, e a espessura relativa deste material. Nos elementos de seção quadrada ou retangular, o raio das arestas arredondadas é também parâmetro influente.

Tem sido comprovada a eficiência do confinamento em elementos de seção circular submetidos à compressão centrada com diâmetro dentro de faixa limitada. Nos de seção quadrada, o confinamento é menos eficiente, e nos de seção retangular, menos ainda. Particularmente para o caso de seções retangulares, onde a relação entre suas dimensões é parâmetro relevante, poucos estudos experimentais têm sido realizados.

Das expressões propostas para cálculo da resistência do concreto confinado com compósitos, poucas se aplicam ao caso de seção quadrada ou retangular. As para seção circular podem levar a valores de resistência bem diferentes.

Devido à menor eficiência do confinamento e ao menor número de ensaios em elementos com seções quadrada e retangular, restrições quanto ao raio mínimo das arestas, máximas dimensão e relação entre dimensões da seção têm sido recomendadas, como mostra a Tabela 4.8.

Também com relação aos coeficientes de minoração da resistência à tração do compósito se verificam diferenças significativas entre os valores já propostos para adoção no projeto de reforço ($\cong 1,1$ a $4,0$ para compósito de fibras de carbono, conforme SIKKA, 2000 e CEB, 2001), o mesmo acontecendo para as deformações limites a considerar para o compósito.

Tendo a maior parte de ensaios sido realizada em elementos de concreto simples confinado e de seção com dimensões menores que as usuais, ainda existem questões importantes a esclarecer quanto aos pilares com dimensões de seção maiores e armadura convencional interna. Uma delas é a validade das expressões existentes para estimar a resistência do concreto confinado e outra é a influência da armadura interna, que restringe a deformação lateral da maior parte do concreto do pilar, na efetividade do confinamento provido pelo compósito. Tendo em vista este último aspecto, a MBT (1998b) sugere que se tenha no pilar taxa de armadura longitudinal menor que 3%, mas não apresenta indicação quanto à taxa de armadura transversal, parâmetro mais relevante.

CAPÍTULO 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 – Introdução

Estudos sobre vigotas e pilares de concreto reforçados com materiais compósitos de resina e fibras de carbono colados têm sido realizados e sua eficiência comprovada, embora ainda em quantidade limitada para fins de normalização.

Com a finalidade de melhor compreender o comportamento estrutural de vigotas e pilares de concreto reforçados e ampliar dados experimentais disponíveis, elaborou-se o presente programa experimental, no qual foram utilizados compósitos de resina e folhas unidirecionais de fibras de carbono colados no concreto.

A descrição das características e propriedades das vigotas, dos pilaretes e dos materiais que compuseram os sistemas de reforço, a descrição dos ensaios e os resultados obtidos são apresentados a seguir.

5.2 – Vigotas

5.2.1 – Ensaio Realizados

Num estudo preliminar ensaiaram-se 12 vigotas de concreto (grupos I e II), sem armadura interna, de seção transversal quadrada com 150 mm e comprimento de 500 mm, sendo 8 reforçadas à flexão com uma ou duas camadas de reforço e 4 não reforçadas (de referência), com o intuito de investigar deformação no reforço e tensão cisalhante na ligação concreto-material de reforço últimas correspondentes ao descolamento do compósito. No meio do vão foi feito entalhe de 30 mm de altura x 3 mm de espessura para simulação de fissura crítica de flexão.

Em prosseguimento, ensaiaram-se 8 vigotas de seção transversal retangular de 100 mm x 250 mm e comprimento de 2000 mm, de concreto armado (grupo III), com entalhe de 25 mm de altura x 3 mm de espessura no meio do vão, que foram reforçadas à flexão com diferentes taxas e comprimentos de armadura de reforço colado.

Todas as vigotas foram biapoiadas, carregadas com uma carga concentrada no meio do vão e levadas à ruptura, tendo sua resistência e seus valores de flechas e deformações do concreto e do reforço monitorados.

5.2.2 – Materiais

5.2.2.1 – Concreto

Para as vigotas de concreto simples com 150 mm x 150 mm x 500 mm de dimensões, dois tipos de concreto foram usados. O traço do concreto de metade das vigotas (grupo I), em massa, foi 1: 1,71: 2,84 (cimento: areia: agregado graúdo) e a relação água-cimento foi de 0,63. Para a outra metade (grupo II), o traço foi 1: 1,83: 1,94, com relação água-aglomerante de 0,30, 10% de sílica ativa, 0,5% de plastificante e 2,5% de superplastificante com relação à massa de cimento.

O traço do concreto das vigotas de concreto armado com 100 mm x 250 mm x 2000 mm de dimensões (grupo III) foi 1:1,71:2,84, com relação água-cimento igual a 0,65.

As composições dos concretos por m³ encontram-se na Tabela 5.1. O abatimento do tronco de cone dos concretos foi cerca de 100 mm. O cimento empregado foi CPII-E-32, a areia era natural e o agregado graúdo era de sienito britado com dimensão máxima de 19 mm (grupos I e III) e de 9,5 mm (grupo II).

Para cada grupo de vigotas de concreto simples ensaiadas, foram moldados três corpos de prova cilíndricos com dimensões de 150 mm x 300 mm, conforme a norma da NBR 5738 (1993). Com relação às vigotas de concreto armado, foram realizadas duas betonadas, sendo que, para cada betonada, seis corpos de prova cilíndricos com dimensões de 150 mm x 300 mm foram moldados.

Tabela 5.1 – Composição por m³ de Concreto das Vigotas

Vigotas de Concreto Simples com 150 mm x 150 mm x 500 mm de Dimensões		
Material	kg	
	Composição I	Composição II
Cimento CP II-E-32	329	500
Areia	563	915
Brita	934	970
Microsílica Silmix	-	5
Plastificante RX 322 N	-	2,5
Superplastificante RX 4000	-	12,5
Água	207	165
Vigotas de Concreto Armado com 100 mm x 250 mm x 2000 mm de Dimensões		
Material	kg	
	Composição III	
Cimento CP II-E-32	329	
Areia	563	
Brita	934	
Água	214	

Após 24 horas, os corpos de prova foram tirados da fôrma e imersos em tanque com água saturada de cal por sete dias, sendo então mantidos sob as condições ambientes de laboratório.

As vigotas de concreto simples de cada grupo foram ensaiadas em dois dias consecutivos, sendo em um destes dias executados os ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova, na prensa AMSLER com capacidade de 5000 kN do Laboratório de Materiais de Construção do IME, conforme a norma da NBR 5739 (1994).

No caso das vigotas de concreto armado, duas vigotas foram ensaiadas por dia, sendo realizados ensaios de resistência à compressão e à tração indireta por compressão diametral dos corpos de prova, na prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ, de acordo com as normas da NBR 5739 (1994) e NBR 7222 (1994).

Os valores médios de resistências do concreto à compressão f_{cm} para os concretos de grupo I e II foram iguais a 29,8 MPa e 50,0 MPa. O concreto de grupo III, das vigotas de concreto armado, tinha f_{cm} igual a 23,9 MPa e resistência média à tração por compressão diametral $f_{cm,sp}$ igual a 2,7 MPa.

5.2.2.2 – Armadura Interna

Somente as vigotas de concreto do grupo III tinham armadura interna. Nas armaduras longitudinal e transversal, empregaram-se aço CA-50 (barras de 6,3 mm e 8,0 mm de diâmetro) e CA-60 (barras de 5,0 mm de diâmetro).

Os diâmetros das barras da armadura longitudinal eram de 6,3 mm, para a armadura de montagem na região comprimida, e de 8 mm, para a armadura longitudinal de tração. A armadura transversal foi confeccionada com barras de 5 mm de diâmetro, para as regiões entre a seção de aplicação de carga e os apoios.

Os espécimes de barras dos aços empregados foram ensaiados à tração na prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN do Laboratório de Materiais de Construção do IME, conforme a norma da NBR 6152 (1980), e os resultados médios obtidos de 3 espécimes, para cada diâmetro, encontram-se na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Resultados dos Ensaios de Tração das Barras de Aço

φ (mm)	φ_{ef} (mm)	f_y (MPa)	f_{st} (MPa)	ε_y (‰)	ε_y^* (‰)	E_s (GPa)
5,0	4,8	690	724	5,2	3,3	209
6,3	6,3	620	745	4,6	3,0	207
8,0	7,9	680	853	5,3	3,3	206

φ : diâmetro nominal da barra de aço e φ_{ef} : diâmetro efetivo da barra de aço;

ε_y^* : deformação de escoamento correspondente ao diagrama tensão – deformação bilinear.

As Figuras 5.1 a 5.3 mostram os diagramas tensão – deformação das barras de aço utilizadas neste trabalho.

5.2.2.3 – Sistemas de Reforço

Utilizou-se sistema de reforço curado *in situ* fornecido por dois fabricantes. A diferença entre os dois sistemas foi a aplicação ou não de uma resina preparadora de superfície *primer*, que tinha função de aumentar a aderência entre a interface concreto – resina nas vigotas de concreto simples.

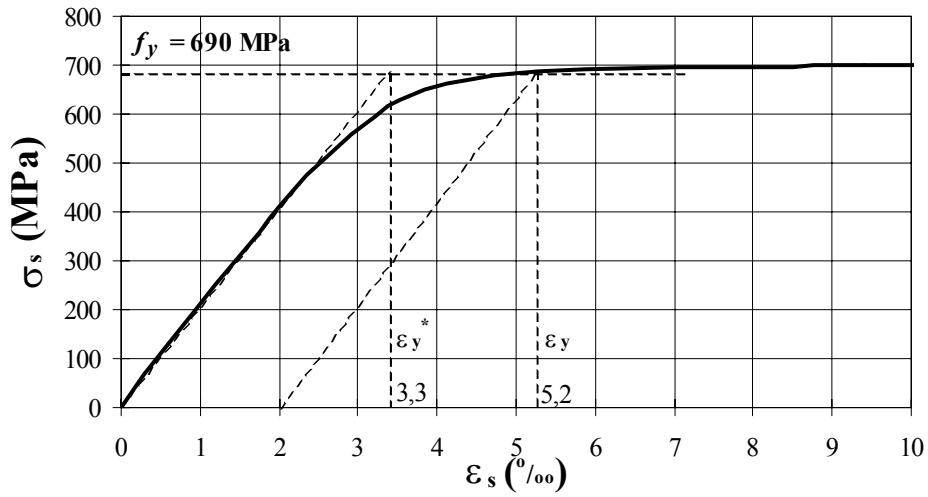


Figura 5.1 – Diagrama Tensão – Deformação das Barras de Aço de 5 mm de Diâmetro

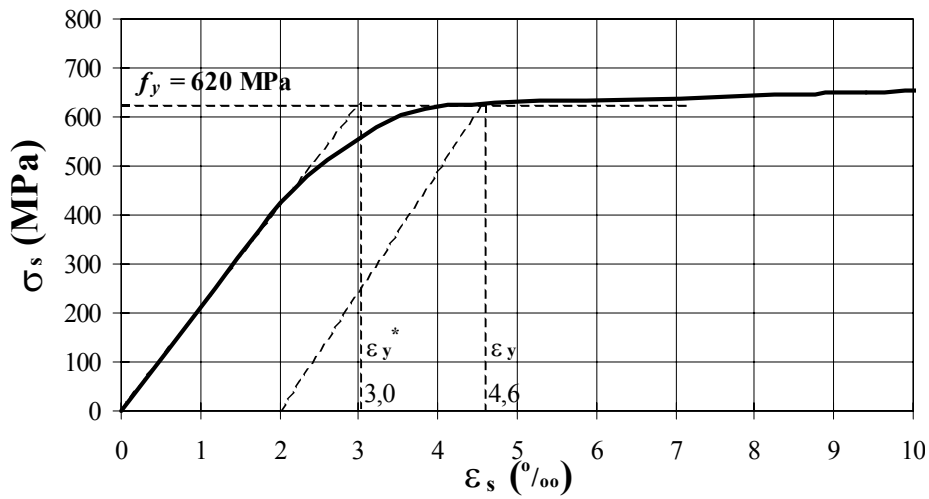


Figura 5.2 – Diagrama Tensão – Deformação das Barras de Aço de 6,3 mm de Diâmetro

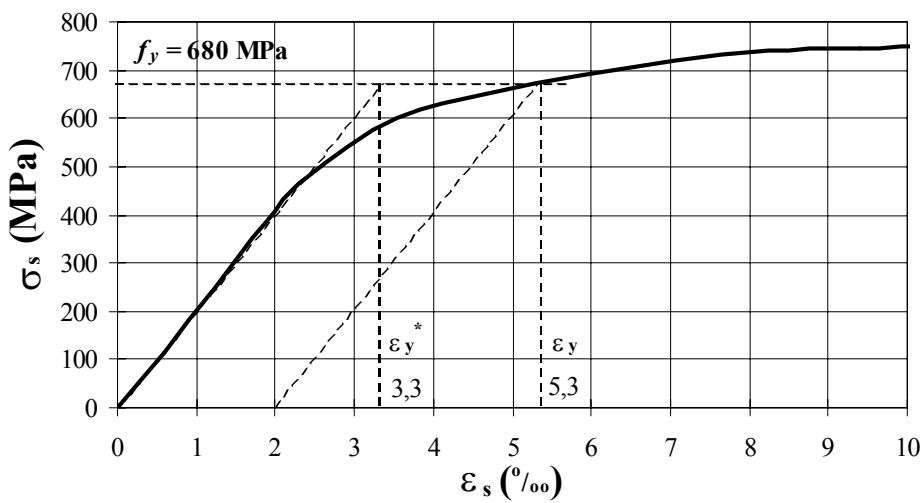
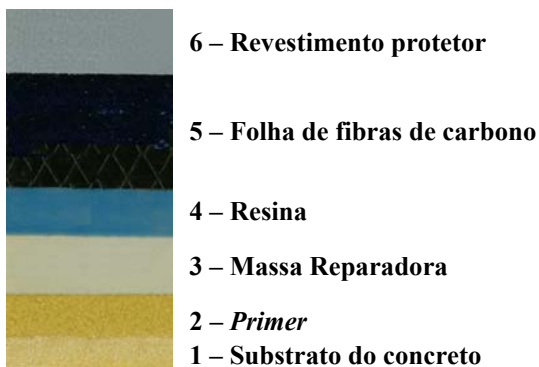


Figura 5.3 – Diagrama Tensão – Deformação das Barras de Aço de 8 mm de Diâmetro

O sistema de reforço usado nas vigotas de concreto foi constituído por um preparador de superfície, uma massa reparadora de defeitos da superfície, um epóxi saturante com alto teor de sólidos e uma ou mais camadas de folha de fibra de carbono unidirecional.

Os componentes dos sistemas de reforço das vigotas de concreto simples e armado deste trabalho podem ser vistos nas Figuras 5.4 e 5.5.



(a) Compósito de Resina e Fibras de Carbono Colado no Concreto (b) Preparador de Superfície – *Primer*



(c) Resina com Alta Concentração de Sólidos (d) Folha Unidirecional de Fibras de carbono

Figura 5.4 – Componentes do Sistema de Reforço das Vigotas de Concreto Simples



(a) Resina com Alta Concentração de Sólidos (b) Folha Unidirecional de Fibras de carbono

Figura 5.5 – Componentes do Sistema de Reforço das Vigotas de Concreto Armado

A Tabela 5.3 mostra as propriedades físicas e mecânicas da fibra de carbono de elevada resistência à tração utilizada nas vigotas de concreto simples, segundo catálogo da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES (MBT, 1998a), e de concreto armado, de acordo com o catálogo da SIKA (2000).

Tabela 5.3 – Propriedades das Fibras de Carbono

Tipo de Fibra	Massa por Área da Fibra (g/m²)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Espessura da Camada (mm)	Deformação Última (‰)
CF 130	300	3550	235	0,165	15,0
SikaWrap Hex-230C	225	3500	230	-	15,0

Na Tabela 5.4 podem ser vistas as propriedades e características das resinas epóxi que fizeram parte do sistema de reforço da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES (MBT).

As propriedades e características da resina epóxi SikaDur-330, utilizada na impregnação e colagem das fibras de carbono SikaWrap Hex-230C nas vigotas de concreto armado, segundo catálogo da SIKA (2000), podem ser vistas na Tabela 5.5.

Com o intuito de avaliar suas propriedades mecânicas, ensaiaram-se à tração uniaxial, no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ em prensa universal AMSLER com capacidade para 1000 kN, 6 espécimes de compósito de reforço da MBT usado nas vigotas e pilaretes de concreto simples, sendo que a metade destes tinha 1 camada e a outra metade tinha 2 camadas de reforço.

Esses espécimes (v. Figura 5.6) tinham 700 mm de comprimento e 100 mm de largura e eram formados de uma ou duas camadas de folha de fibras de carbono colada com resina epóxi segundo o mesmo procedimento adotado na colagem do reforço nas vigotas.

Nas extremidades de cada espécime, com o objetivo de se impedir seu escorregamento junto às garras da prensa, utilizaram-se duas placas de madeira de 100 mm x 100 mm x 3,5 mm de dimensões de cada lado coladas com a mesma resina epóxi. As deformações foram medidas com dois extensômetros elétricos de resistência colados no meio dos espécimes ao longo do eixo longitudinal, um de cada lado do espécime. Na

Tabela 5.6 têm-se os valores das propriedades mecânicas experimentais e os fornecidos pelo fabricante.

Tabela 5.4 – Propriedades e Características das Resinas Epóxi da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES

Tipo de Resina	Preparador de Superfície – Primer	Resina de Alta Concentração de Sólidos – Cola
Composição	A: resina epóxi bisfenol-A B: endurecedor poliamina	A: resina epóxi bisfenol-A B: endurecedor poliamina
Aspecto dos Componentes	A: transparente B: âmbar	A: azul B: transparente
Proporção da Mistura (em peso)	A:B = 2: 1	A:B = 5: 2
Massa Específica (kN/m ³)	11,0	10,0
Duração Prática da Mistura – <i>pot-life</i> (min)	480 a -1 °C 120 a 7°C	- -
Temperatura de Aplicação (°C)	de 15 a 35 (base e ambiente)	-
Módulo de Elasticidade (MPa)	> 700 (à tração) > 580 (à flexão)	- -
Resistência à Tração (MPa)	> 12 (direta) > 24 (na flexão)	- -
Tempertura de Deflexão por Calor (°C)	41 (curado por 7 dias a 5°C) 47 (curado por 7 dias a 23°C) 47 (curado por 7 dias a 35°C)	- - -
Tempo de Cura (dias)	-	7 (a 20°C)
Consumo Teórico (m ² /l)	0,2	-

Tabela 5.5 – Propriedades e Características da Resina Epóxi SikaDur-330

Resina Epóxi SikaDur-330	
Aspecto dos Componentes	A: branco B: cinzento
Proporção da Mistura (em peso)	A:B = 4: 1
Massa Específica (kN/m ³)	13,1
Duração Prática da Mistura – <i>pot-life</i> (min)	90 a 15°C (5 kg) 30 a 35°C (5 kg)
Temperatura de Aplicação (°C)	de 15 a 35 (base e ambiente)
Módulo de Elasticidade à Flexão (MPa)	3800
Resistência à tração (MPa)	30 (curado a 7 dias a 23°C)
Tempertura de Deflexão por Calor (°C)	41 (curado por 7 dias a 5°C) 47 (curado por 7 dias a 23°C) 47 (curado por 7 dias a 35°C)

Tabela 5.6 – Propriedades dos Compósitos de Resina e Fibras de Carbono

Tipo de Fibra	Número de Camadas	Resistência à Tração (MPa)		Módulo de Elasticidade (GPa)		Deformação Última (‰)	
		Nominal	Experimental	Nominal	Experimental	Nominal	Experimental
CF 130	1	-	642	-	75,7	-	8,3
	2	-	526	-	75,7	-	6,8
SikaWrap Hex-230C	2	960	1153	73,1	92,0	13,3	16,7

A Figura 5.6 mostra os espécimes de compósito de reforço de resina e fibras de carbono antes e após o ensaio de tração uniaxial. Nota-se que a ruptura dos espécimes da MBT (1998a) ocorreu em região próxima a das garras da prensa.



Antes do Ensaio de Tração Uniaxial

Espécime com 1 Camada de Reforço



Espécime com 2 Camadas de Reforço



Após o Ensaio de Tração Uniaxial

Espécime com 1 Camada de Reforço



Espécime com 2 Camadas de Reforço



Aspecto Pós-ruptura

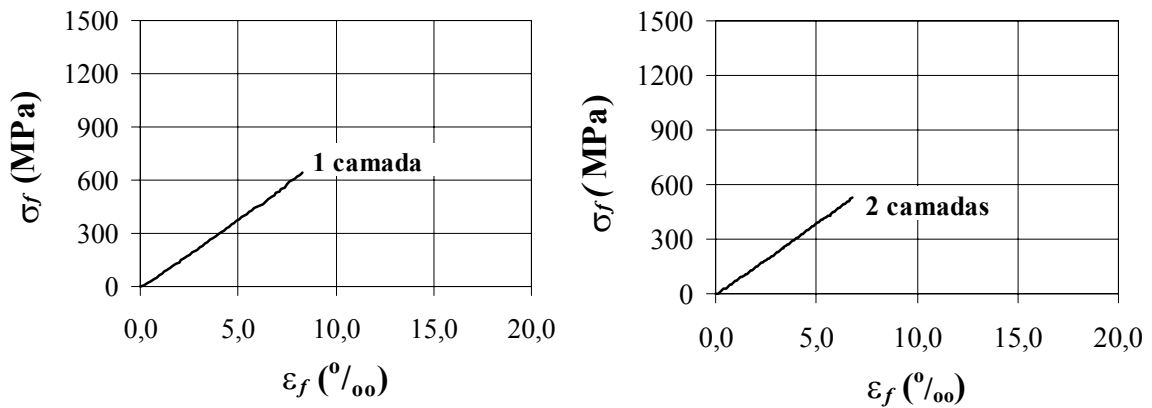
Espécime com 1 Camada de Reforço



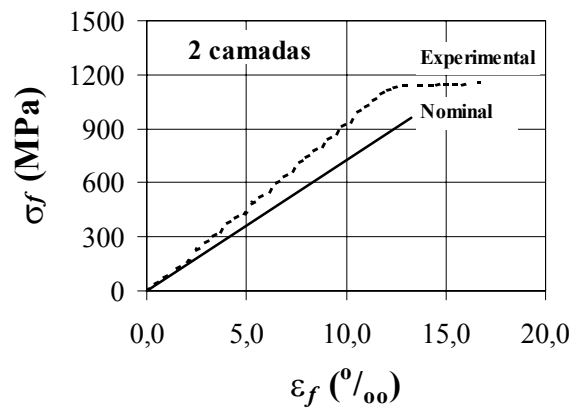
Espécime com 2 Camadas de Reforço

Figura 5.6 – Detalhes dos Espécimes de Compósito de Reforço da MBT

Os diagramas tensão – deformação longitudinal de tração dos compósitos de resina e fibras de carbono da SIKA (2000), obtidos por ARAÚJO (2002) junto com o diagrama fornecido pelo fabricante SIKA (2000), e da MBT (1998a), obtidos pelo autor, são mostrados na Figura 5.7.



Compósito de Resina e Fibras de Carbono CF-130 da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES



Compósito de Resina e Fibras de Carbono SikaWrap Hex-230C da SIKA

Figura 5.7 – Diagramas Tensão – Deformação dos Espécimes de Compósitos de Resina e Fibras de Carbono Ensaaiados

5.2.3 – Descrição das Vigotas

5.2.3.1 – Características Geométricas e Estruturais

As vigotas de concreto simples com 150 mm x 150 mm x 500 mm de dimensões eram biapoiadas e possuíam entalhe de 30 mm de altura x 3 mm de espessura no meio do vão. Os apoios, distando 450 mm entre si, eram do 1° e 2° gêneros. O carregamento consistiu em uma carga concentrada no meio do vão (v. Figura 5.8).

As Figuras 5.9 e 5.10 mostram as características, o esquema estrutural de ensaio e as armaduras internas das vigotas de concreto armado com 100 mm x 250 mm x 2000 mm de dimensões, que foram biapoiadas, possuíam entalhe de 25 mm de altura x 3 mm de espessura no meio do vão e foram carregadas com uma carga concentrada no meio do vão até a ruptura. Os apoios, distando 1800 mm entre si, eram do 1° e 2° gêneros. A armadura transversal interna foi dimensionada de tal forma que não ocorresse ruptura por esforço cortante nas vigotas de concreto armado.

5.2.3.2 – Resistência à Flexão Teórica das Vigotas

A expressão da carga de ruptura em função do momento resistente das vigotas ensaiadas (v. Figura 5.11) é:

$$P_u = \frac{2M_r}{a} \quad (5.1)$$

onde:

M_r é o momento de fissuração e igual a (NBR 6118, 2003):

$$M_r = 0,25bd^2 f_{ctk,inf} \quad (5.2)$$

a é igual a 225 mm, para vigotas de concreto simples, e 900 mm, para vigotas de concreto armado;

b e d são a largura e a altura útil da vigota;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência característica do concreto à tração direta inferior, que de acordo com a NBR 6118 (2003) é igual a:

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{cm}^{2/3} \quad (5.3)$$

com f_{cm} e $f_{ctk,inf}$ em MPa .

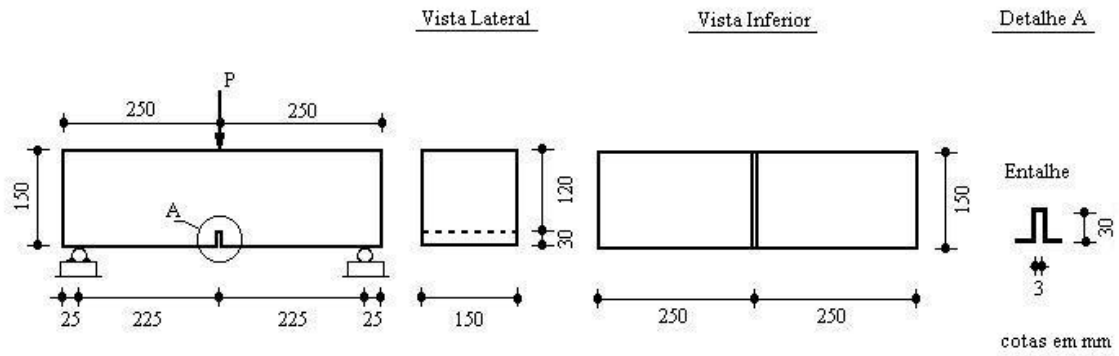


Figura 5.8 – Características das Vigotas de Concreto Simples

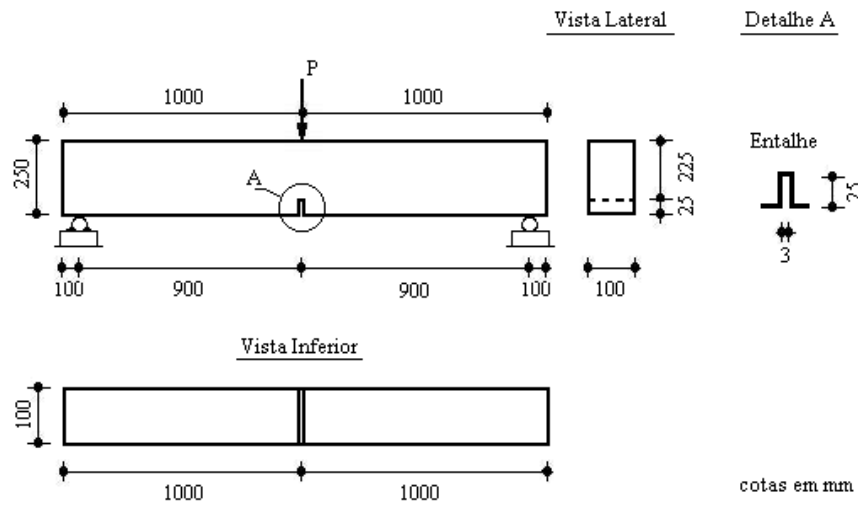


Figura 5.9 – Características das Vigotas de Concreto Armado

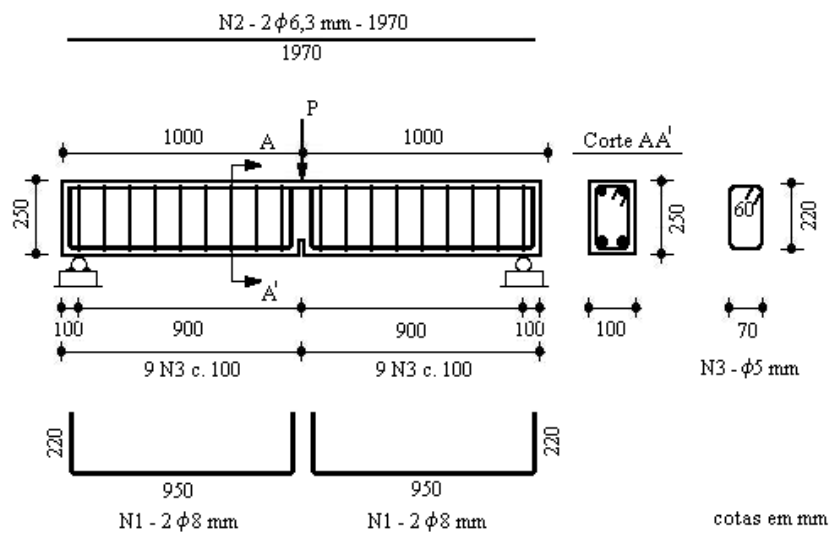


Figura 5.10 – Armaduras Internas das Vigotas de Concreto Armado

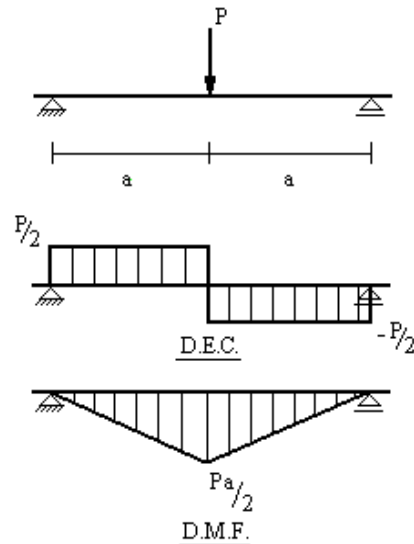


Figura 5.11 – Diagramas de Esforços Solicitantes das Vigotas

Apesar de não ter sido executada vigota de concreto armado sem reforço, incluiu-se na Tabela 5.7 o valor de resistência à flexão teórica para fins de referência.

A Tabela 5.7 também mostra os valores das resistências à flexão teóricas das vigotas, obtidas a partir das expressões acima. As vigotas são denominadas por V_{i-j} , sendo i a composição do concreto (v. Tabela 5.1) e j o número de camadas de reforço.

Tabela 5.7 – Valores das Resistências à Flexão Teóricas das Vigotas sem Reforço

Vigota	f_{cm} (MPa)	d (mm)	M_u (kNm)	P_u (kN)
VI-0	29,8	120	1,09	9,7
VII-0	50,0	120	1,54	13,7
(VIII-0)	23,9	200	1,74	3,9

() vigota não executada

5.2.4 – Execução das Vigotas

5.2.4.1 – Fôrmas

Utilizaram-se moldes prismáticos de aço para a moldagem das vigotas de concreto simples. As de concreto armado tiveram fôrmas de madeira compensada resinada de 25 mm de espessura (v. Figura 5.12). Para tornar as fôrmas estanques e facilitar o processo de desmoldagem, foi utilizada fita adesiva nas juntas das mesmas e aplicada uma camada fina de óleo mineral nas suas superfícies internas.



Vigotas de Concreto Simples



Vigotas de Concreto Armado

Figura 5.12 – Fôrmas Utilizadas

5.2.4.2 – Concretagem

Para o preparo do concreto (v. Tabela 5.1), utilizou-se uma betoneira de 320 l de capacidade, observando-se o tempo necessário para homogeneização dos materiais, que foi de aproximadamente 5 minutos.

O adensamento do concreto foi realizado durante e imediatamente após o seu lançamento manual (Figura 5.13a), com o uso de vibradores de imersão com diâmetro de 25 mm (v. Figura 5.13b). Após sete dias de cura (v. Figura 5.13c), houve a retirada da fôrmas das vigotas, que permaneceram em condições ambientes do laboratório até a data do ensaio.

O entalhe na parte inferior da seção no meio do vão das vigotas foi realizado por meio de uma serra com disco diamantado (v. Figura 5.13d), tinha 3 mm de espessura, 30 mm (para as vigotas de concreto simples) ou 25 mm (para as vigotas de concreto armado) de profundidade e largura igual à da vigota.

5.2.5 – Tipo e Execução do Reforço

O tipo de sistema de reforço estudado foi o constituído de folhas de compósito de resina e fibras de carbono unidirecionais coladas no bordo tracionado das vigotas. Os parâmetros variados foram o número de camadas de reforço, para as vigotas de concreto simples e armado, e o comprimento do reforço, para as vigotas de concreto armado. A Tabela 5.8 resume as armaduras de reforço das vigotas ensaiadas. As vigotas são

denominadas por $Vi-j-l-m$, sendo l o comprimento do reforço em cm e m o número do espécime.

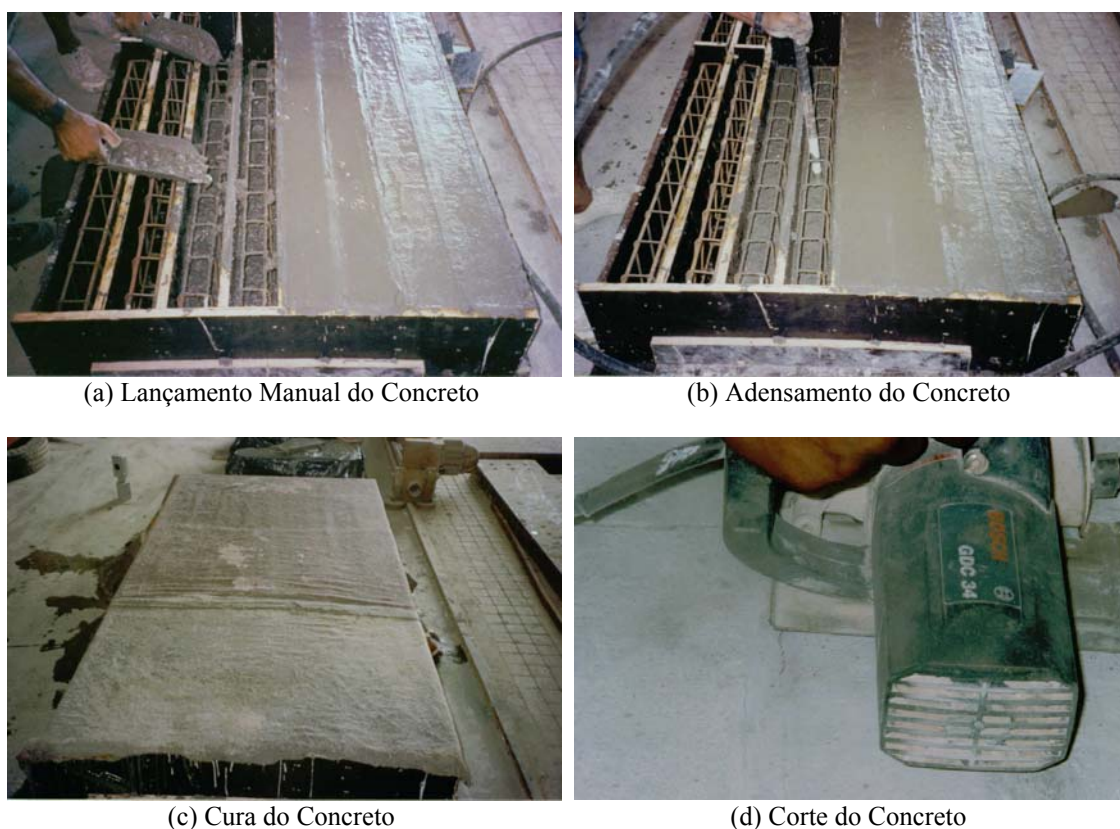


Figura 5.13 – Concretagem e Execução do Entalhe das Vigotas Ensaçadas

Tabela 5.8 – Armaduras de Reforço das Vigotas Ensaçadas

Vigotas		Armadura de Reforço
Concreto Simples com 150 mm x 150 mm x 500 mm de Dimensões com Tira de 150 mm x 400 mm x 0,165 mm por Camada		
VI-0	$f_{cm} = 29,8 \text{ MPa}$	sem reforço
VI-1-40		1 camada de reforço
VI-2-40		2 camadas de reforço
VII-0	$f_{cm} = 50,0 \text{ MPa}$	sem reforço
VII-1-40		1 camada de reforço
VII-2-40		2 camadas de reforço
Concreto Armado com 100 mm x 250 mm x 2000 mm de Dimensões com Tira de 50 mm x 0,165 mm por Camada		
VIII-1-150-1	$f_{cm} = 21,7 \text{ MPa}$	1 camada de reforço de 1500 mm de comprimento
VIII-2-150-1		2 camadas de reforço de 1500 mm de comprimento
VIII-3-50-1	$f_{cm} = 24,5 \text{ MPa}$	3 camadas de reforço de 500 mm de comprimento
VIII-3-50-2		3 camadas de reforço de 500 mm de comprimento
VIII-3-100-1	$f_{cm} = 24,1 \text{ MPa}$	3 camadas de reforço de 1000 mm de comprimento
VIII-3-100-2		3 camadas de reforço de 1000 mm de comprimento
VIII-3-150-1	$f_{cm} = 25,3 \text{ MPa}$	3 camadas de reforço de 1500 mm de comprimento
VIII-3-150-2		3 camadas de reforço de 1500 mm de comprimento

Para cada composição de concreto com seis vigotas de concreto simples, duas não foram reforçadas, duas foram reforçadas com 1 camada de reforço e duas com 2 camadas de reforço. Utilizaram-se tiras de folha de fibras de carbono unidirecional da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES (1998a), com dimensões de 150 mm x 400 mm x 0,165 mm (v. Figura 5.14) para o reforço à flexão.

Das oito vigotas de concreto armado, seis vigotas foram reforçadas com 3 camadas de reforço de tiras de folha de fibras de carbono unidirecional da SIKA (2000), sendo cada 2 vigotas com tiras de 500 mm, 1000 mm e 1500 mm de comprimento. As duas vigotas restantes tiveram tiras de 1500 mm de comprimento, uma com 1 camada de reforço e a outra com 2 camadas de reforço (v. Figura 5.15).

O sistema de reforço das vigotas de concreto simples foi aplicado por empresa credenciada pelo fabricante, em 4 etapas:

- 1) aplicação de um epóxi de baixa viscosidade e de alta concentração de sólidos, com o uso de um rolo, para favorecer a aderência da cola ao concreto;
- 2) aplicação da primeira camada de resina com alta concentração de sólidos, por meio de um rolo, com o objetivo de iniciar a saturação das fibras de carbono (v. Figura 5.16a);
- 3) aplicação da folha de fibra de carbono por meio de um rolo sobre a primeira camada de saturante úmido (v. Figuras 5.16b e 5.16c);
- 4) aplicação da segunda camada de resina, com o uso de um rolo, para fins de proteção (v. Figura 5.16d).

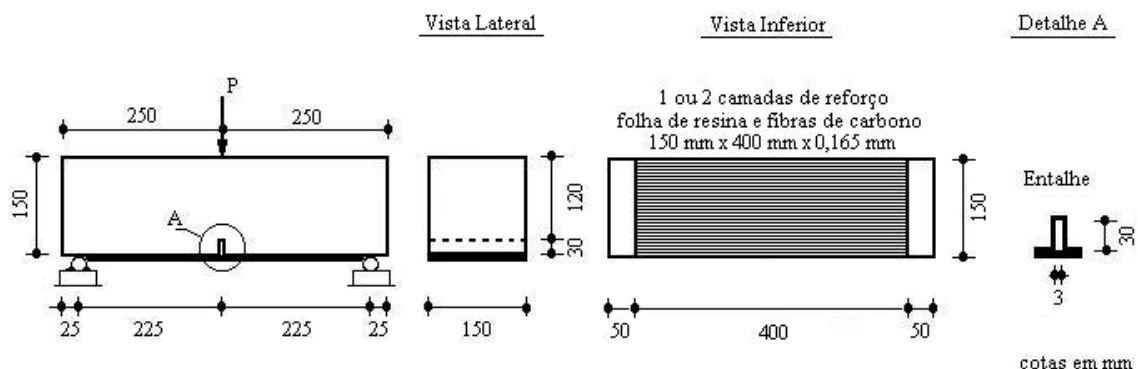


Figura 5.14 – Reforço à Flexão das Vigotas de Concreto Simples

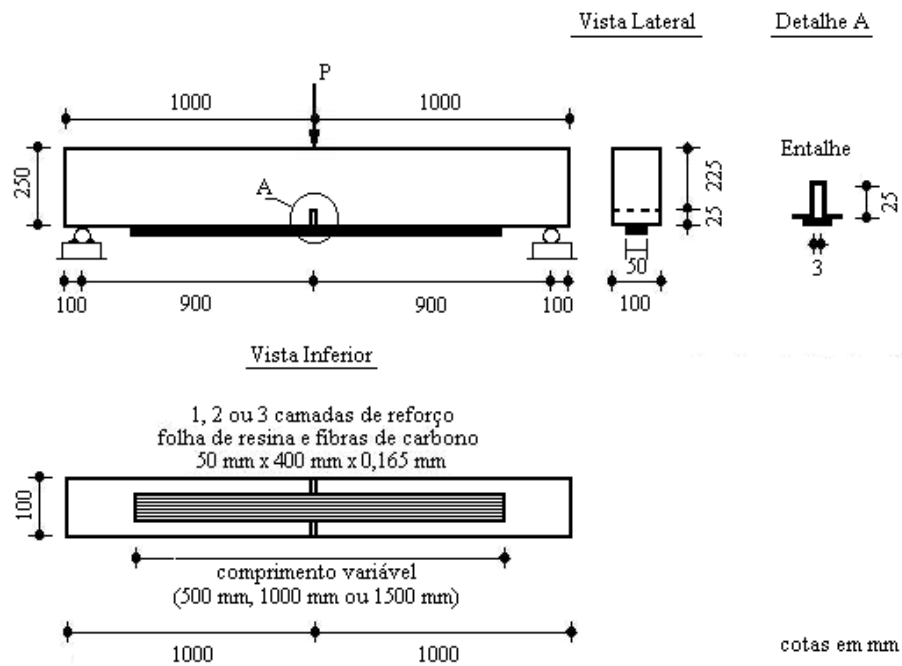


Figura 5.15 – Reforço à Flexão das Vigotas de Concreto Armado



Figura 5.16 – Etapas de Execução do Sistema Compósito de Reforço Estrutural das Vigotas de Concreto Simples

Para o caso das vigotas de concreto simples com 2 camadas de folhas de fibras de carbono, depois da última etapa, repetiram-se as etapas 3 e 4. As vigotas de concreto armado tiveram sistema de reforço aplicado pelo autor e reuniu as mesmas etapas feitas nas vigotas de concreto simples, exceto a etapa 1. Na Figura 5.17 podem ser visualizadas as etapas de execução do sistema de reforço.



(a) Lixamento na superfície do concreto



(b) Escovação da superfície do concreto



(c) Aplicação da resina epóxi na superfície do concreto



(c) Aplicação da folha de fibras de carbono na superfície do concreto



(d) Aplicação da segunda camada de resina na superfície do reforço



(e) Cura do material de reforço das vigotas de concreto armado

Figura 5.17 – Etapas de Execução do Sistema Compósito de Reforço Estrutural das Vigotas de Concreto Armado

5.2.6 – Instrumentação

As vigotas ensaiadas foram instrumentadas externamente para se fazer o acompanhamento de flecha no meio do vão e deformações do concreto e da armadura de reforço.

5.2.6.1 – Extensômetros Elétricos de Resistência

Utilizaram-se extensômetros elétricos de resistência com base de medida 70 mm, para a medição da deformação do concreto das vigotas de concreto simples, e de 5 mm, para a medição da deformação do material de reforço das vigotas reforçadas.

A armadura de reforço foi instrumentada na seção do meio do vão e nas seções no meio do vão de cisalhamento. Em particular, as vigotas reforçadas de concreto armado tiveram ainda seções ao longo do vão de cisalhamento monitoradas (v. Figuras 5.18 e 5.19).

A Figura 5.20 mostra a instrumentação da armadura de reforço das vigotas de concreto armado.

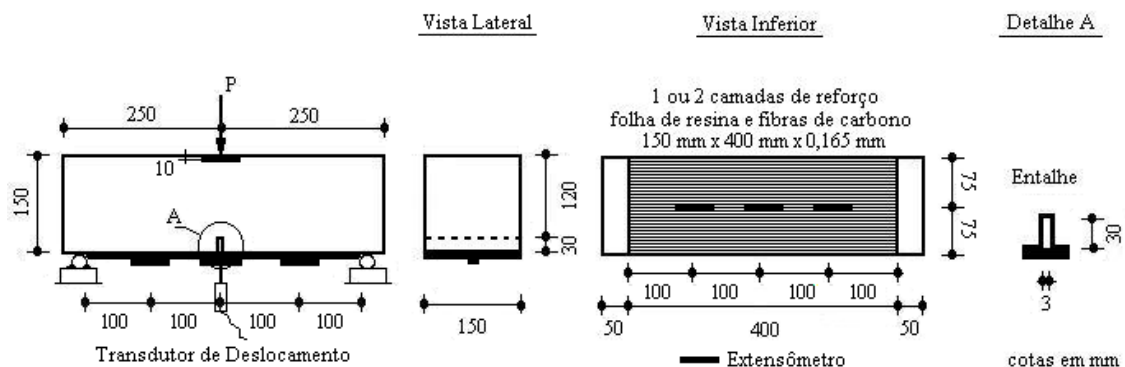


Figura 5.18 – Instrumentação Externa das Vigotas de Concreto Simples

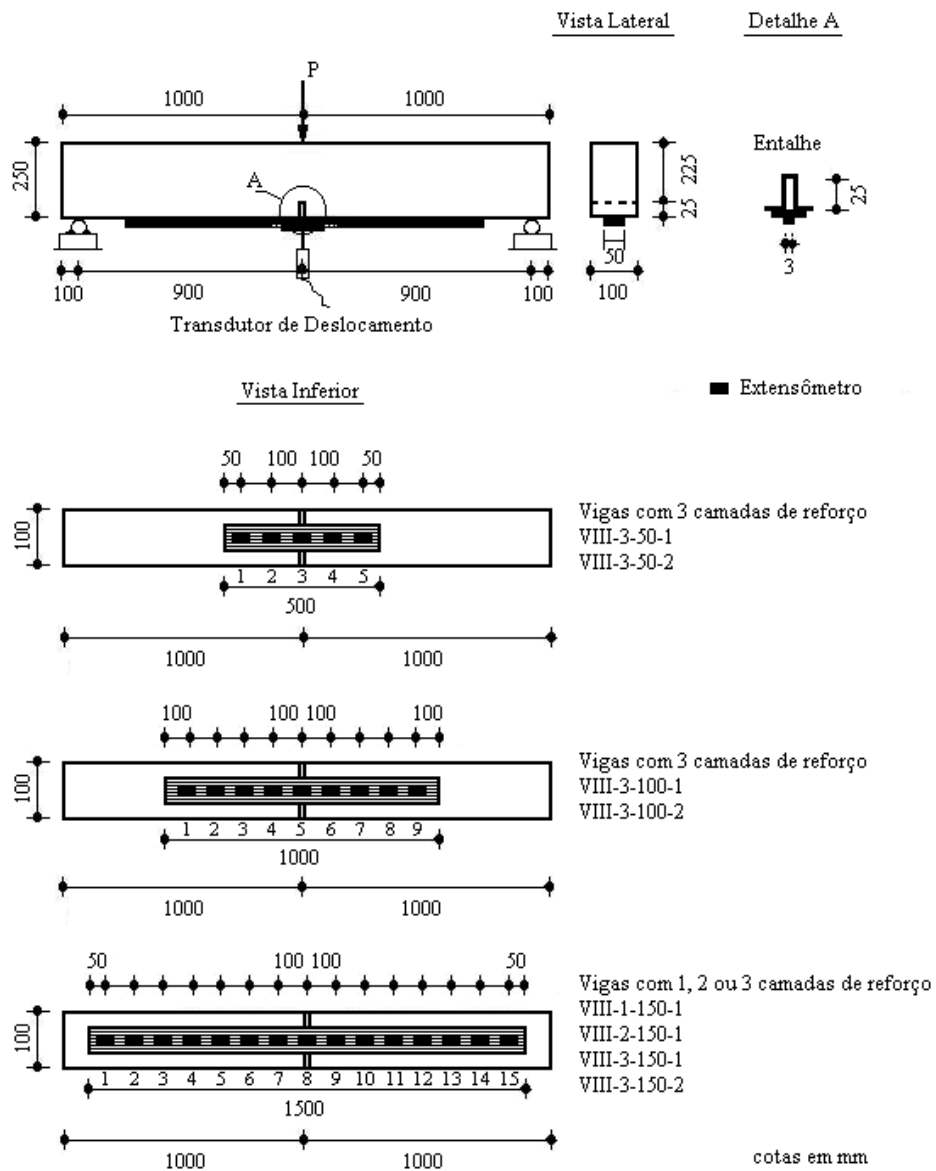


Figura 5.19 – Instrumentação Externa das Vigotas de Concreto Armado



Figura 5.20 – Execução da Instrumentação das Vigotas de Concreto Armado

5.2.6.2 – Extensômetro Mecânico

As deformações do concreto das vigotas de concreto armado foram obtidas por meio de um extensômetro mecânico com base de medição de 100 mm e precisão de 0,001 mm. A posição das bases de medição fixadas na seção do meio do vão pode ser vista na Figura 5.21.

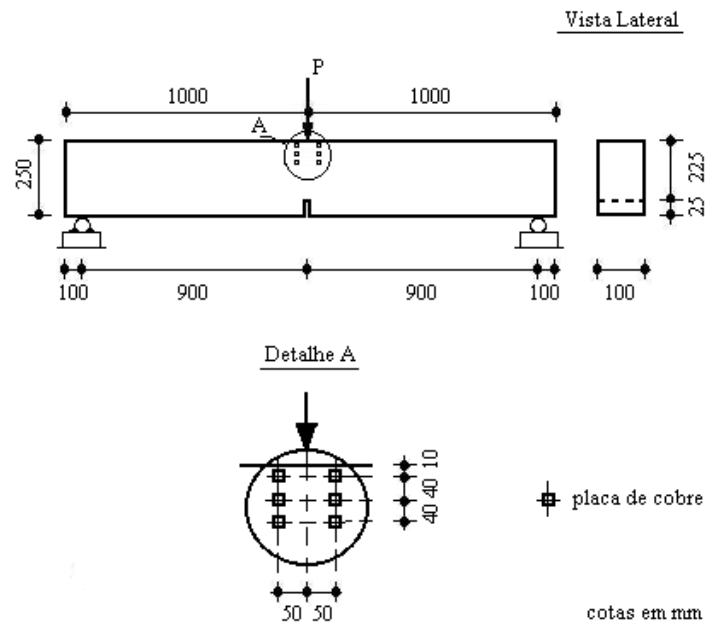


Figura 5.21 – Posicionamento das Placas de Cobre para Medição das Deformações do Concreto com o Uso de Extensômetro Mecânico

5.2.6.3 – Transdutor de Deslocamento

O transdutor de deslocamento utilizado para a medição das flechas das vigotas (v. Figura 5.22) foi posicionado no meio do vão.



Tipo Utilizado nas Vigotas de Concreto Simples



Tipo Utilizado nas Vigotas de Concreto Armado

Figura 5.22 – Detalhe do Transdutor de Deslocamento

5.2.7 – Montagem dos Ensaio

Após serem posicionadas segundo o esquema da Figura 5.8 numa prensa universal AMSLER com capacidade de 500 kN do Laboratório de Materiais e Construção do IME (v. Figura 5.23), as vigotas de concreto simples já reforçadas tiveram a fiação dos extensômetros e deflectômetro elétricos conectada a um sistema de aquisição de dados e foram carregadas, com incrementos de 2 kN, de 0 kN até a ruptura.

As vigotas de concreto armado foram apoiadas num pórtico metálico do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ (v. Figura 5.24), segundo o esquema da Figura 5.9 e tiveram placas de cobre para medição das deformações do concreto coladas. Tendo sido a fiação dos extensômetros e deflectômetros elétricos conectada a um sistema de aquisição de dados e o macaco hidráulico de capacidade 100 kN ligado ao sistema de controle de carga e deslocamento MTS, as vigotas já reforçadas foram carregadas de 0 kN até a ruptura, com incrementos de 2 kN.

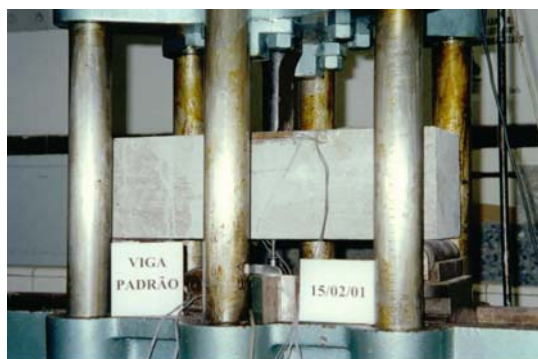


Figura 5.23 – Esquema de Ensaio das Vigotas de Concreto Simples



Figura 5.24 – Esquema de Ensaio das Vigotas de Concreto Armado

5.3 – Pilaretes

5.3.1 – Ensaios Realizados

Foram inicialmente ensaiados 27 espécimes de concreto convencional (grupo I), todos com altura de 300 mm, sendo 18 reforçados com diferente número de camadas de reforço (uma ou duas) e 9 não reforçados (de referência). Os tipos de seção transversal dos espécimes foram circular de 150 mm de diâmetro, quadrada de 150 mm e retangular de 94 mm x 188 mm e investigou-se a resistência à compressão de elementos curtos de concreto confinados com compósito (CARNEIRO *et al.*, 2000).

Em seguida, foi repetido o mesmo programa experimental e investigada, além da resistência à compressão, a deformação última dos pilaretes de concreto (grupo II) confinados com compósito (SHEHATA *et al.*, 2002, CARNEIRO, 2002).

Objetivando investigar o efeito escala, ensaiaram-se mais 27 espécimes de concreto simples (grupo III) com dimensões iguais a 50% acima das dos grupos de espécimes inicialmente ensaiados, todos com altura de 450 mm, sendo 18 reforçados com 1 ou 2 camadas e 9 não reforçados (de referência). Os de seção transversal circular tinham 225 mm de diâmetro; os de seção quadrada eram de 225 mm e os de seção retangular de 141 mm x 242 mm.

Foram também ensaiados 18 pilaretes de seção transversal circular de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, 12 reforçados com 1 ou 2 camadas e 6 sem reforço, onde se investigou a influência da resistência do concreto no comportamento dos elementos reforçados. Nestes pilaretes, metade tinha f_{cm} em torno de 35 MPa (grupo IV) e a outra metade f_{cm} em torno de 60 MPa (grupo V).

Nas Tabelas 5.10 e 5.11 são resumidos tipos e números dos 99 espécimes ensaiados.

Todos os pilaretes foram submetidos à compressão centrada, com taxa de carregamento constante até a ruptura, tendo sido monitorados os valores de carga e, em alguns destes, os de deformação nas direções longitudinal e transversal.

5.3.2 – Materiais

5.3.2.1 – Concreto

O traço do concreto utilizado (v. Tabela 5.9), em massa, foi 1: 1,71: 2,84 (cimento: areia: agregado graúdo), sendo que, para os espécimes do grupo I, utilizou-se um agregado graúdo de gnaiss e, para os espécimes dos grupos II, III, IV e V, um agregado de sienito. Para os espécimes do grupo V, o traço foi 1: 1,83: 1,94, 10% de sílica ativa, 0,5% de plastificante e 2,5% de superplastificante com relação à massa de cimento.

A relação água-aglomerante dos concretos dos grupos I, II, III e IV foi de 0,63 e de 0,30 para o do grupo V. O abatimento do tronco de cone foi cerca de 100 mm para todos os concretos.

Utilizaram-se cimento CII-E-32, areia natural e agregado graúdo britado com dimensão máxima de 19 mm (grupos I, II, III e IV) e de 9,5 mm (grupo V).

Tabela 5.9 – Quantidade de Material Empregado por m³ de Concreto

Material	kg	
	Grupos I, II, III e IV	Grupo V
Cimento CP II-E-32	329	500
Areia	563	915
Brita	934	970
Microssílica Silmix	-	5
Plastificante RX 322 N	-	2,5
Superplastificante RX 4000	-	12,5
Água	207	165

Após 24 horas, os espécimes de concreto de 300 mm de altura foram tirados da fôrma e imersos em tanque com água saturada de cal por sete dias, sendo então mantidos sob as condições ambientes do Laboratório de Concreto do IME. Devido ao elevado peso dos espécimes de 450 mm de altura (concreto do grupo III), os mesmos foram curados mantendo-se úmidas as superfícies superiores durante 7 dias e mantidos enformados até 3 dias antes da data de ensaio.

Na data de ensaio dos espécimes, foram executados os ensaios de resistência à compressão do concreto, conforme a norma da NBR 5739 (1994). As resistências médias do concreto à compressão foram iguais a aproximadamente 25 MPa, 30 MPa, 34 MPa, 34 MPa e 56 MPa para os espécimes dos grupos I, II, III, IV e V.

5.3.2.2 – Sistema de Reforço

Utilizou-se em todos os pilaretes o mesmo sistema de reforço usado nas vigotas de concreto simples, conforme descrito no item 5.2.1.3. A Figura 5.4 mostra os componentes deste sistema de reforço.

Constam nas Tabelas 5.3, 5.4 e 5.6 as propriedades físicas e mecânicas das fibras de carbono de elevada resistência à tração, das resinas e do compósito de reforço utilizados nos pilaretes, de acordo com catálogo da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES (MBT, 1998a) ou ensaios realizados.

5.3.3 – Descrição dos Pilaretes

A Tabela 5.10 apresenta as características geométricas dos pilaretes ensaiados, divididos por cronologia de execução e composição do concreto.

Tabela 5.10 – Características Geométricas dos Pilaretes Ensaiaados

Grupo	Tipo de Seção	Quantidade	Dimensões
I	Circular	27	150 mm x 300 mm
	Quadrada		94 mm x 188 mm x 300 mm
	Retangular		
II	Circular	27	150 mm x 300 mm
	Quadrada		94 mm x 188 mm x 300 mm
	Retangular		
III	Circular	27	225 mm x 450 mm
	Quadrada		141 mm x 282 mm x 450 mm
	Retangular		
IV	Circular	9	150 mm x 300 mm
V	Circular	9	

5.3.4 – Execução dos Pilaretes

5.3.4.1 – Fôrmas

Nos pilaretes de seções transversais quadrada e retangular utilizaram-se fôrmas de madeira compensada resinada de 25 mm de espessura, ao passo que nos de seção circular, fôrmas metálicas de 150 mm x 300 mm de dimensões e tubos de PVC de 225 mm x 450 mm de dimensões.

Para tornar as fôrmas estanques e facilitar o processo de desmoldagem, foi utilizada fita adesiva nas juntas das mesmas e aplicada uma camada fina de óleo mineral nas suas superfícies internas.

5.3.4.2 – Concretagem

Utilizou-se betoneira de 320 l de capacidade do Laboratório de Concreto do IME para o preparo do concreto (v. Tabela 5.9).

O tempo para homogeneização dos materiais foi cerca de 5 minutos.

Vibradores de imersão com diâmetro de 25 mm foram usados no adensamento do concreto, durante e imediatamente após o seu lançamento manual.

Após 24 horas, houve a retirada das fôrmas dos pilaretes de concreto dos grupos I, II, IV e V, que permaneceram em água saturada de cal e, após 7 dias, em condições ambientes do laboratório até a data do ensaio. Os de concreto do grupo III permaneceram com fôrmas até 3 dias antes do ensaio, mantendo-se úmidas as superfícies superiores para melhorar a cura do concreto.

5.3.5 – Tipo e Execução do Reforço

Folhas de compósito de resina e fibras de carbono unidirecionais da MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES (MBT, 1998a) formaram o sistema de reforço dos pilaretes. O parâmetro variado foi o número de camadas de reforço.

Na Tabela 5.11 podem ser vistos os reforços dos pilaretes.

Cada grupo de pilaretes de concreto simples, de acordo com o tipo de seção transversal, teve três espécimes sem reforço, três reforçados com 1 camada e três com 2 camadas.

Tabela 5.11 – Reforço dos Pilaretes Ensaaiados

Tipo e Dimensão da Seção Transversal	Armadura de Reforço
Concreto Simples de 300 mm de Altura	
Circulares de 150 mm	1 ou 2 camadas de reforço de 0,165 mm de espessura por camada
Quadrados de 150 mm	
Retangulares de 98 mm x 196 mm	
Concreto Simples de 450 mm de Altura	
Circulares de 225 mm	1 ou 2 camadas de reforço de 0,165 mm de espessura por camada
Quadrados de 225 mm	
Retangulares de 141 mm x 242 mm	

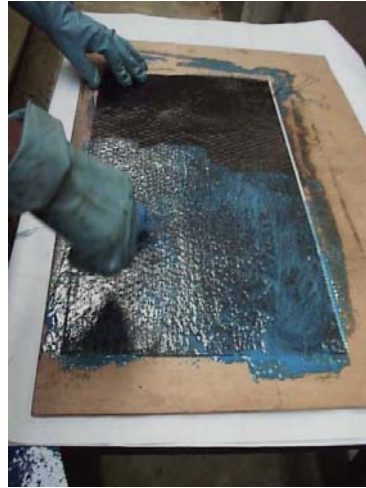
A Figura 5.25 mostra a seqüência das etapas de execução do sistema de reforço dos pilaretes de concreto simples, feita por empresa credenciada pelo fabricante.

Antes da execução do reforço, os espécimes de seções quadrada e retangular tiveram suas arestas arredondadas, ficando os cantos das seções com raio de cerca de 10 mm (v. Figura 5.26), e a superfície do concreto foi devidamente preparada (limpa e seca).

Em todos os espécimes confinados, fez-se superposição de cada camada da folha de fibras de carbono num comprimento de 100 mm (v. Figura 5.26), sendo o traspasse da segunda camada defasado de 180° em relação ao da primeira camada.



(a) Aplicação do *primer* na superfície de concreto por meio de rolo



(b) Aplicação da resina para saturação da folha de fibras de carbono



(c) Aplicação da resina na superfície de concreto após ter recebido *primer*



(d) Aplicação da folha de fibras de carbono na superfície de concreto após ter recebido resina



(e) Aplicação da folha de fibras de carbono na superfície de concreto com de rolo



(f) Aplicação da resina sobre folha de fibras de carbono com rolo

Figura 5.25 – Etapas de Execução do Sistema Compósito de Reforço Estrutural dos Pilaretes

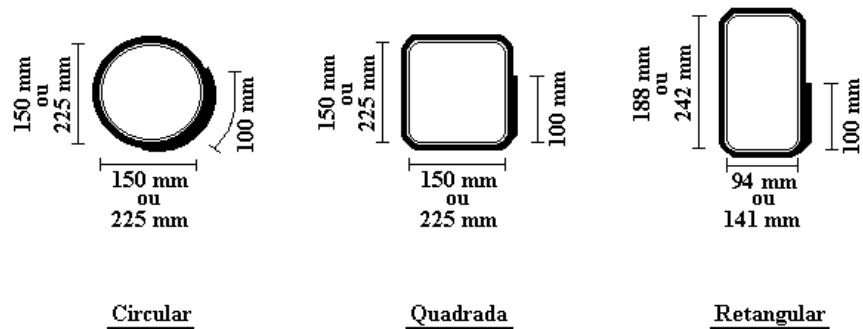


Figura 5.26 – Tipos de Seção e Reforço dos Pilaretes Ensaçados

5.3.6 – Instrumentação

Os pilaretes tiveram suas deformações longitudinal e transversal monitoradas, com exceção dos do grupo I, nos quais só se investigou a capacidade resistente.

5.3.6.1 – Extensômetros Elétricos de Resistência

A medição das deformações longitudinal e transversal dos pilaretes sem reforço foi feita com extensômetros elétricos de resistência com base de medição 70 mm, e a dos espécimes reforçados com extensômetros elétricos de resistência com base de medição de 5 mm, colados na superfície externa dos espécimes à meia altura, em posições diametralmente opostas, como mostrado na Figura 5.27.

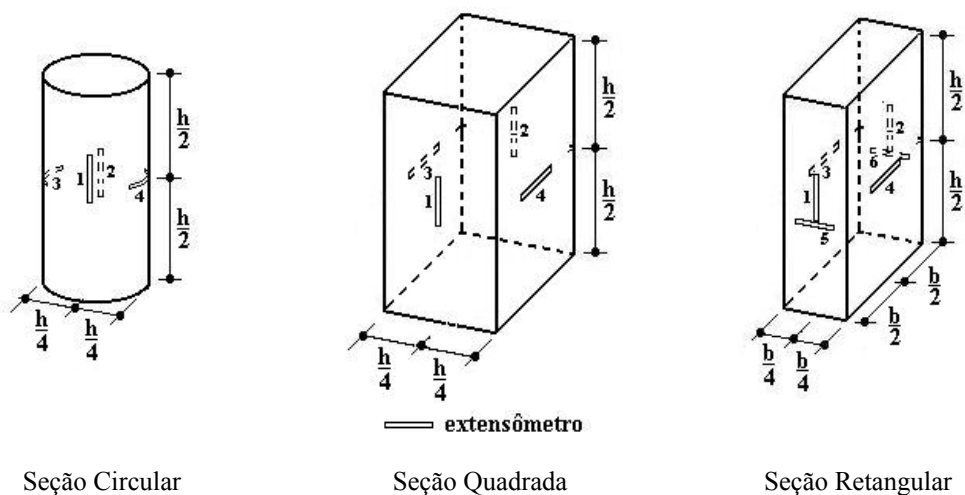


Figura 5.27 – Instrumentação Externa dos Pilaretes Ensaçados

5.3.7 – Montagem dos Ensaio

Todos os pilaretes foram submetidos à tensão normal na direção longitudinal uniforme até a ruptura com uma taxa constante de 0,22 MPa/s, por meio de uma prensa AMSLER com capacidade de 5000 kN do Laboratório de Concreto do IME (v. Figura 5.28).



Figura 5.28 – Esquema de Ensaio de Compressão dos Pilaretes

Ambas as extremidades dos espécimes de pilaretes foram capeados com enxofre, com o objetivo de garantir o paralelismo das superfícies e de distribuir uniformemente o carregamento aplicado.

Um sistema de aquisição de dados foi utilizado para a obtenção das deformações para cada etapa de carregamento, que foi realizado com incrementos de 50 kN.

5.4 – Resultados dos Ensaios

5.4.1 – Vigotas

Os resultados de todas as medições feitas nas vigotas de concreto encontram-se nas tabelas do Anexo A, exceto os das vigotas de concreto simples do grupo II com uma camada de reforço (VII-1-40). Uma destas foi, por problemas de controle de carregamento, bruscamente carregada até a ruptura. Os gráficos traçados a partir destes resultados são mostrados a seguir.

5.4.1.1 – Flechas

Os valores médios de flechas medidas no meio do vão das vigotas de concreto simples de cada grupo, não reforçadas (VI-0 e VII-0) e reforçadas com uma camada (VI-1-40) ou duas camadas (VI-2-40 e VII-2-40), são apresentados na Figura 5.29.

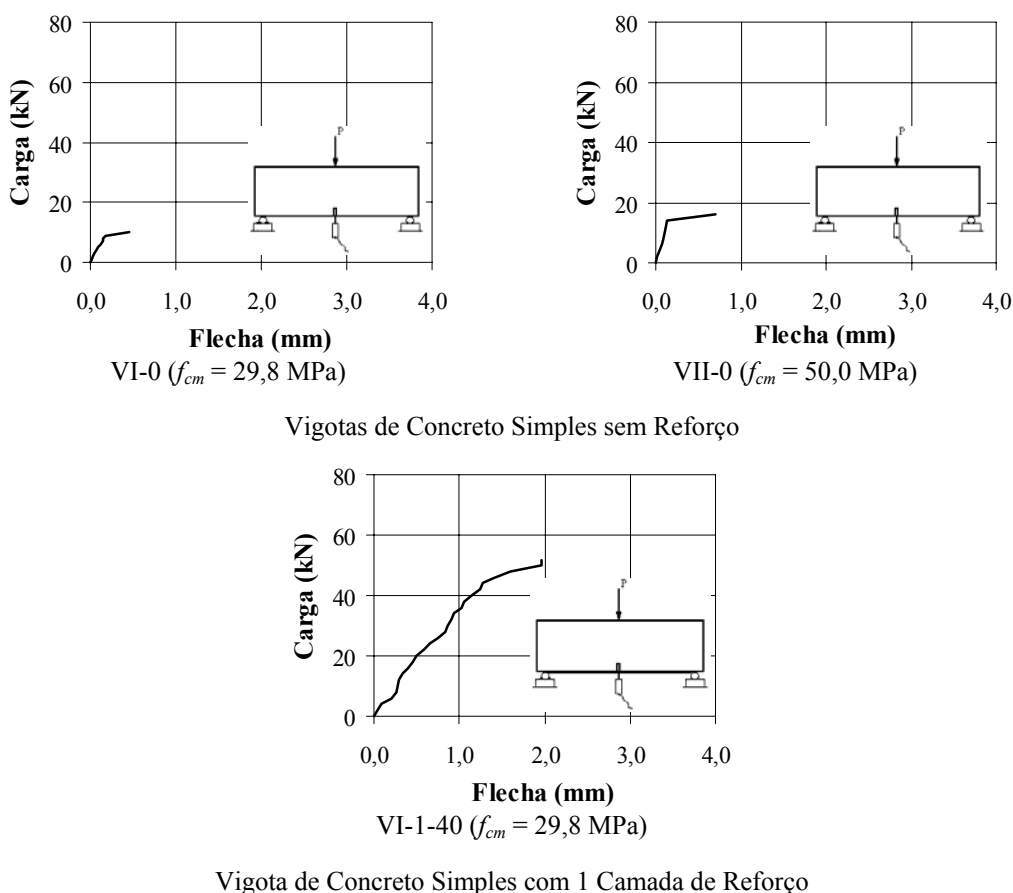
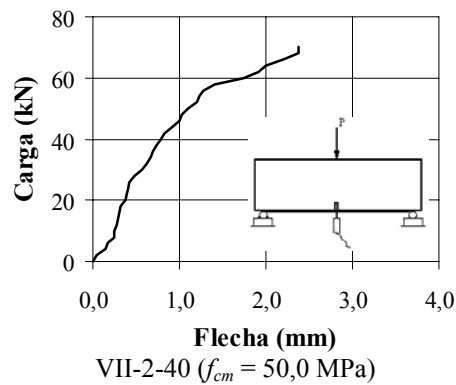
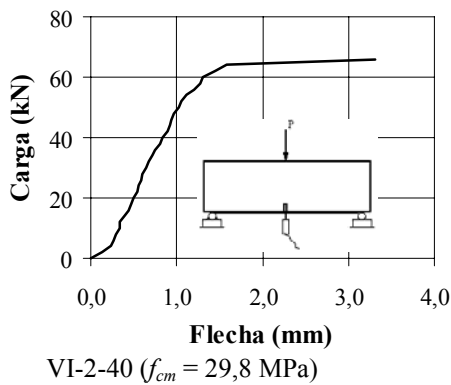


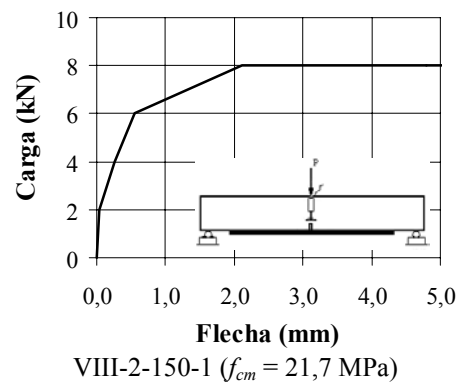
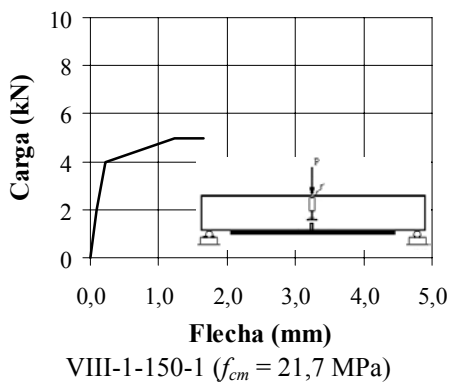
Figura 5.29 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples (Continua)



Vigotas de Concreto Simples com 2 Camadas de Reforço

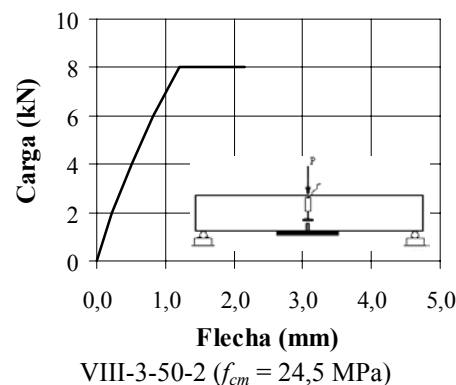
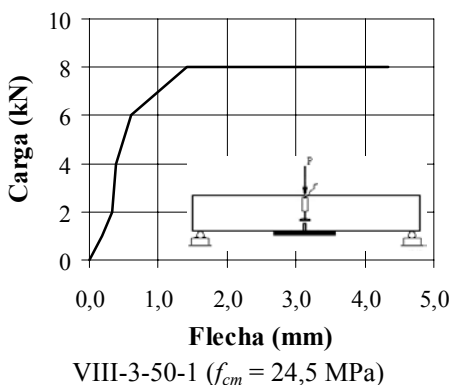
Figura 5.29 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples (Continuação)

A Figura 5.30 mostra as curvas carga – flecha no meio do vão das vigotas de concreto armado reforçadas.



Vigotas com 1 Camada de Reforço

Vigotas com 2 Camadas de Reforço



Vigotas com 3 Camadas de Reforço

Vigotas com 3 Camadas de Reforço

Figura 5.30 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continua)

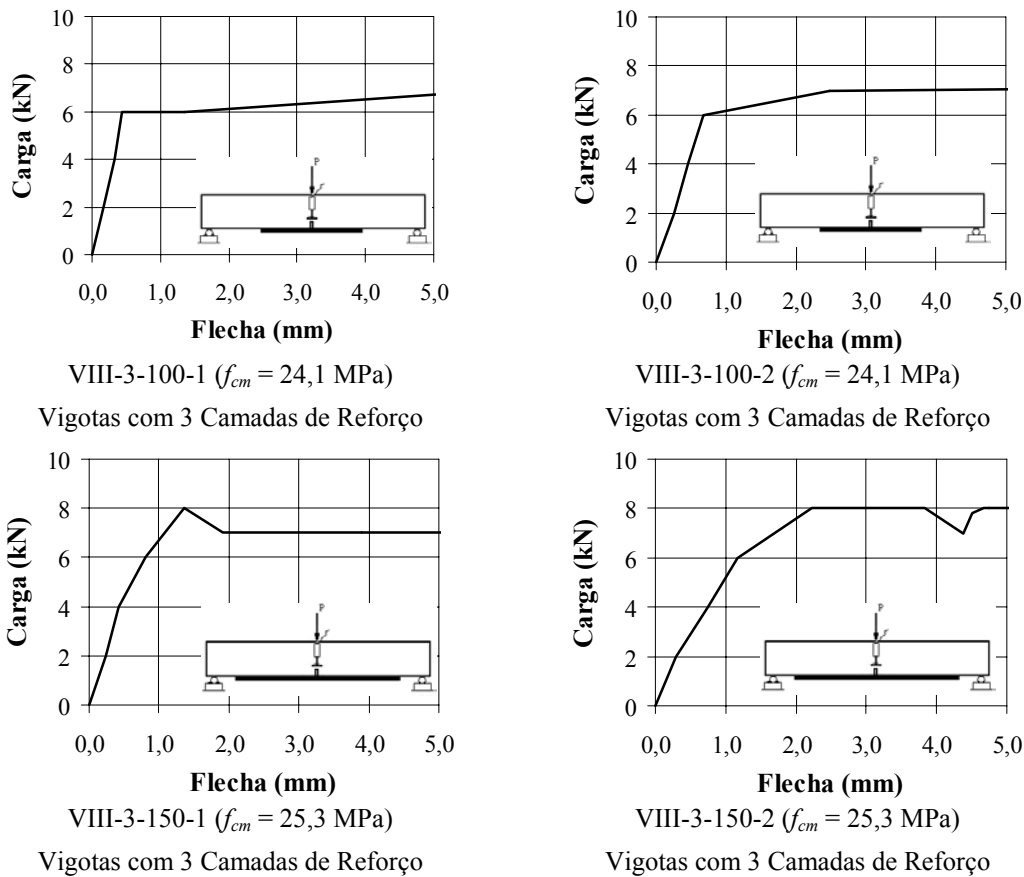


Figura 5.30 – Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continuação)

5.4.1.2 – Deformação do Concreto

Na Tabela 5.12, encontram-se os valores médios de deformação no concreto da seção no meio do vão das vigotas de concreto simples ensaiadas, na iminência da ruptura.

Tabela 5.12 – Deformação no Concreto da Seção no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples Ensaçadas, na Iminência da Ruptura

Vigota	ϵ_{cu} (‰)
VI-0	0,12
VI-1	0,45
VI-2	0,51
VII-0	0,13
VII-2	0,13

As curvas de deformada da seção no meio do vão das vigotas de concreto armado ensaiadas encontram-se na Figura 5.31, para as cargas máxima teórica da vigota sem reforço (4 kN) e de ruptura. Estas foram determinadas a partir das deformações do concreto e da armadura de reforço no meio do vão.

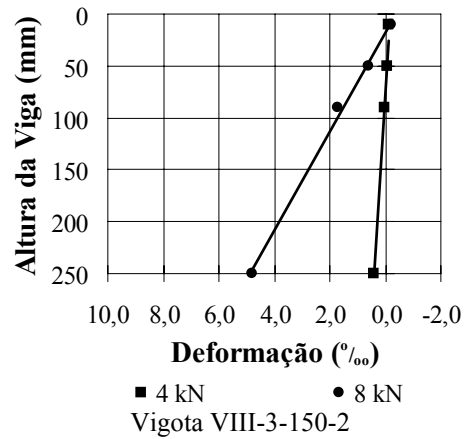
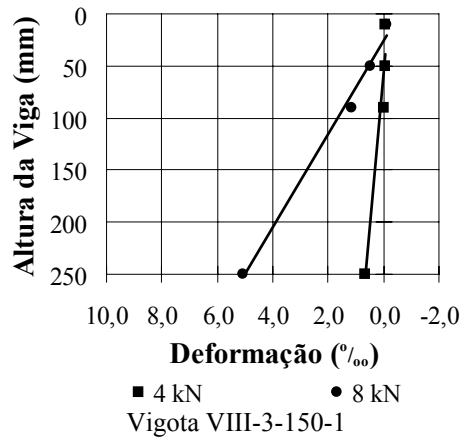
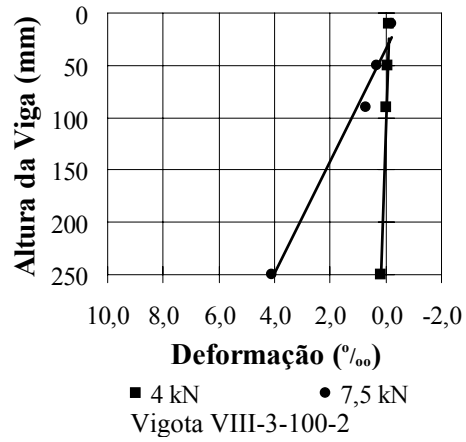
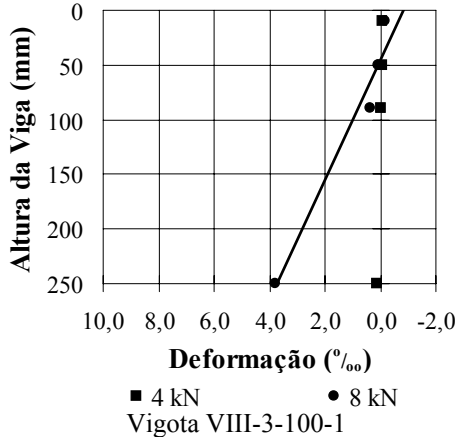
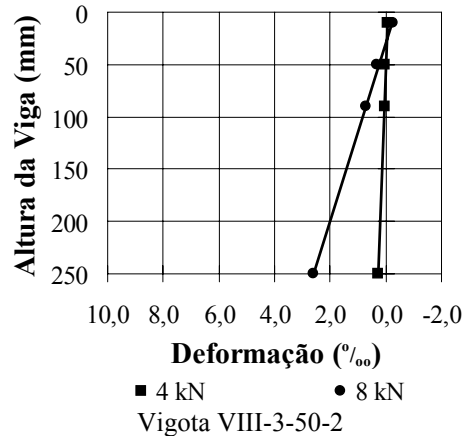
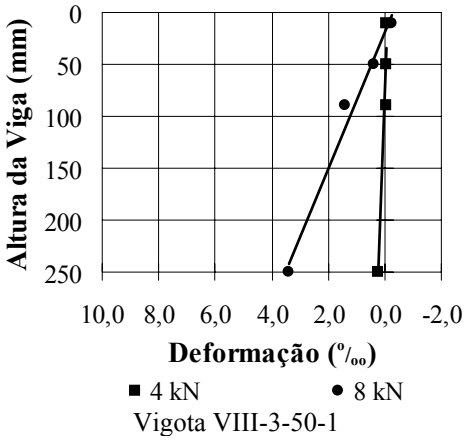
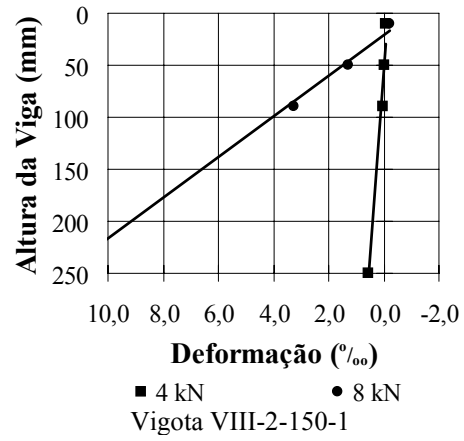
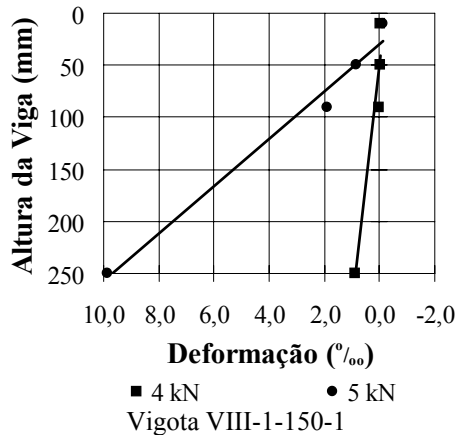


Figura 5.31 – Curvas Deformada ao Longo da Altura da Seção Transversal no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado

5.4.1.3 – Deformação da Armadura de Reforço

Os valores médios de deformação ao longo da armadura de reforço das vigotas de concreto simples, em função da carga, são apresentados na Figuras 5.32 e 5.33.

Mostram-se na Figura 5.34 os valores de deformação ao longo da armadura de reforço das vigotas de concreto armado para as diferentes cargas atuantes.

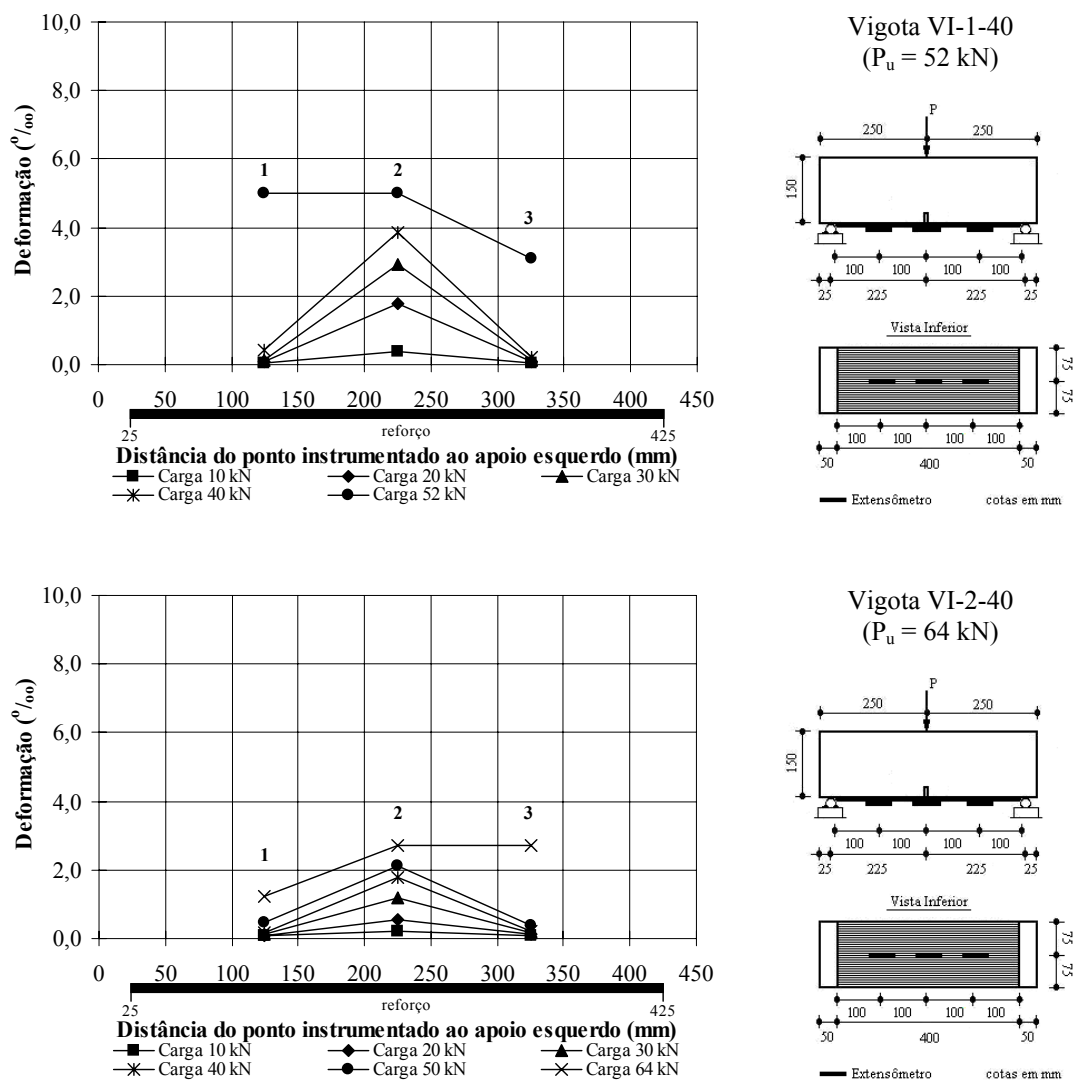


Figura 5.32 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples do Grupo I

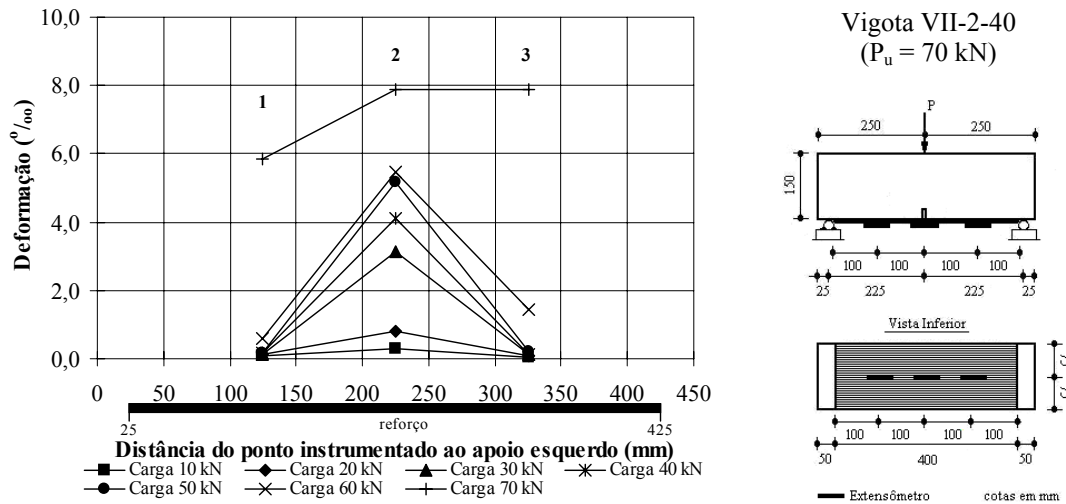


Figura 5.33 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples do Grupo II

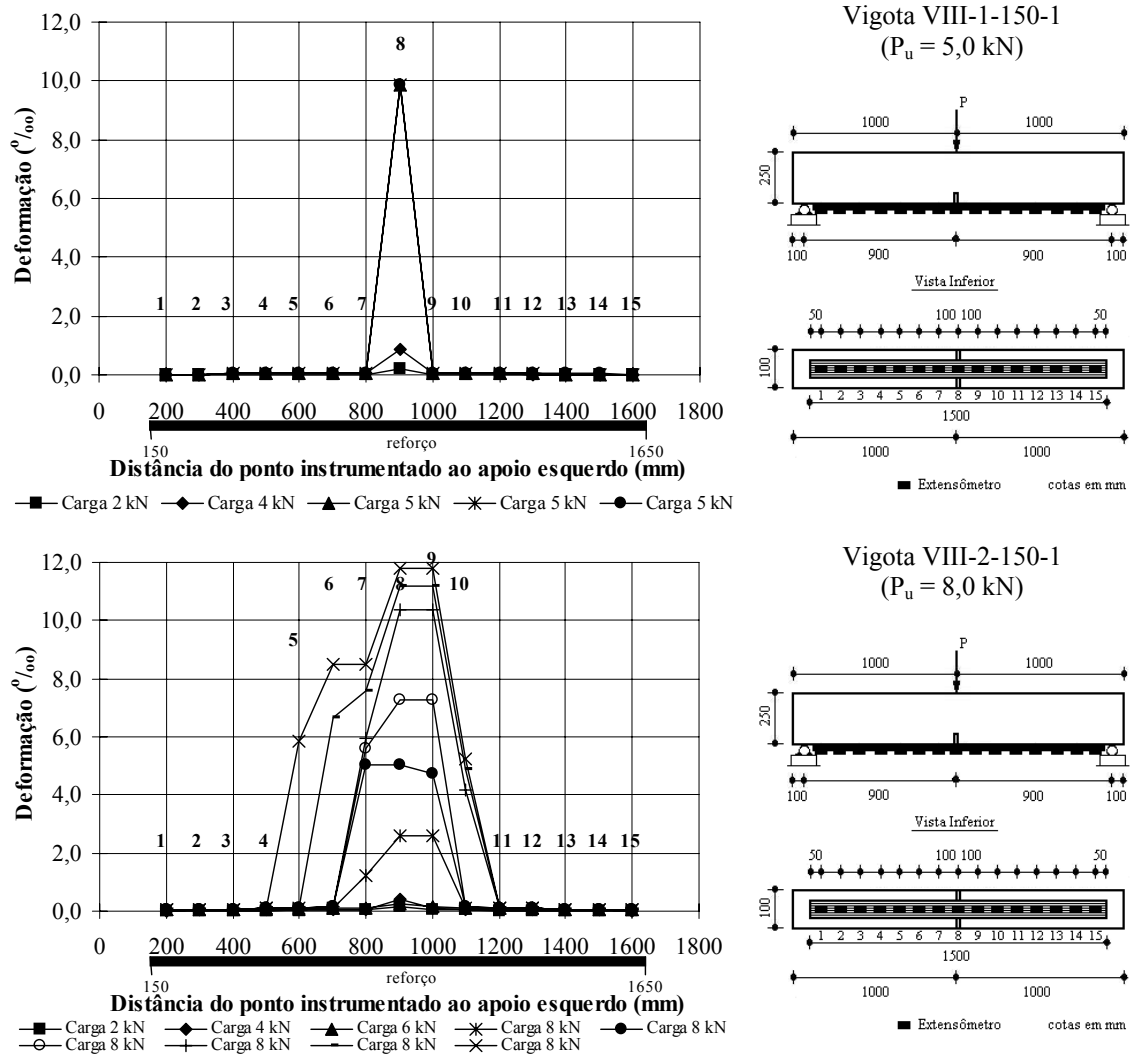


Figura 5.34 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continua)

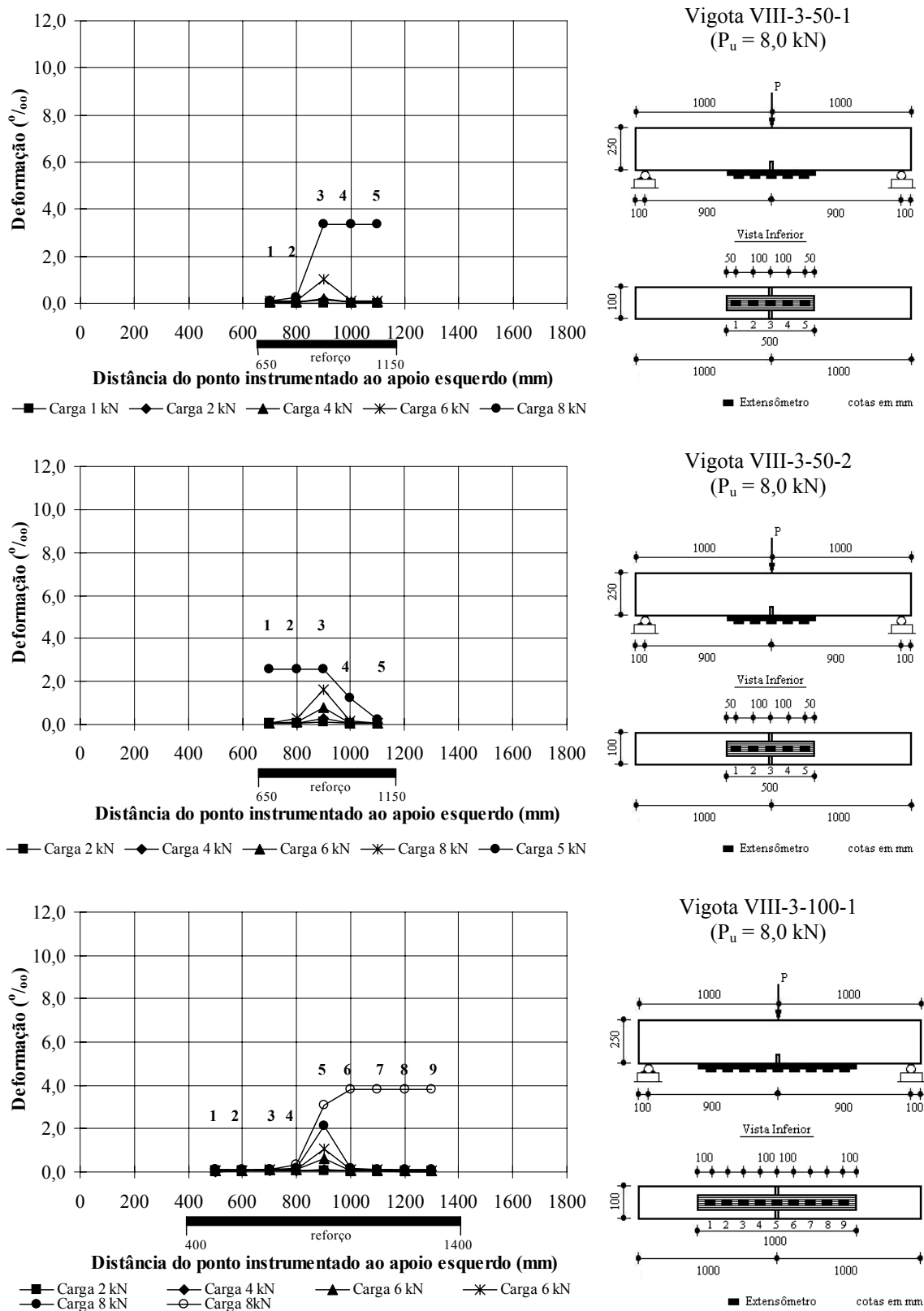


Figura 5.34 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continua)

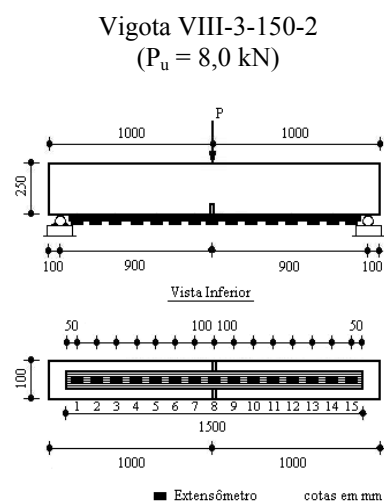
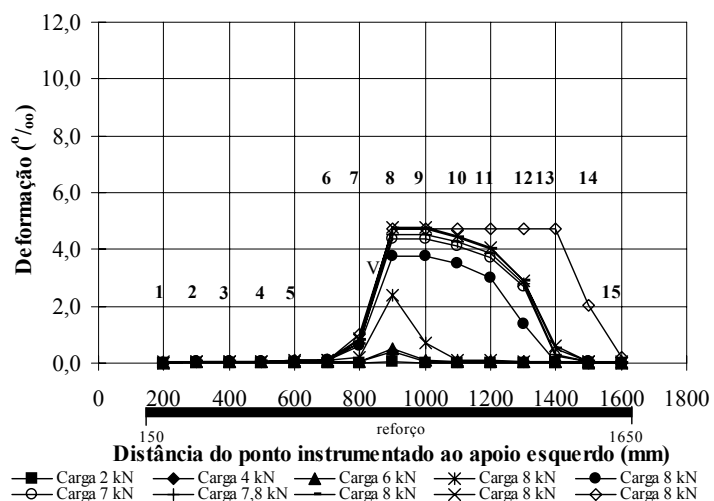
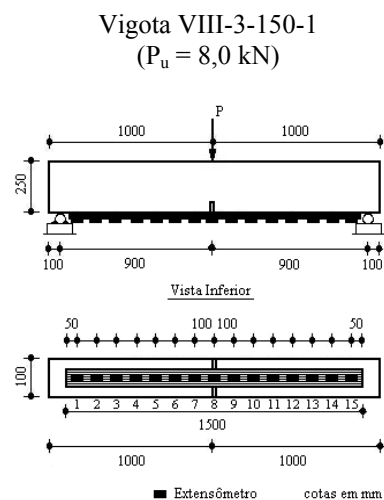
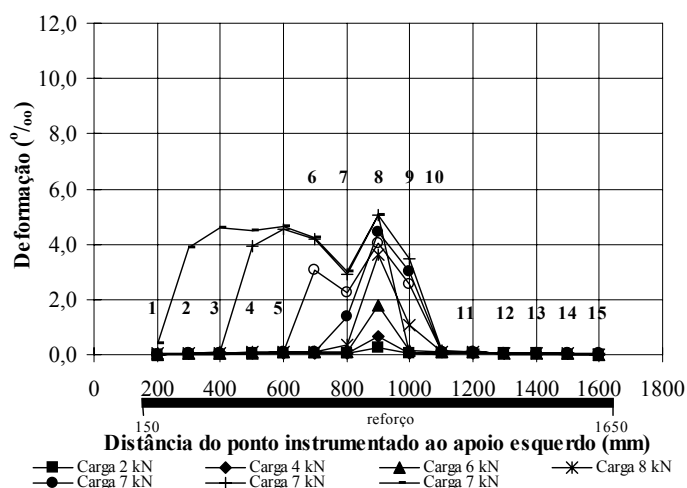
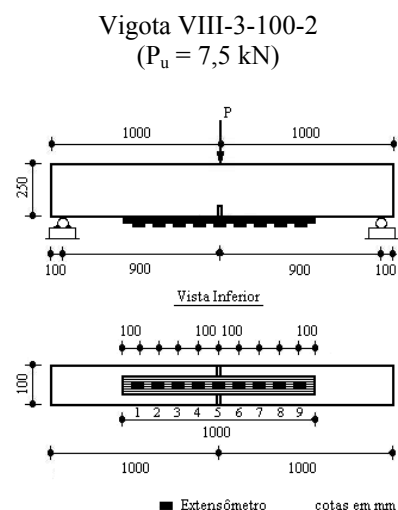
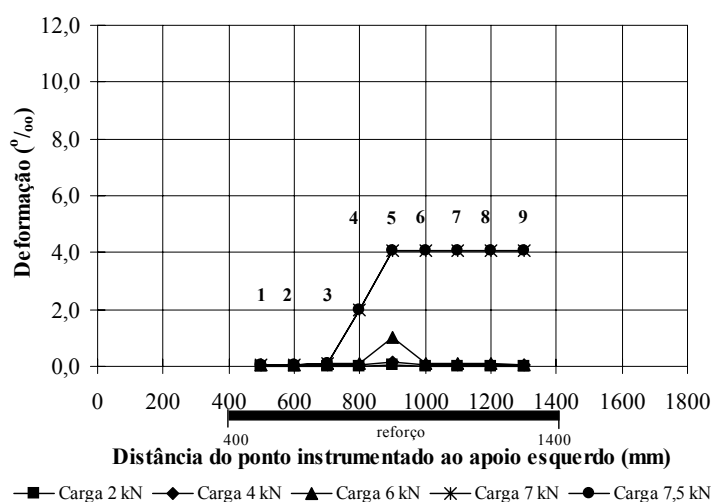


Figura 5.34 – Curvas Deformação da Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continuação)

5.4.1.4 – Fissuração

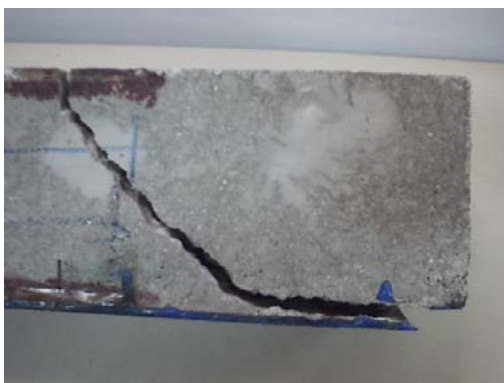
São mostrados nas Figura 5.35 e 5.36 os padrões de fissuração verificados nas vigotas após a ruptura.



Meio do Vão
Vigotas de Concreto Simples com 1 Camada de Reforço – VI-1-40 – $f_{cm} = 29,8$ MPa



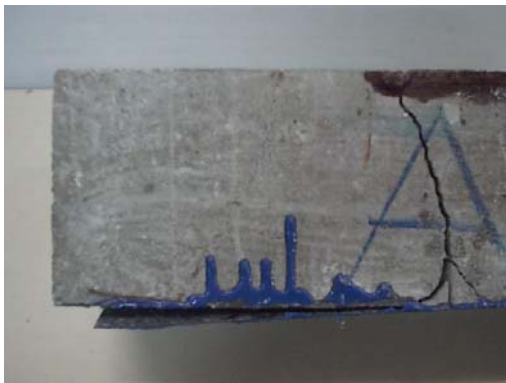
Meio do Vão
Vigotas de Concreto Simples com 1 Camada de Reforço – VII-1-40 – $f_{cm} = 50,0$ MPa



Meio do Vão
Vigotas de Concreto Simples com 2 Camadas de Reforço – VI-2-40 – $f_{cm} = 29,8$ MPa



Figura 5.35 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Simples (Continua)



Meio do Vão



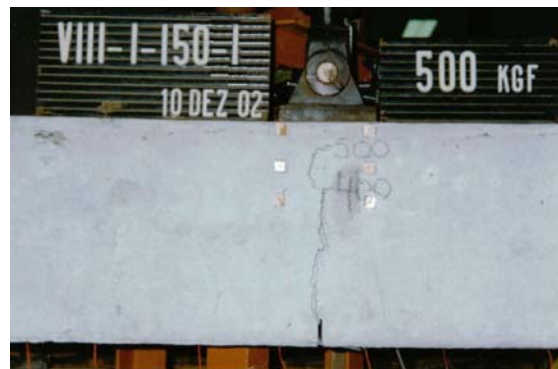
Vista Superior Após Retirada da Metade do Vão

Vigotas de Concreto Simples com 2 Camadas de Reforço – VII-2-40 – $f_{cm} = 50,0$ MPa

Figura 5.35 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Simples (Continuação)



Vista do Vão de Cisalhamento



Vista do Meio do Vão

Vigota de Concreto Armado com 1 Camada de Reforço de 1500 mm de Comprimento – VIII-1-150-1



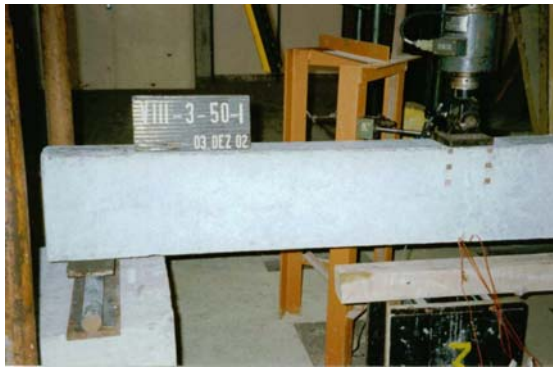
Vista do Vão de Cisalhamento



Vista do Meio do Vão

Vigota de Concreto Armado com 2 Camadas de Reforço de 1500 mm de Comprimento – VIII-2-150-1

Figura 5.36 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Armado (Continua)



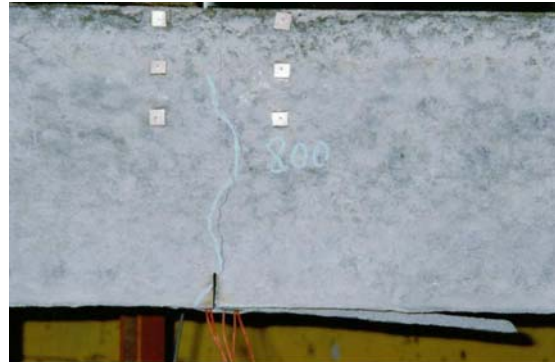
Vista do Vão de Cisalhamento



Vista do Meio do Vão



Vista do Vão de Cisalhamento



Vista do Meio do Vão

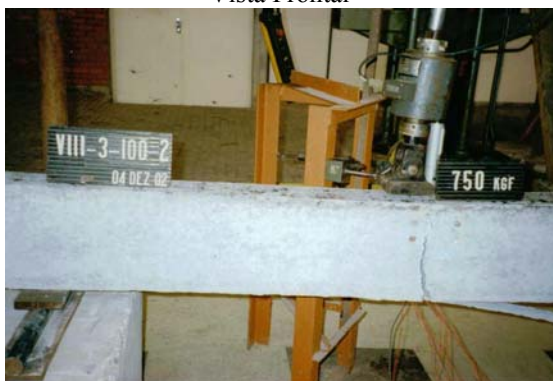
Vigotas de Concreto Armado com 3 Camadas de Reforço de 500 mm de Comprimento – VIII-3-50-1 e 2



Vista Frontal



Vista do Meio do Vão



Vista do Vão de Cisalhamento



Vista do Meio do Vão

Vigotas de Concreto Armado com 3 Camadas de Reforço de 1000 mm de Comprimento – Vigotas VIII-3-100-1 e VIII-3-100-2

Figura 5.36 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Armado (Continua)

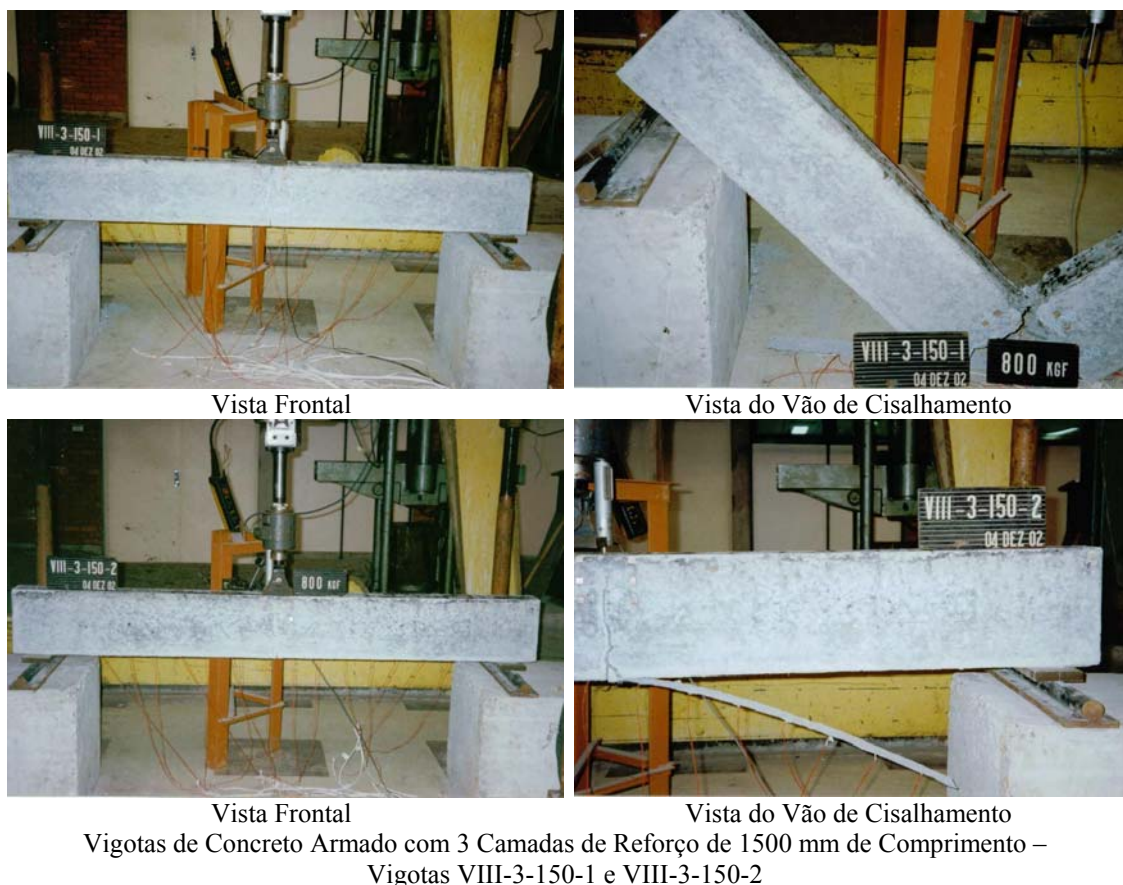


Figura 5.36 – Fissuração e Aspecto Pós-Ruptura das Vigotas Reforçadas de Concreto Armado (Continuação)

5.4.1.5 – Cargas e Modos de Ruptura

As cargas e modos de ruptura das vigotas encontram-se na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Carga e Modos de Ruptura das Vigotas Ensaaiadas

Vigota	Características		Carga de Ruptura (kN)	Modo de Ruptura
Vigotas de Concreto Simples de 150 mm x 150 mm x 500 mm de Dimensões				
VI-0	sem reforço	$f_{cm} = 29,8 \text{ MPa}$	10,0	Flexão
VI-1-40	1 camada de reforço		52,0	Descolamento do reforço
VI-2-40	2 camadas de reforço		64,0	Cisalhamento
VII-0	sem reforço	$f_{cm} = 50,0 \text{ MPa}$	15,9	Flexão
VII-2-40	2 camadas de reforço		70,0	Descolamento do reforço
Vigotas de Concreto Armado de 100 mm x 250 mm x 2000 mm de Dimensões				
VIII-1-150-1	1 camada de reforço	$f_{cm} = 21,7 \text{ MPa}$	5,0	Ruptura do reforço
VIII-2-150-1	2 camadas de reforço		8,0	Descolamento do reforço
VIII-3-50-1	3 camadas de reforço	$f_{cm} = 24,5 \text{ MPa}$	8,0	
VIII-3-50-2			8,0	
VIII-3-100-1	3 camadas de reforço	$f_{cm} = 24,1 \text{ MPa}$	8,0	
VIII-3-100-2			7,5	
VIII-3-150-1	3 camadas de reforço	$f_{cm} = 25,3 \text{ MPa}$	8,0	
VIII-3-150-2			8,0	

A menos de uma, as vigotas reforçadas de concreto simples romperam-se bruscamente apresentando descolamento da armadura de reforço. A vigota de concreto de menor resistência e reforçada com 2 camadas teve ruptura por esforço cortante (v. Figura 5.35).

Em geral, após o início da fissuração, ocorreu fissura secundária inclinada ao longo da altura do entalhe das vigotas reforçadas, conforme pode ser observado nas Figuras 5.35 e 5.36.

5.4.2 – Pilaretes

As Tabelas do Anexo B apresentam os resultados obtidos nos ensaios dos pilaretes. As figuras a seguir mostram as curvas traçadas a partir destes resultados.

5.4.2.1 – Curvas Tensão – Deformação

Podem ser visualizadas nas Figuras 5.37 a 5.40 as curvas de tensão normal na direção longitudinal – deformações médias nas direções longitudinal e transversal dos pilaretes de seção circular, quadrada ou retangular sem ou com reforço dos grupos II a V.

As curvas em tracejado representam os valores médios de deformação transversal medida nas faces em que uma das arestas é a menor da seção transversal retangular, em função da tensão longitudinal aplicada.

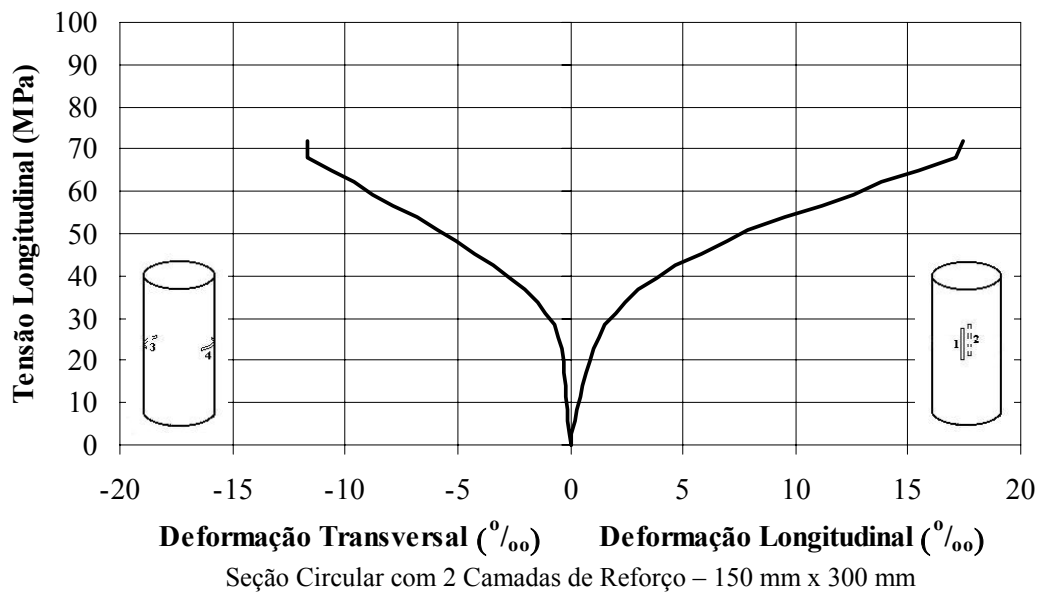
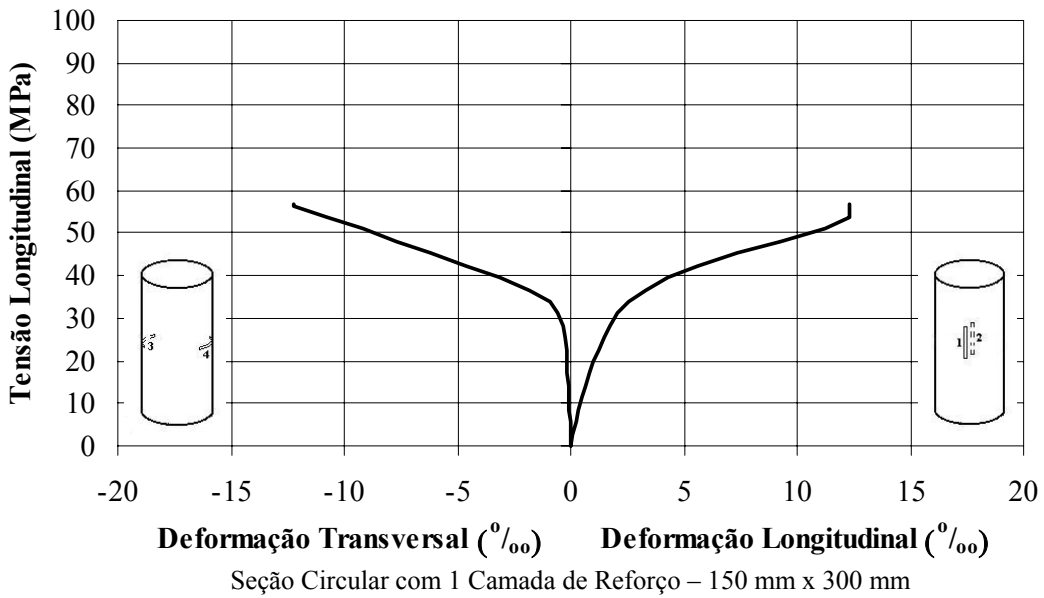
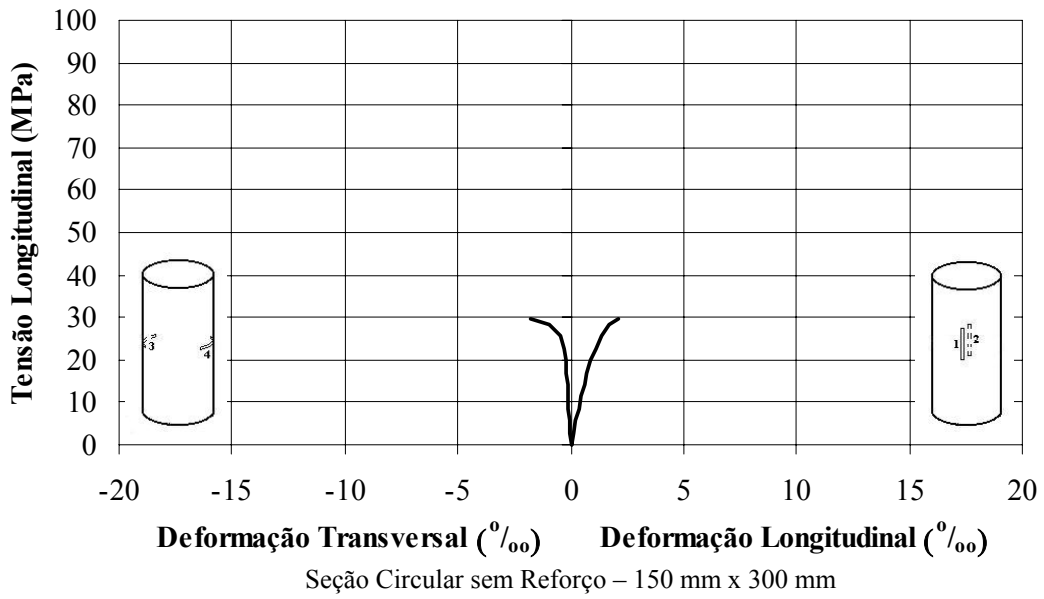


Figura 5.37 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo II (Continua)

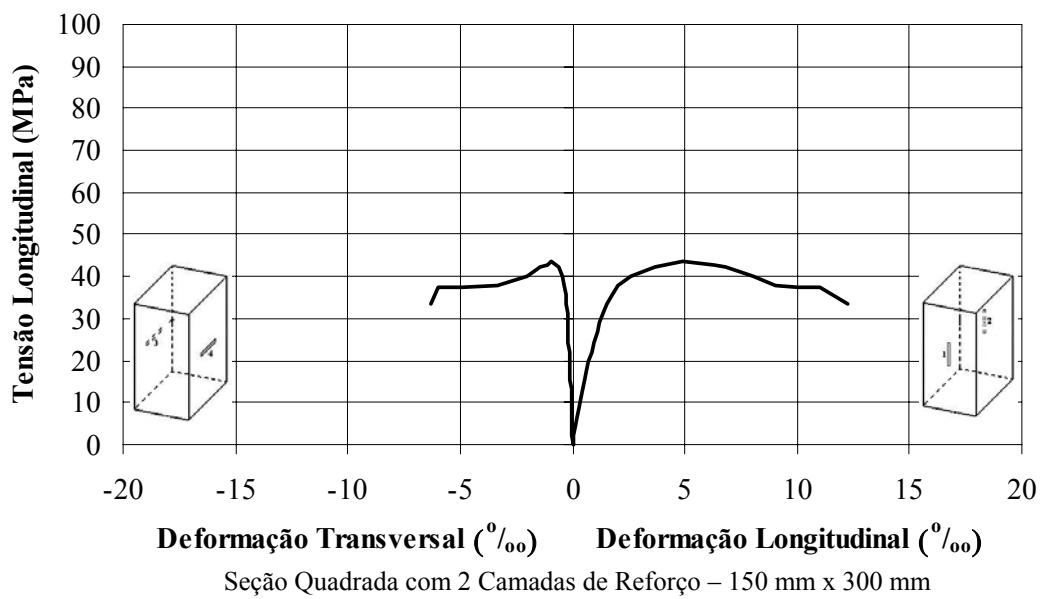
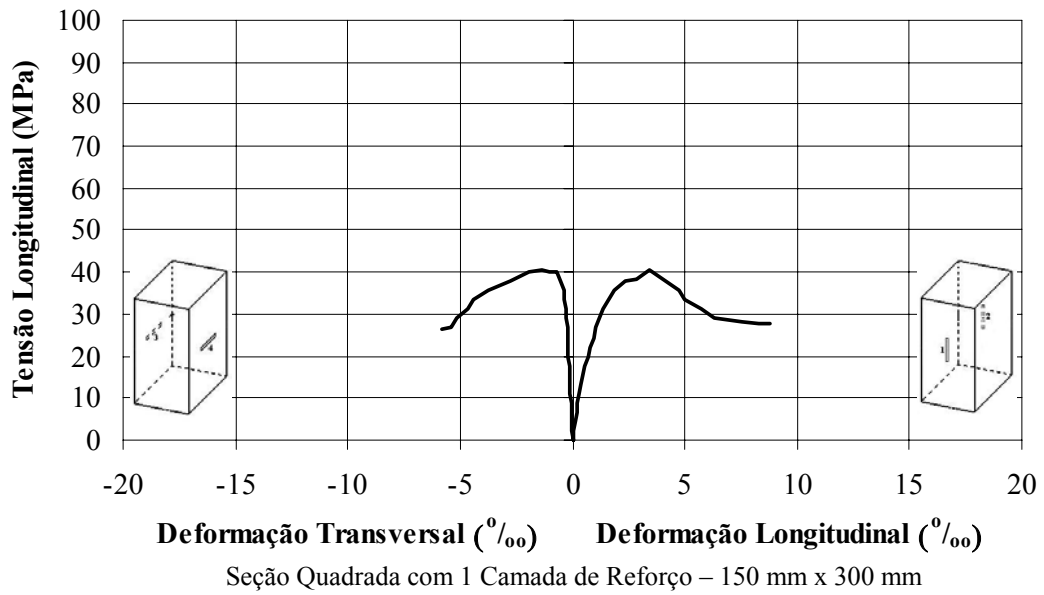
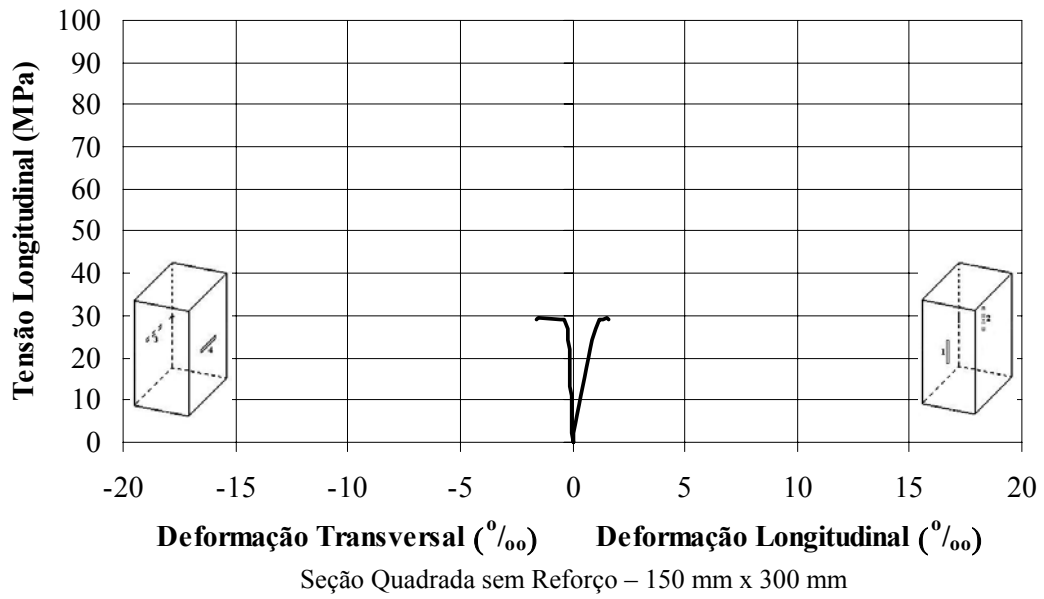


Figura 5.37 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo II (Continua)

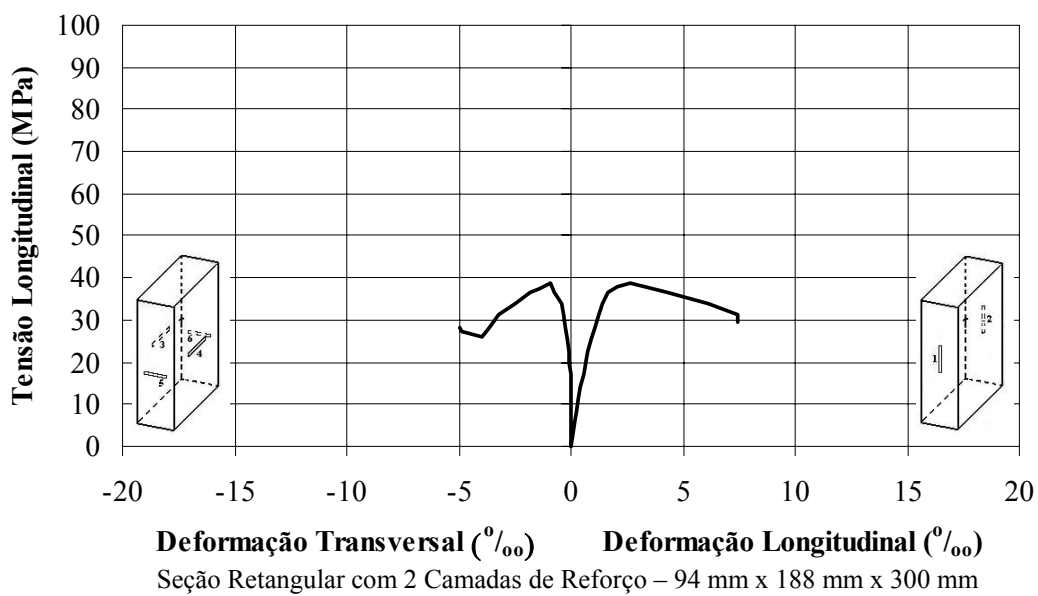
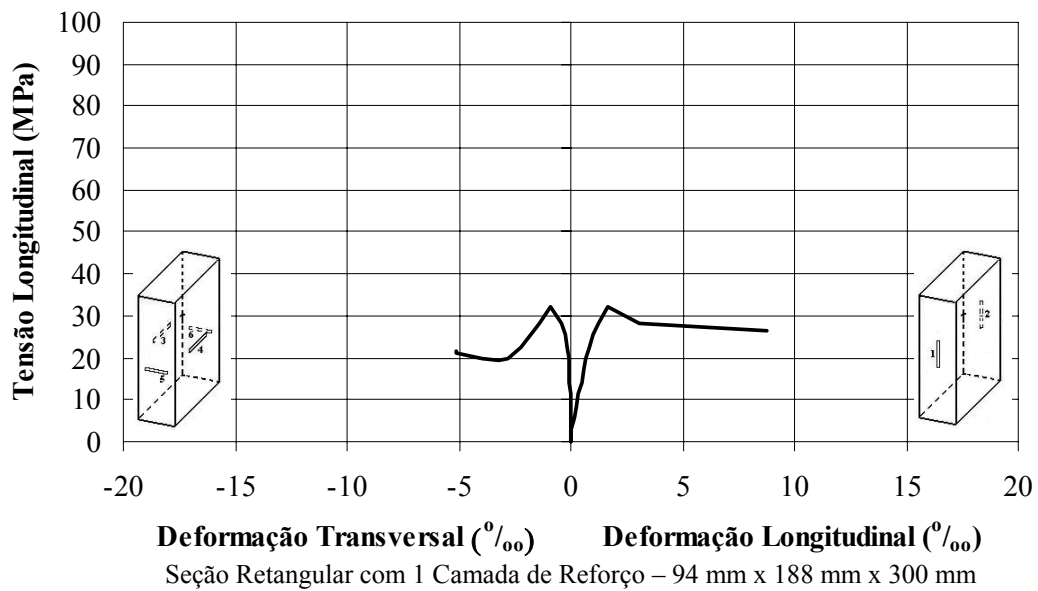
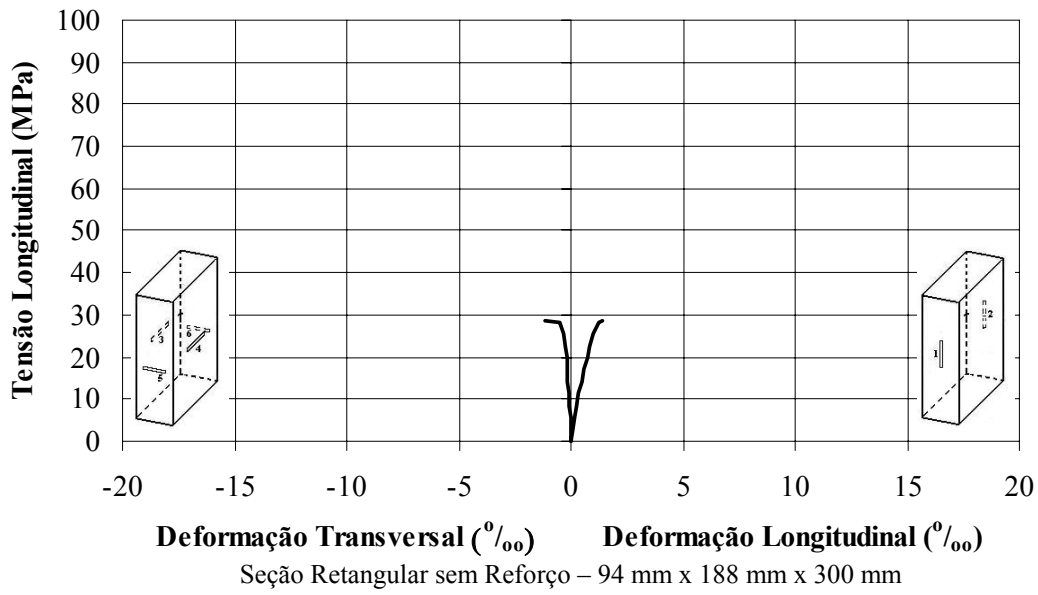


Figura 5.37 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo II (Continuação)

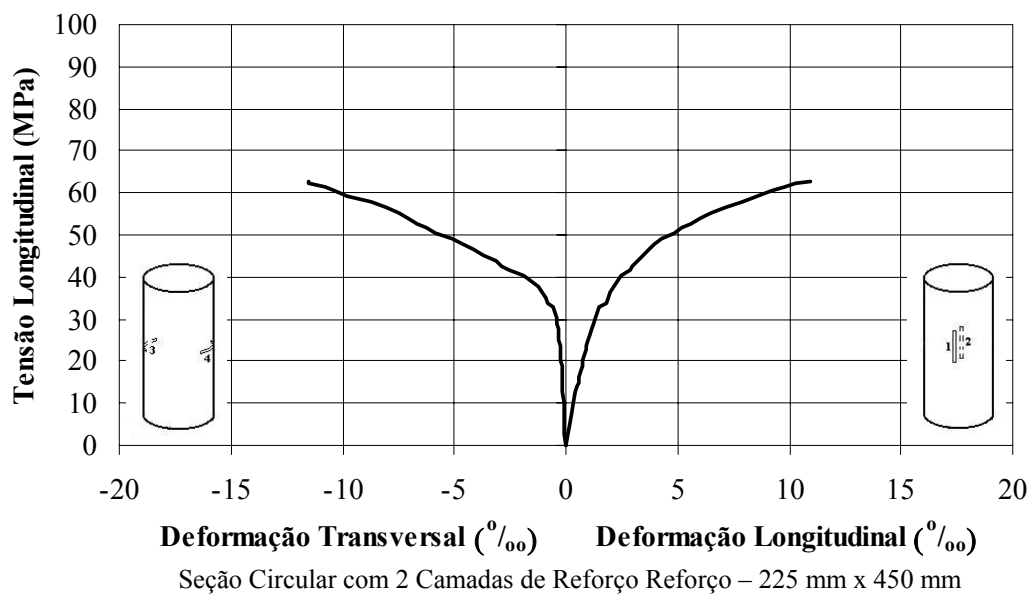
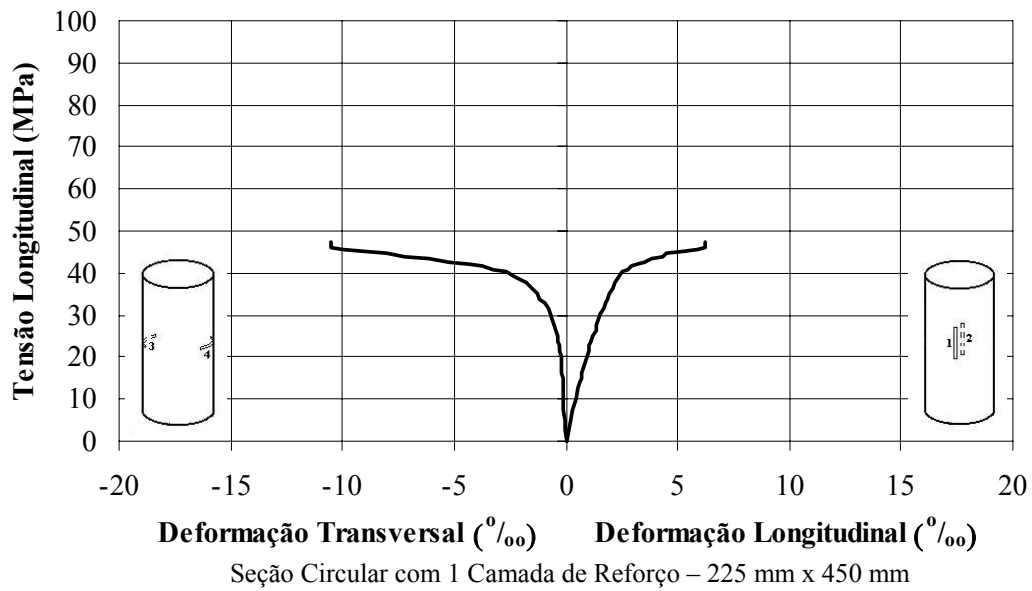
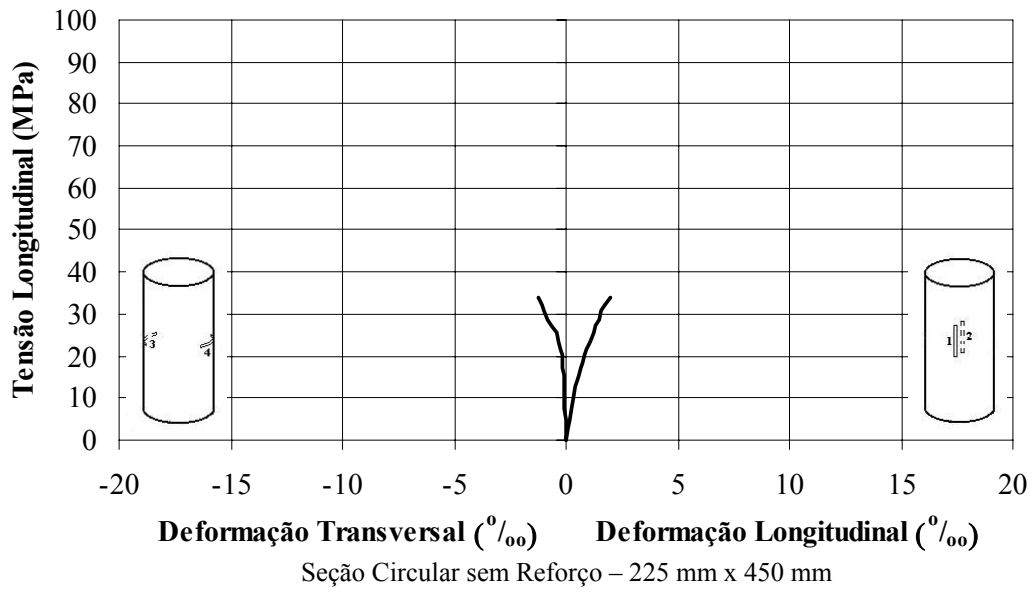


Figura 5.38 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo III (Continua)

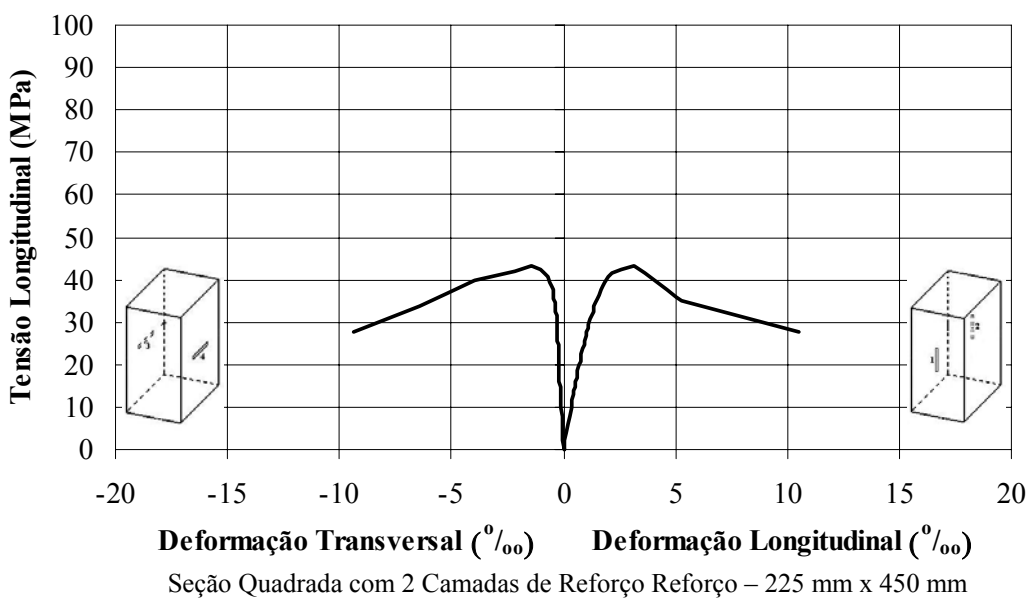
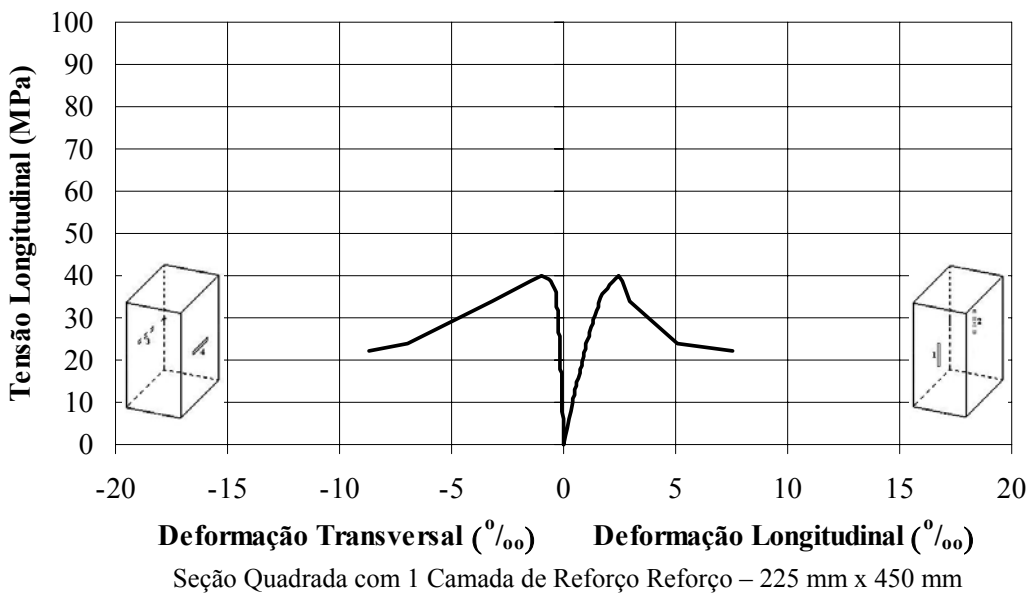
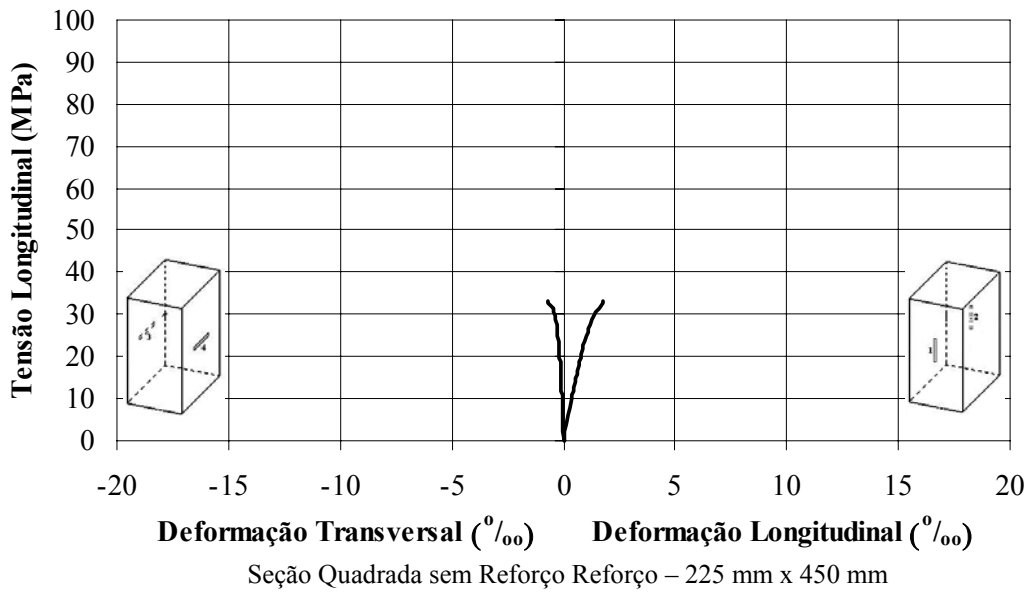


Figura 5.38 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo III (Continua)

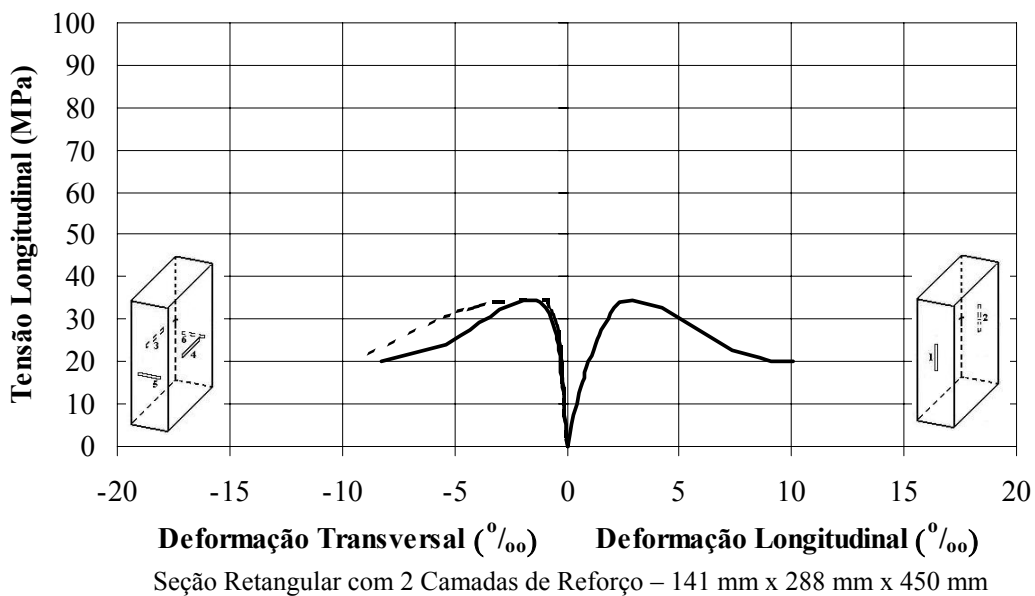
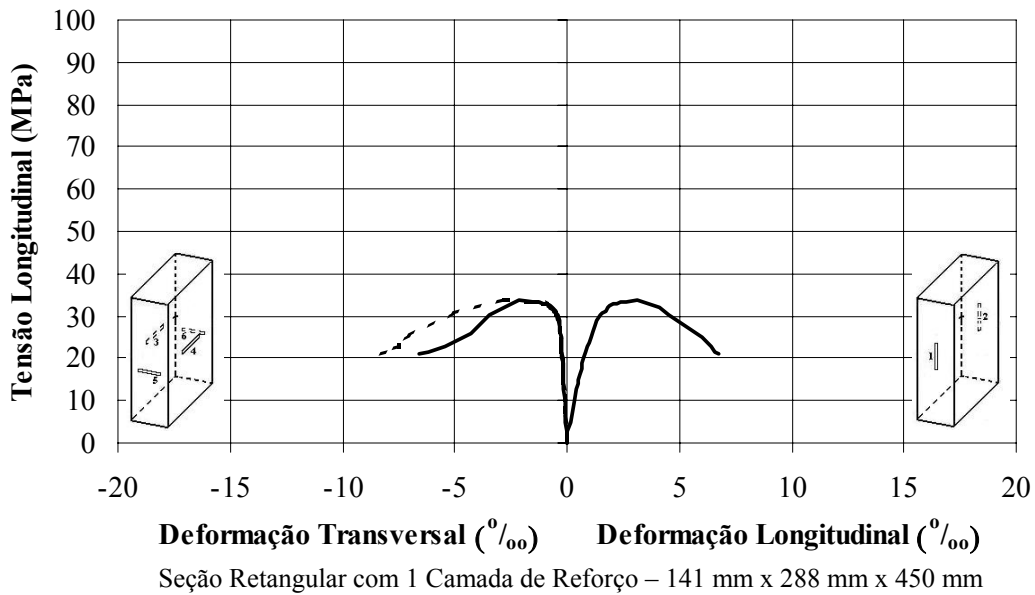
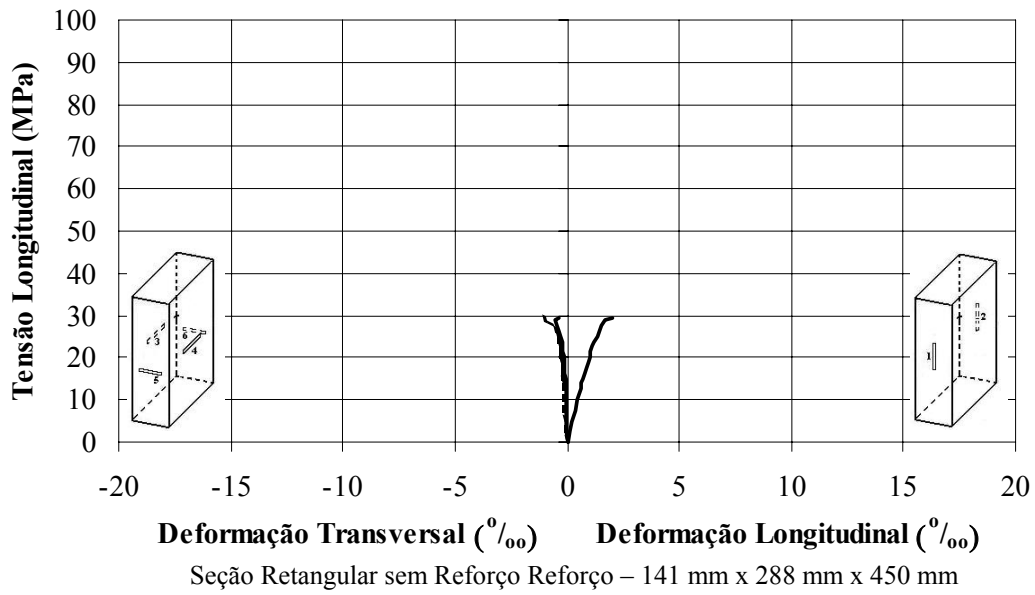


Figura 5.38 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo III (Continuação)

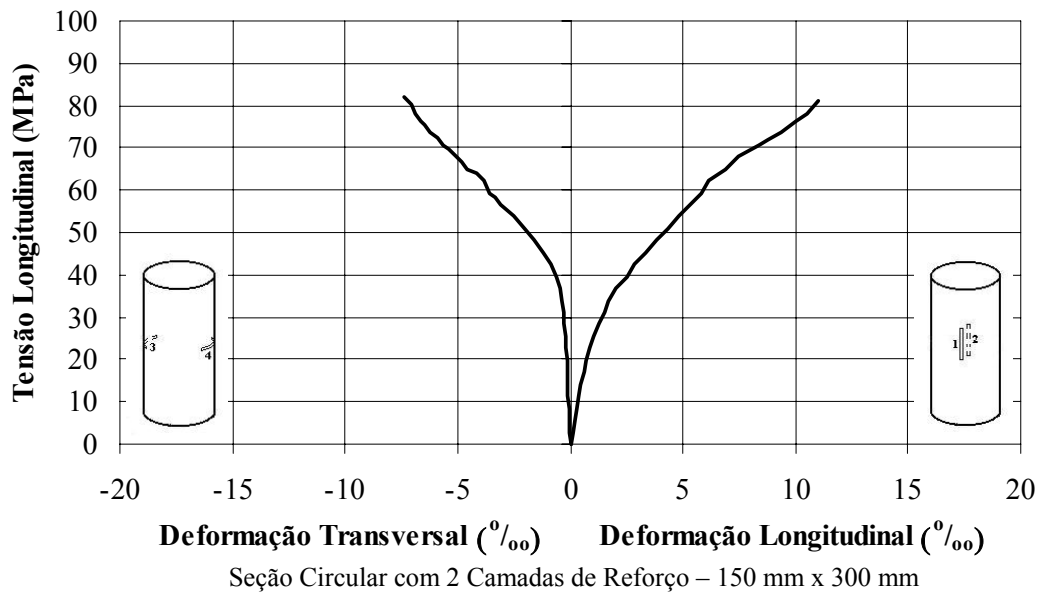
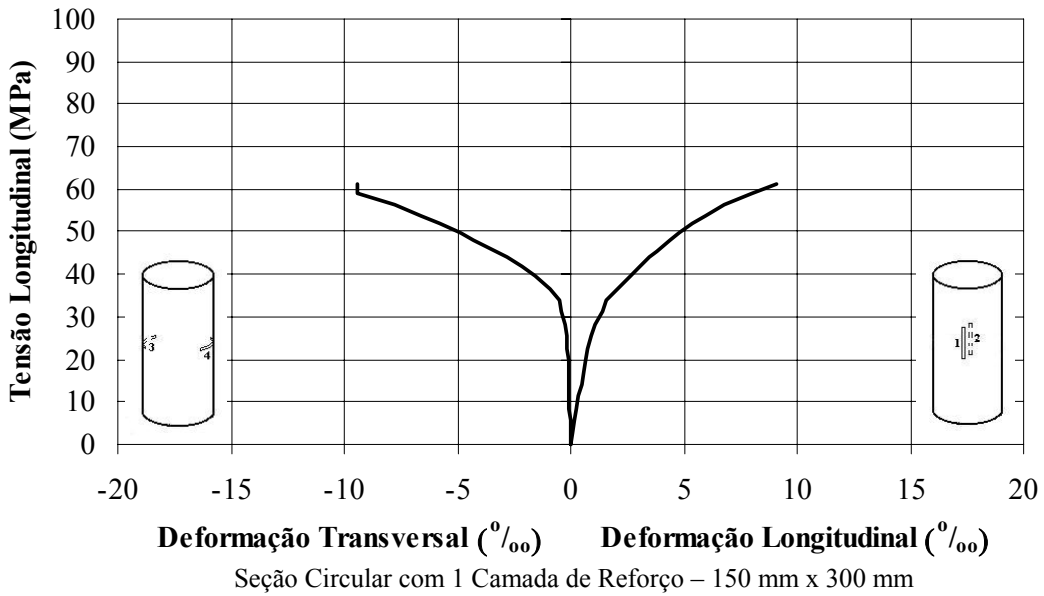
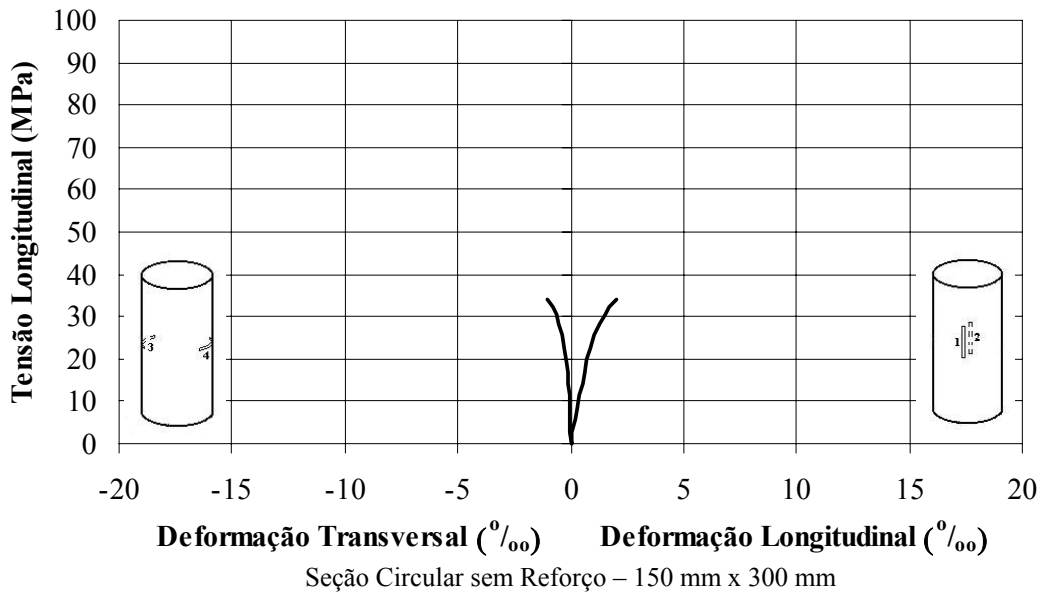


Figura 5.39 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo IV

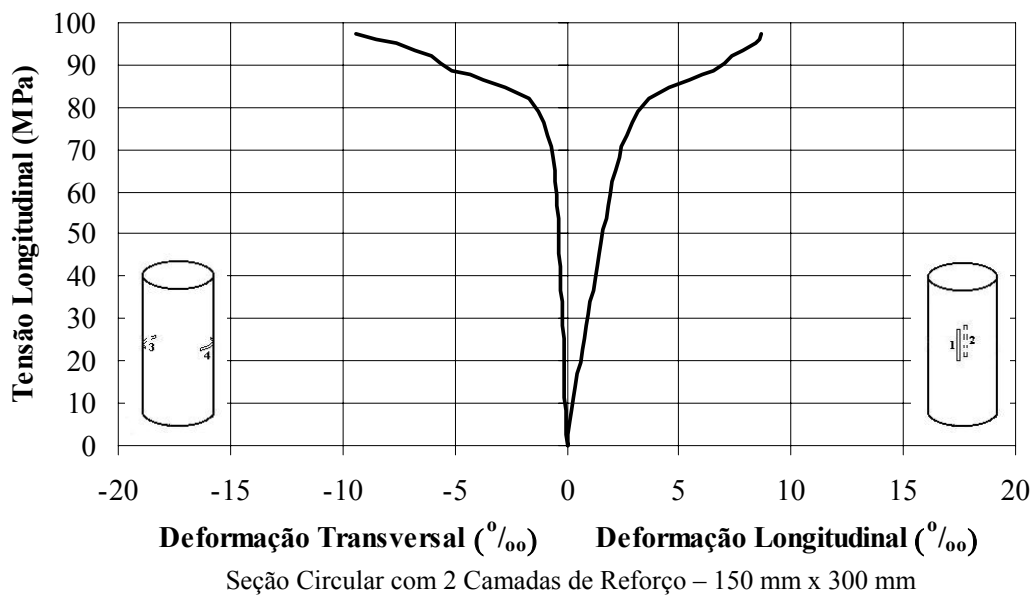
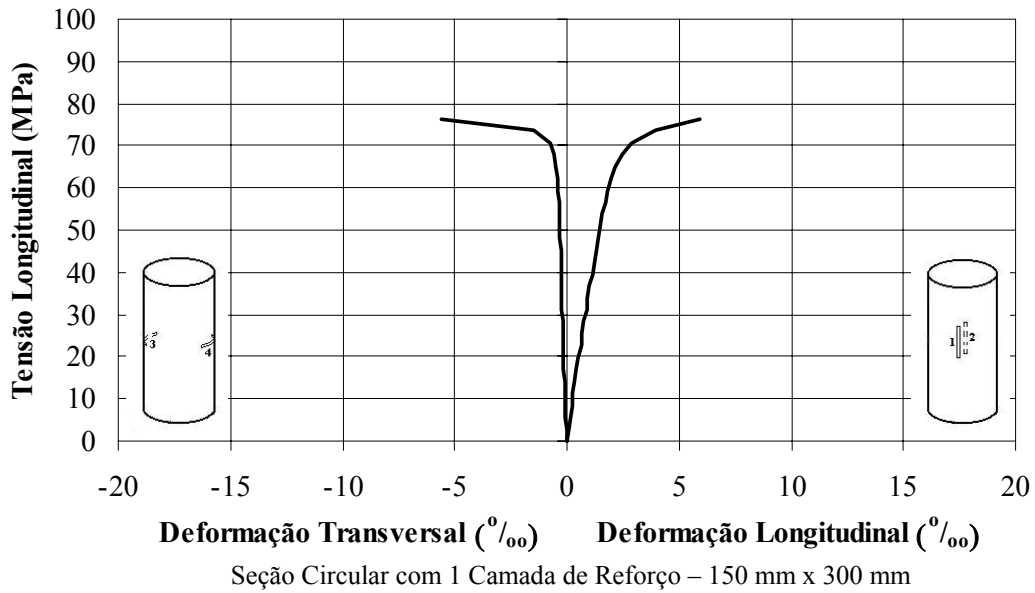
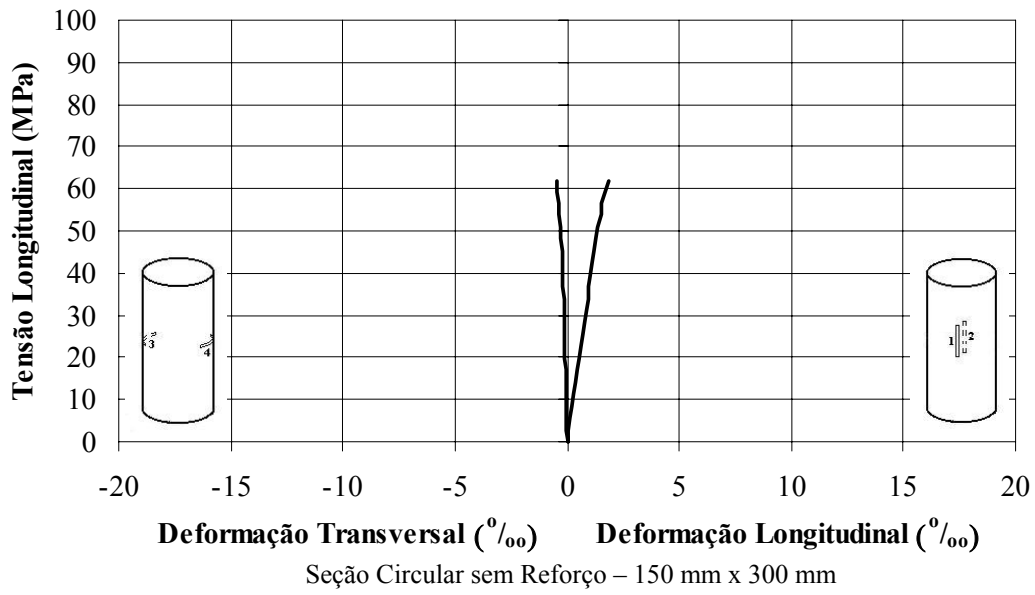


Figura 5.40 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilares do Grupo V

5.4.2.2 – Resistência e Deformação Última

Na Tabela 5.14 podem ser vistos os valores médios de resistência e deformações longitudinal e transversal últimas dos pilaretes de concreto simples ensaiados, obtidos imediatamente antes da ruptura do compósito. Cada valor de resistência e deformação última é a média dos de 3 ou 2 espécimes ensaiados.

Com relação aos pilaretes de seção retangular do grupo III, apresentam-se na Tabela 5.14 os valores de deformação transversal última obtidos nas suas faces laterais que têm os lados maior e menor da seção.

Tabela 5.14 – Resistência e Deformação Última dos Pilaretes Ensaizados

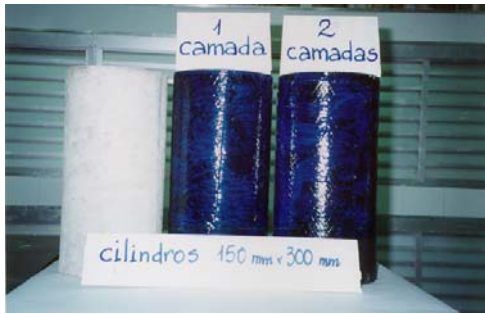
Tipo de Seção Transversal	Sem Reforço			Com Reforço								
				1 Camada			2 Camadas					
	f_{co} (MPa)	ε_{co} (‰)	ε_{cot} (‰)	f_{co} (MPa)	ε_{cc} (‰)	ε_{cct} (‰)	f_{co} (MPa)	ε_{cc} (‰)	ε_{cct} (‰)			
Grupo I – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura												
Circular 150 mm	25,6	-	-	43,9	-	-	59,6	-	-			
Quadrada 150 mm	23,7	-	-	27,4	-	-	36,5	-	-			
Retangular 94 mm x 188 mm	23,7	-	-	25,8	-	-	33,2	-	-			
Grupo II – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura												
Circular 150 mm	29,8	2,1	1,8	57,0	12,3	12,2	72,1	17,4	11,7			
Quadrada 150 mm	29,5	1,6	1,6	40,4	8,8	5,8	43,7	12,3	6,4			
Retangular 94 mm x 188 mm	28,8	1,4	1,2	32,0	7,9	5,1	38,7	7,5	4,9			
Grupo III – Pilaretes de Concreto Simples de 450 mm de Altura												
Circular 150 mm	34,0	2,0	1,2	47,3	6,2	10,5	62,9	10,9	11,5			
Quadrada 150 mm	33,2	1,8	0,7	39,9	7,5	8,7	43,3	10,5	9,4			
Retangular 94 mm x 188 mm	29,4	2,0	0,4	1,0	33,7	6,7	6,6	8,4	34,5	10,1	8,2	9,1
Grupo IV – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura												
Circular 150 mm	34,0	2,0	1,0	61,2	9,1	9,4	82,1	11,0	7,4			
Grupo IV – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura												
Circular 150 mm	61,7	1,8	0,5	76,4	6,0	5,6	97,3	8,7	9,4			

5.4.2.3 – Modos de Ruptura

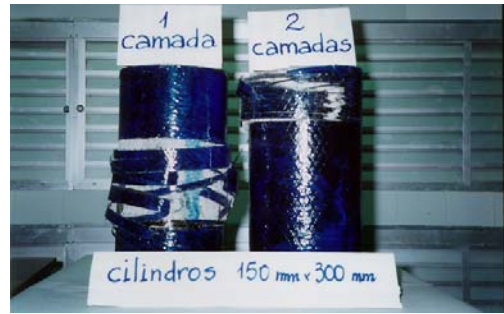
Os modos de ruptura dos pilaretes de concreto simples confinados com folha de compósito de resina e fibras de carbono podem ser visualizados na Figura 5.41.

Notou-se que, em todos os espécimes confinados com 1 camada, o compósito rompeu na região à meia altura. Já os espécimes confinados com 2 camadas, em geral, a ruptura deu-se na região entre a metade da altura e a face superior.

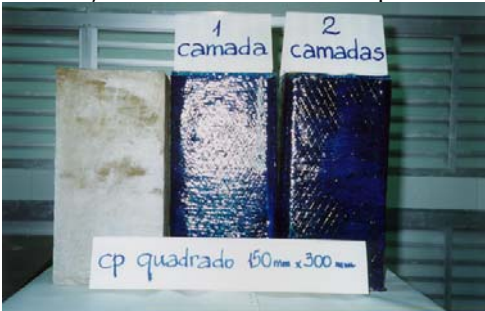
Em todos os espécimes, a ruptura ocorreu de forma frágil e foi precedida de estampidos de grande intensidade. Nos pilaretes de seção quadrada e retangular, o compósito rompeu nas arestas, devido à concentração de tensões nestas regiões.



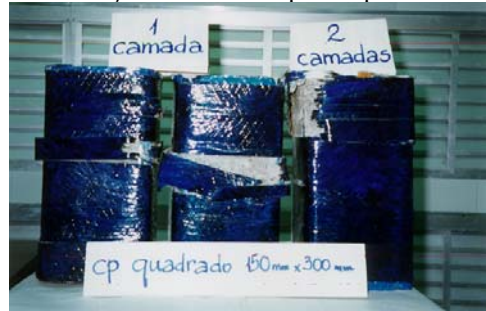
Seção Circular – Antes da Ruptura



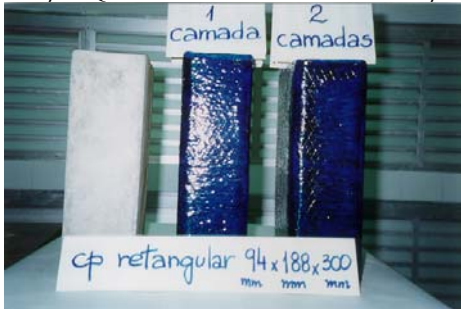
Seção Circular – Após Ruptura



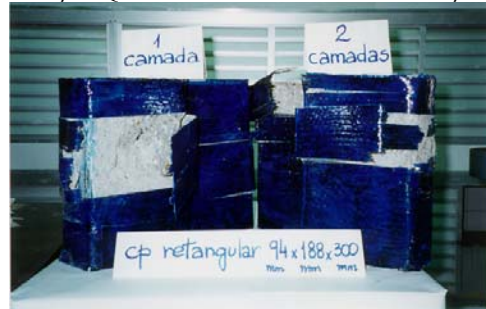
Seção Quadrada – 1 Camada de Reforço



Seção Quadrada – 2 Camadas de Reforço



Seção Retangular – 1 Camada de Reforço



Seção Retangular – 2 Camadas de Reforço



Seção Circular

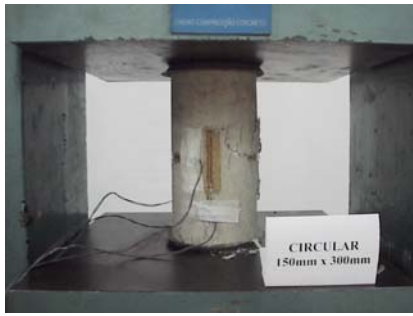


Seção Quadrada



Seção Retangular
Pilares do Grupo I

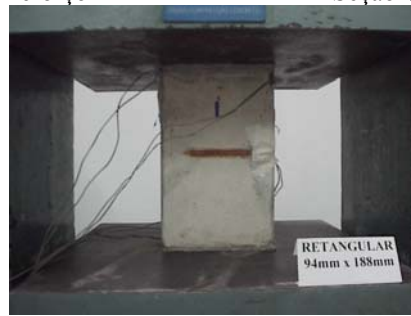
Figura 5.41 – Aspecto Pós-Ruptura dos Pilares Ensaçados (Continua)



Seção Circular Sem Reforço



Seção Quadrada Sem Reforço



Seção Retangular Sem Reforço



Seção Circular – 1 Camada de Reforço



Seção Circular – 2 Camadas de Reforço



Seção Quadrada – 1 Camada de Reforço



Seção Quadrada – 2 Camadas de Reforço



Seção Retangular – 1 Camada de Reforço



Seção Retangular – 2 Camadas de Reforço

Pilaretes do Grupo II

Figura 5.41 – Aspecto Pós-Ruptura dos Pilaretes Ensaçados (Continua)



Seção Circular Sem Reforço



Seção Quadrada Sem Reforço



Seção Retangular Sem Reforço



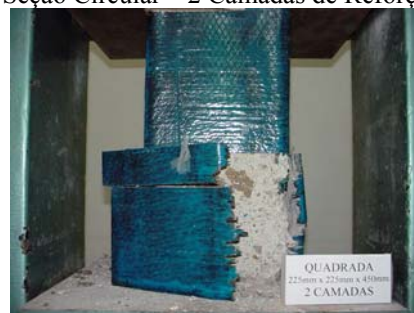
Seção Circular – 1 Camada de Reforço



Seção Circular – 2 Camadas de Reforço



Seção Quadrada – 1 Camada de Reforço



Seção Quadrada – 2 Camadas de Reforço



Seção Retangular – 1 Camada de Reforço



Seção Retangular – 2 Camadas de Reforço

Pilares do Grupo III

Figura 5.41 – Aspecto Pós-Ruptura dos Pilares Ensaiaados (Continua)



Seção Circular – 1 Camada de Reforço



Seção Circular – 1 Camada de Reforço



Seção Circular – 2 Camadas de Reforço



Seção Circular – 2 Camadas de Reforço

Pilaretes do Grupo IV



Seção Circular – 1 Camada de Reforço



Seção Circular – 1 Camada de Reforço



Seção Circular – 2 Camadas de Reforço



Seção Circular – 2 Camadas de Reforço

Pilaretes do Grupo V

Figura 5.41 – Aspecto Pós-Ruptura dos Pilaretes Ensaçados (Continuação)

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 – Introdução

Neste capítulo apresenta-se a análise dos resultados procedentes do programa experimental desenvolvido neste trabalho e de outros resultados relatados na literatura.

6.2 – Vigotas

6.2.1 – Análise dos Resultados deste Estudo

Os resultados de flechas, deformação do material de reforço e resistência das vigotas de concreto com entalhe no meio do vão ensaiadas neste trabalho são, neste item, comparados com os calculados usando expressões do capítulo 3 e analisados.

6.2.1.1 – Flechas

Na Figura 6.1 pode ser vista a comparação entre as curvas carga – flecha no meio do vão das vigotas de concreto simples.

Por serem mais rígidas, as vigotas com duas camadas de reforço apresentaram inclinação da curva carga – flecha no meio do vão, com relação ao eixo das flechas, mais acentuada que a das vigotas com uma camada de reforço.

A Figura 6.2 mostra os valores de flecha no meio do vão das vigotas de concreto armado ensaiadas. Nota-se que, para reforço com 1500 mm de comprimento, o aumento do número de camadas de reforço conduziu a maiores valores de flecha. Para as vigotas que tiveram 3 camadas de reforço, aquelas que tiveram reforço com menor comprimento, apresentaram menores valores de flechas. Isto evidencia que o aumento

do comprimento de reforço colado influenciou de forma favorável a ductilidade das vigotas, levando a um melhor aproveitamento do compósito de reforço.

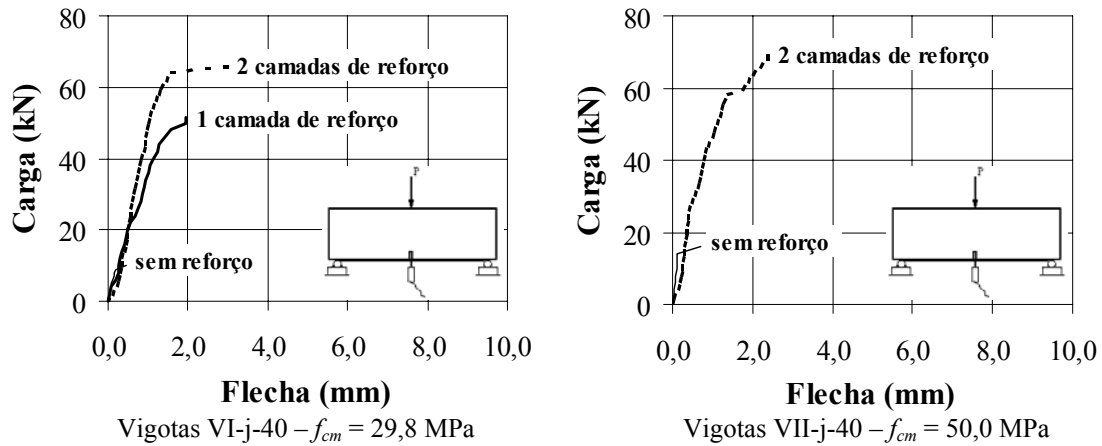


Figura 6.1 – Comparação entre Curvas Experimentais Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples

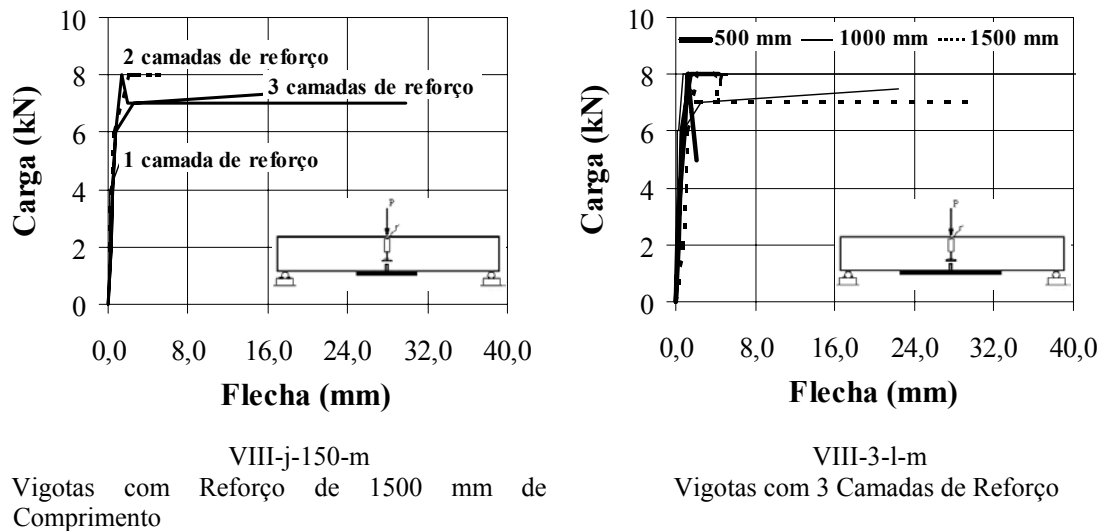


Figura 6.2 – Comparação entre Curvas Experimentais Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado

Considerando as vigotas reforçadas (v. Figuras 6.3 e 6.4), os valores calculados de flechas segundo o ACI 318.RM (2002) e a NBR 6118 (2003) (v. item 3.4.4, pág. 102) foram próximos entre eles, pois apresentam mesmo modelo de cálculo, excetuando

o momento de fissuração proposto que pelo ACI 318.RM (2002) é em média 7% maior que o proposto pela NBR 6118 (2003).

Nas Figuras 6.3 e 6.4 pode-se reparar que os modelos propostos para cálculo de flechas em vigotas de concreto armado pelo ACI 318.RM (2002) e pela NBR 6118 (2003) fornecem resultados menores que os obtidos nos ensaios. Nas vigotas de concreto simples reforçadas estes valores foram em média de 45% abaixo dos encontrados nos ensaios, e nas vigotas de concreto armado reforçadas, estes valores passaram a 30%.

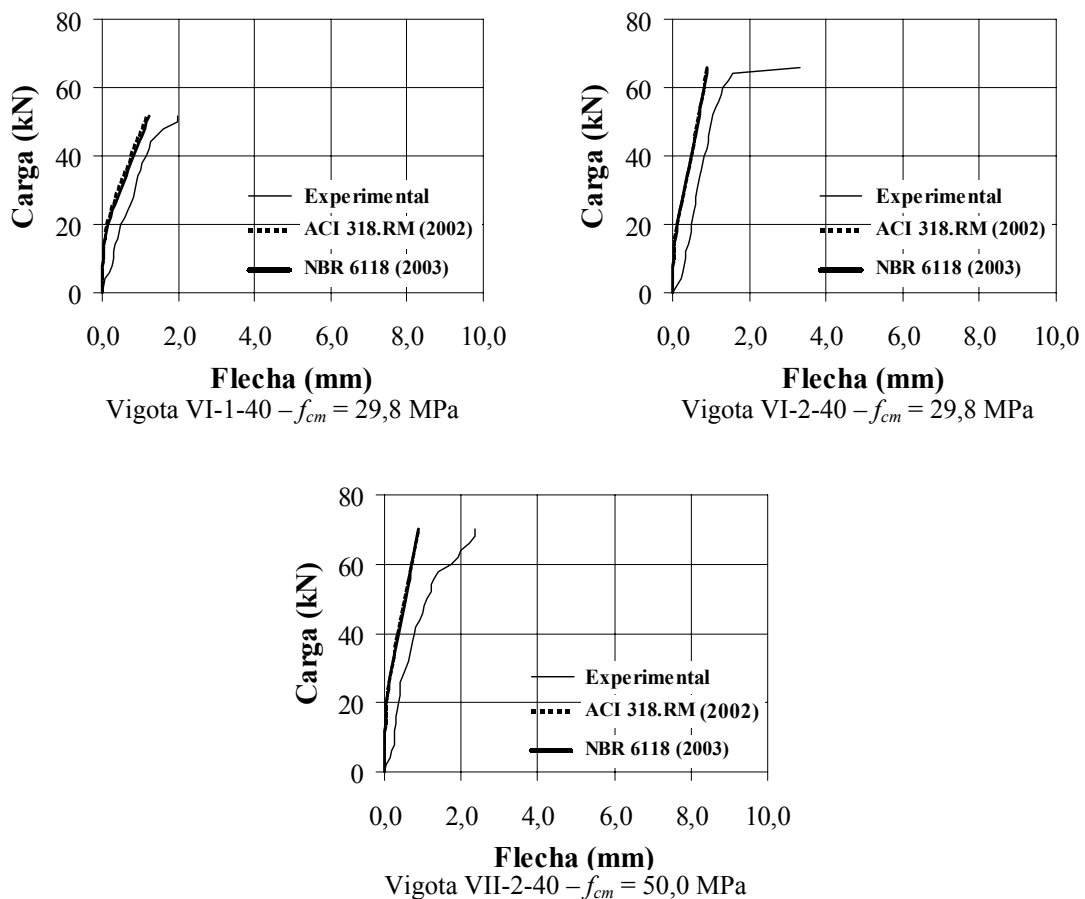


Figura 6.3 – Comparação entre Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Simples Experimental e Segundo ACI 318.RM (2002) e NBR 6118 (2003)

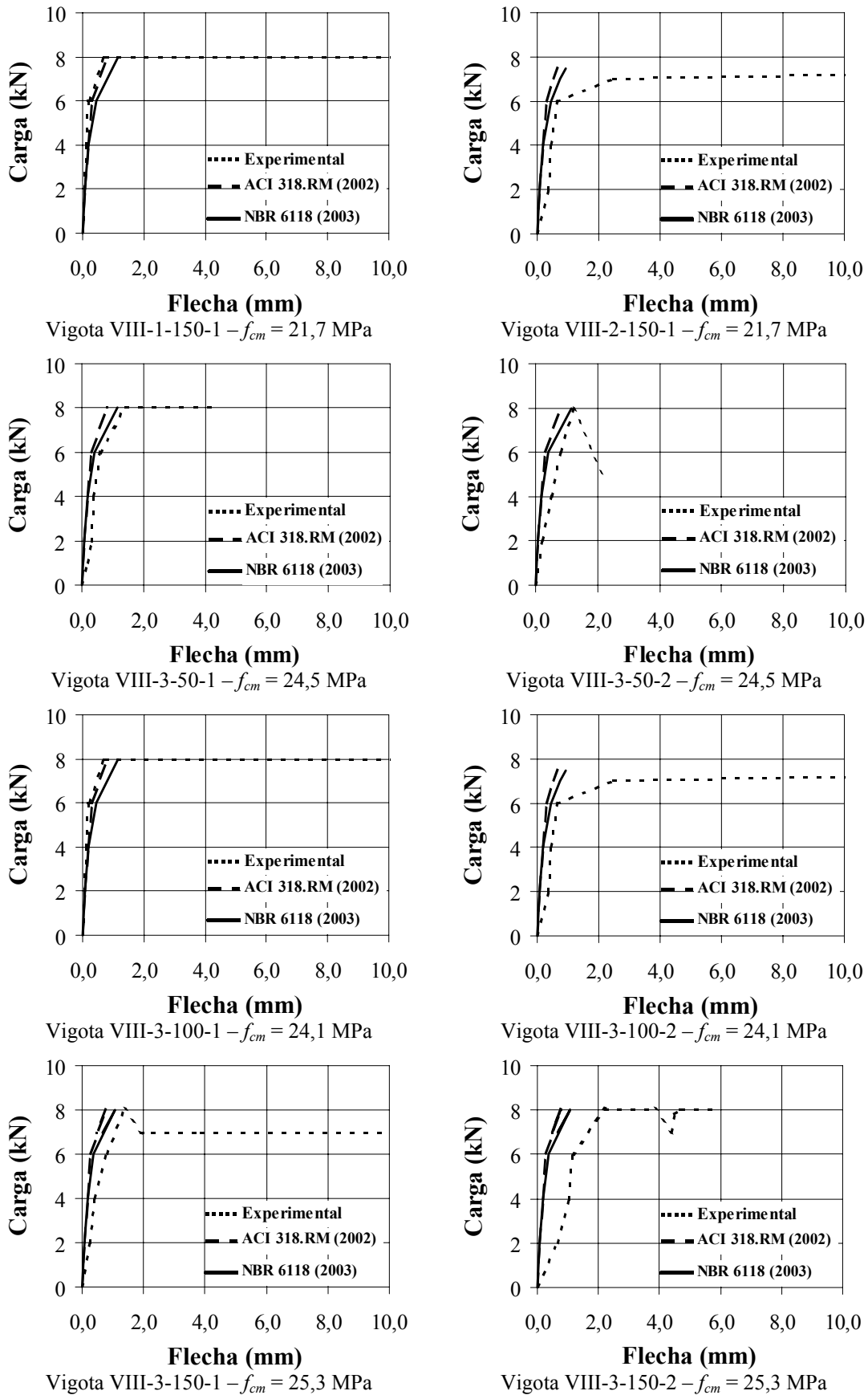


Figura 6.4 – Comparação entre Curvas Carga – Flecha no Meio do Vão das Vigotas de Concreto Armado Experimental e Segundo ACI 318.RM (2002) e NBR 6118 (2003)

6.2.1.2 – Deformação da Armadura de Reforço

Comparação entre os valores de deformação da armadura de reforço no meio do vão de cisalhamento e no meio do vão das vigotas de concreto simples é feita na Figura 6.5.

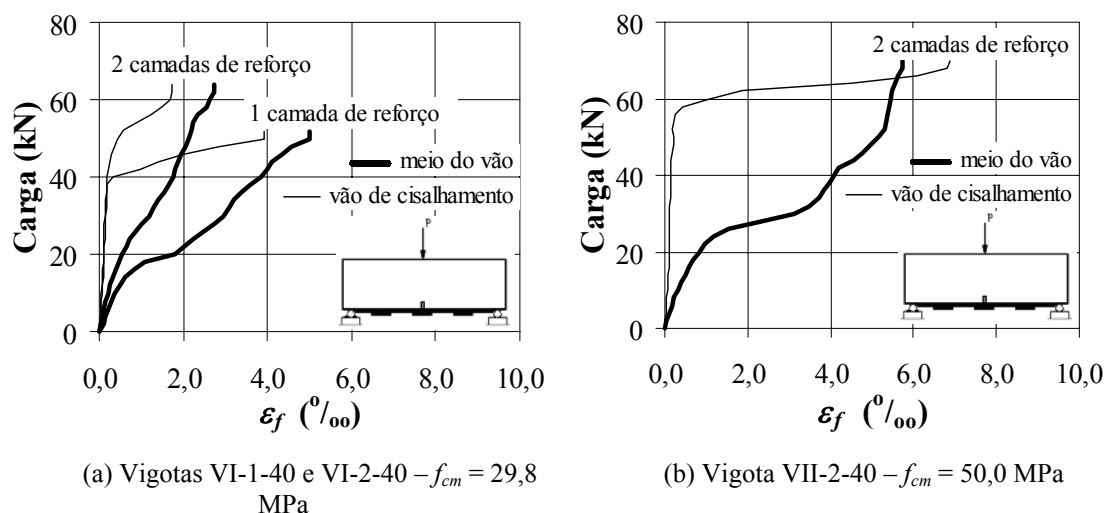


Figura 6.5 – Comparação entre Curvas Carga – Deformação da Armadura de Reforço das Vigotas de Concreto Simples

Devido à sua ruptura por cisalhamento, a vigota de concreto com menor resistência reforçada com duas camadas de reforço (VI-2-40) apresentou menores valores médios de deformação da armadura de reforço que a vigota com uma camada de reforço (VI-1-40), cuja ruptura foi por descolamento do reforço, conforme mostra a Figura 6.5a.

Observa-se também na Figura 6.5 que, exceto para a vigota VII-2-40 com 2 camadas de reforço, os valores de deformação da armadura de reforço no meio do vão foram maiores que os de deformação desta no meio do vão de cisalhamento. Para a vigota VII-2-40 há indícios de descolamento do reforço para cargas anteriores à de ruptura.

A Tabela 6.1 apresenta, para cada vigota ensaiada, os valores médios de deformação do reforço no meio do vão correspondentes a cerca de 95% da sua carga última.

Tabela 6.1 – Deformação Média Medida do Reforço na Iminência da Ruptura

Vigota	Deformação Medida das Fibras no Meio do Vão (%)	Carga de Ruptura Experimental (kN)	Modo de Ruptura
Vigotas de Concreto Simples de 150 mm x 150 mm x 500 mm de Dimensões			
VI-0	-	10,0	Flexão
VI-1-40	5,0	52,0	Descolamento do reforço
VI-2-40	2,7	64,0	Cisalhamento
VII-0	-	15,9	Flexão
VII-2-40	7,9	70,0	Descolamento do reforço
Vigotas de Concreto Armado de 100 mm x 250 mm x 2000 mm de Dimensões			
VIII-1-150-1	9,9	5,0	Ruptura do reforço
VIII-2-150-1	11,8	8,0	Descolamento do reforço
VIII-3-50-1	3,4	8,0	
VIII-3-50-2	2,6	8,0	
VIII-3-100-1	3,8	8,0	
VIII-3-100-2	4,1	7,5	
VIII-3-150-1	5,1	8,0	
VIII-3-150-2	4,8	8,0	

Nessa tabela, verifica-se que os valores de deformação do reforço das vigas de concreto simples VI-1-40 e VII-2-40, que tiveram ruptura por descolamento do reforço, situaram-se entre 5,0‰ e 7,9‰.

Em se tratando das vigas de concreto armado, constata-se que dentre as vigas com compósito de 1500 mm de comprimento (VIII-*j*-150-*m*), aquelas que tiveram menor taxa de armadura de reforço, apresentaram maior deformação do seu compósito na ruptura. Após a fissuração do concreto, o reforço passa bruscamente a resistir a toda tração, e quanto maior a taxa de armadura de reforço menos brusca é a transferência de tração do concreto para o reforço. Apesar de na vigota VIII-1-150-1 ter-se medido deformação menor que a da vigota VIII-2-150-2, que teve descolamento do compósito de reforço na ruptura, o colapso da primeira deu-se por ruptura do compósito de reforço.

Dentre as vigotas com 3 camadas de reforço (VIII-3-*l*-*m*), nota-se que quanto maior o comprimento de reforço colado, maior a deformação do compósito na ruptura. As vigotas com compósito de 1500 mm de comprimento (VIII-3-150-1 e VIII-3-150-2) romperam com armadura de reforço alcançando em média a deformação de 5,0 ‰.

Esses valores são próximos dos propostos por PINTO (2000) e ARAÚJO (2002), 5‰ e 6‰, respectivamente, para evitar-se ruptura por descolamento em vigotas de concreto armado reforçadas à flexão com compósitos de resina e lâminas ou folhas de fibras de carbono.

Os valores de tensão cisalhante, em módulo, ao longo da ligação concreto – armadura de reforço das vigotas de concreto simples e armado podem ser visualizados nas Figuras 6.6 e 6.7, para diferentes etapas de carregamento e ruptura.

Estes valores foram obtidos dividindo-se a diferença das forças no compósito de resina e fibras de carbono colado entre duas seções consecutivas instrumentadas pela sua área de contato com o concreto.

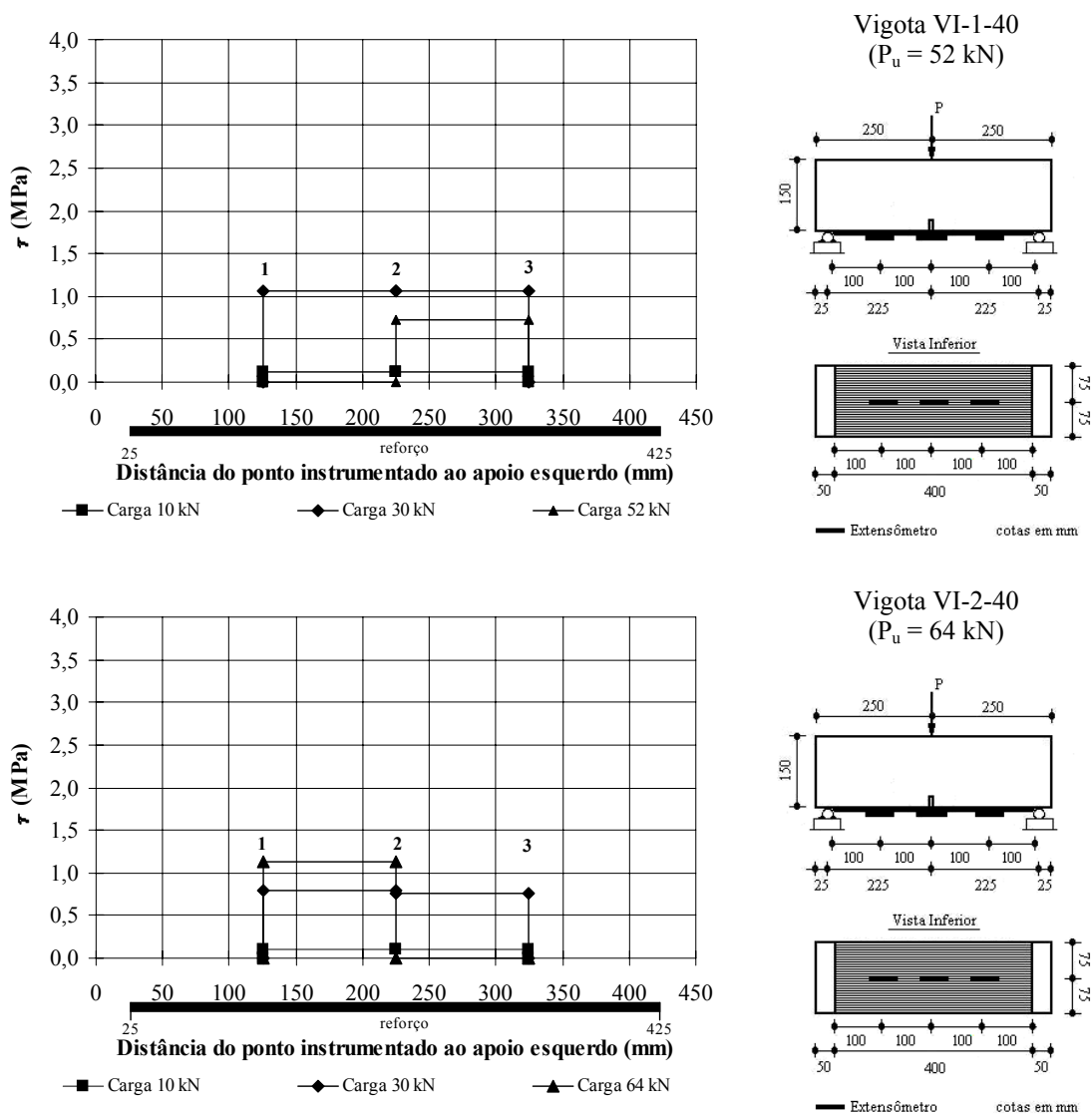


Figura 6.6 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples (Continua)

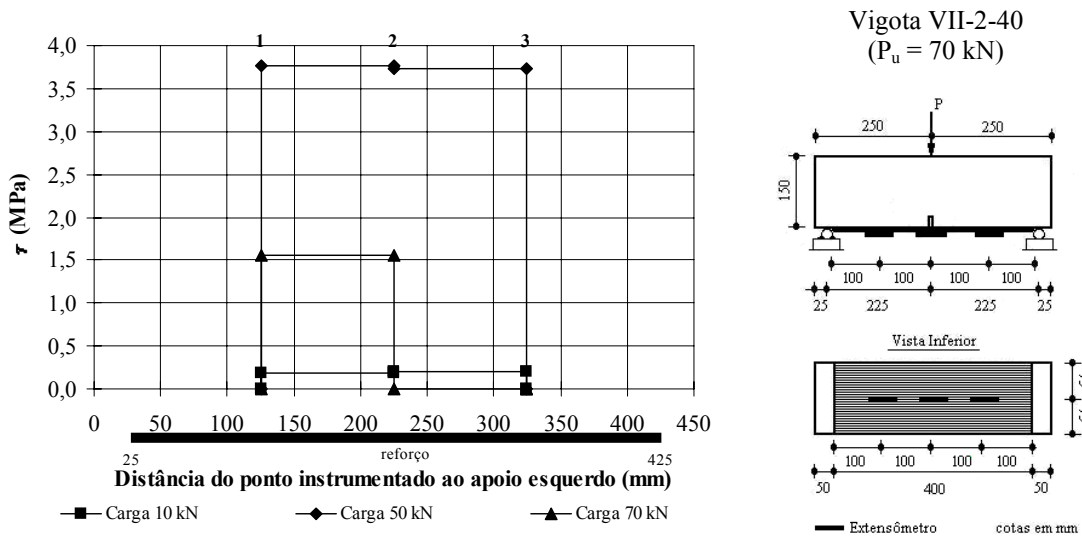


Figura 6.6 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Simples (Continuação)

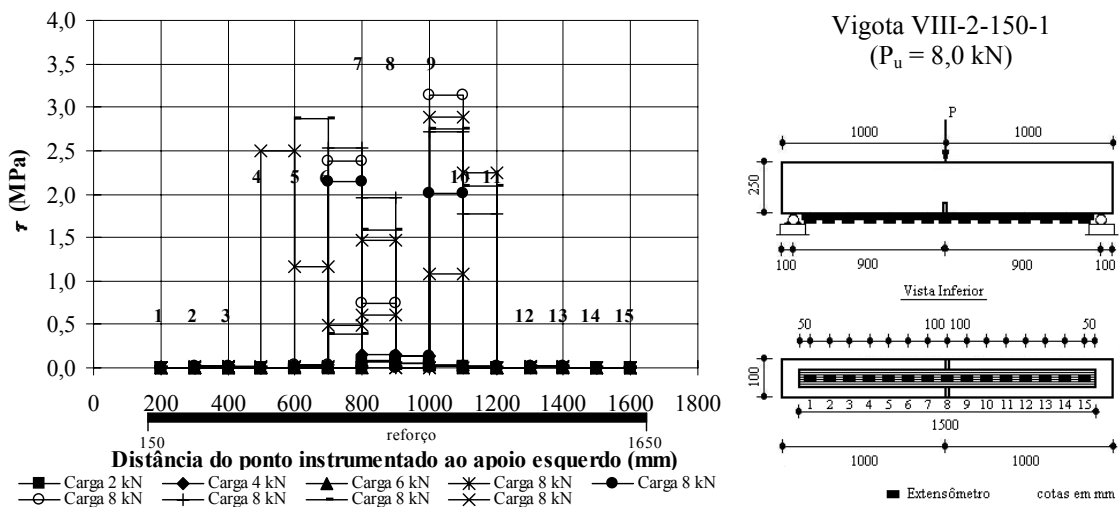
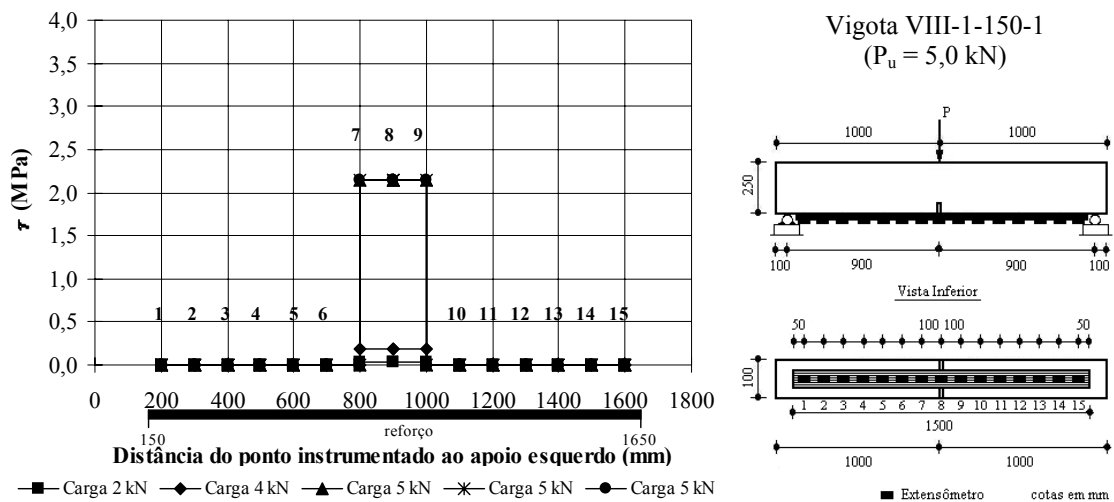


Figura 6.7 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continua)

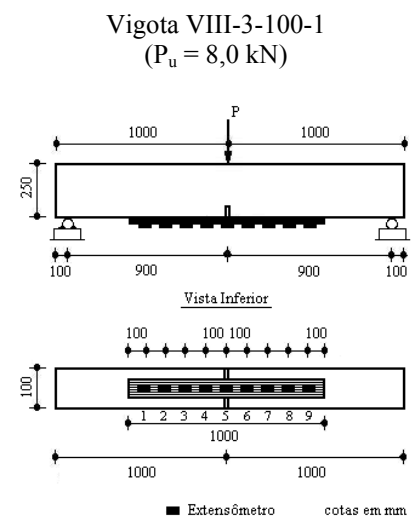
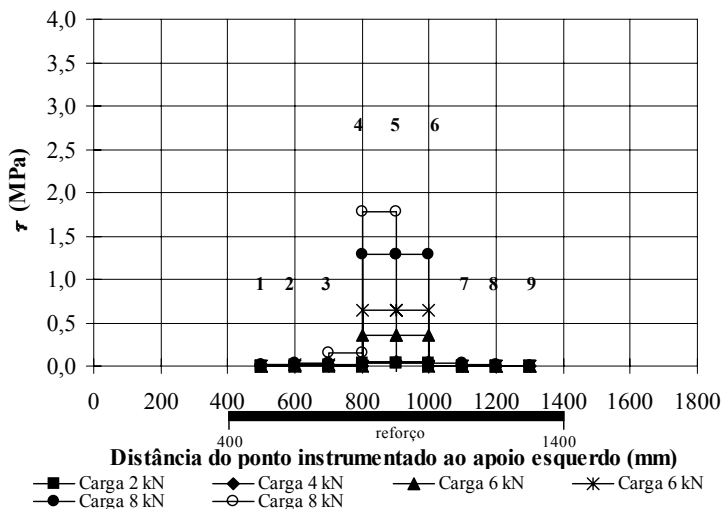
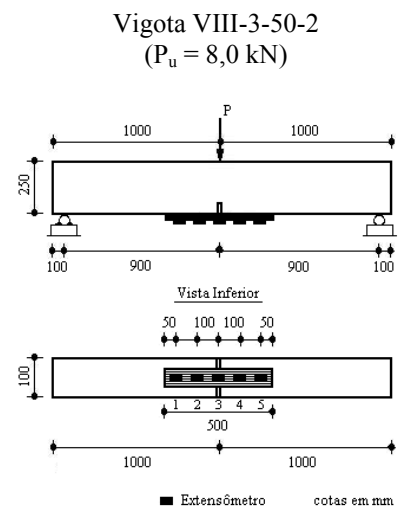
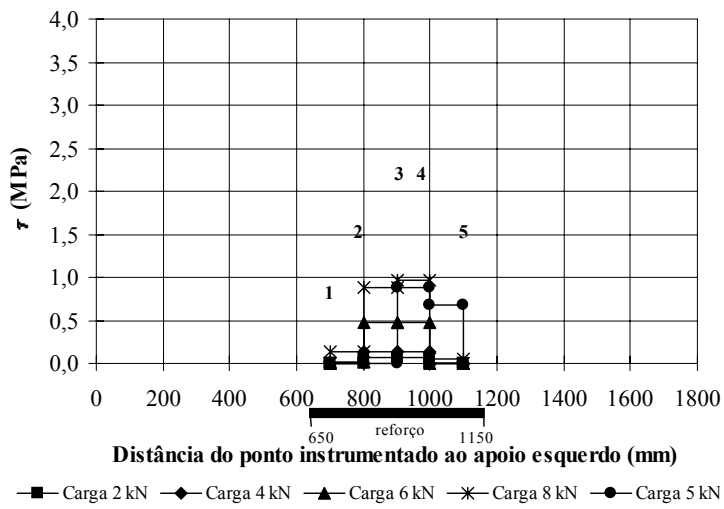
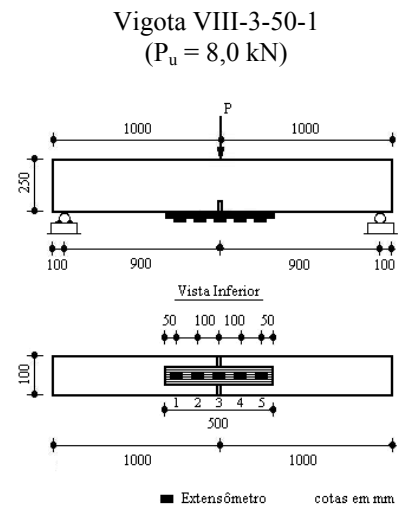
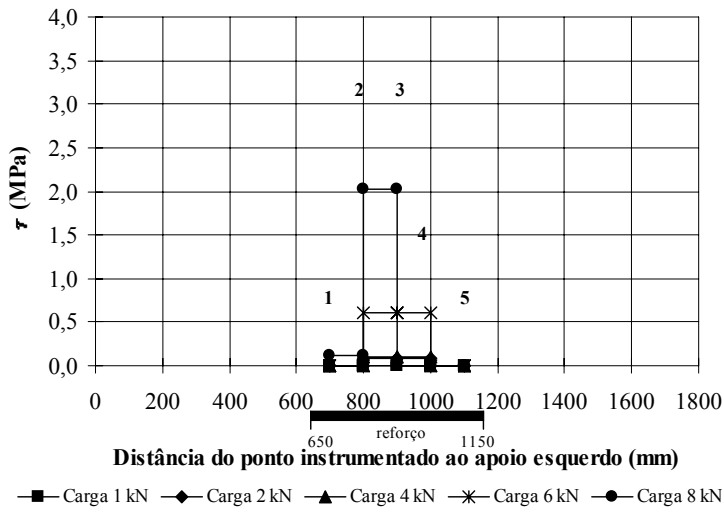


Figura 6.7 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continua)

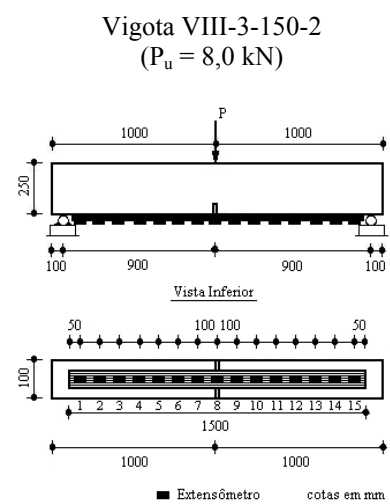
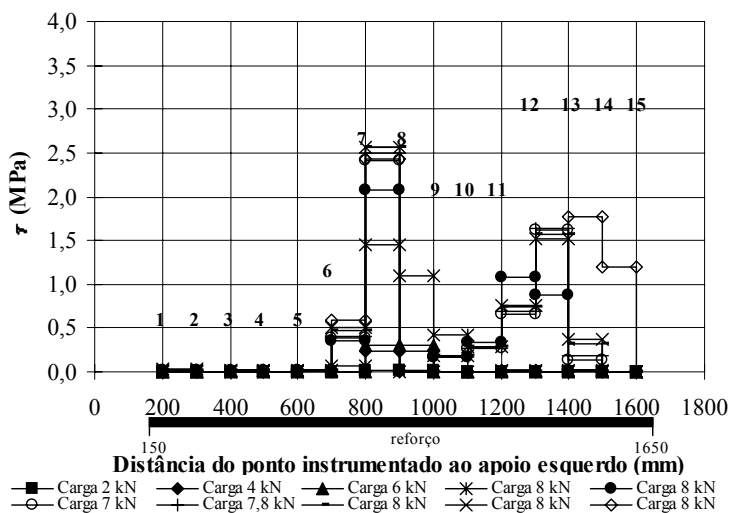
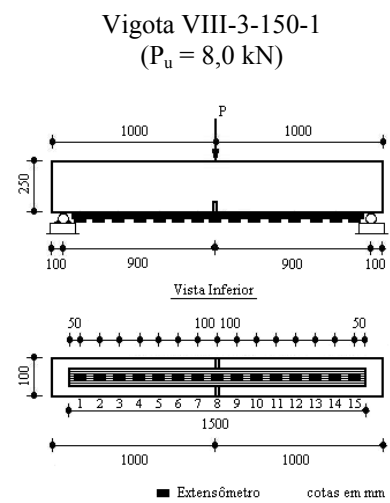
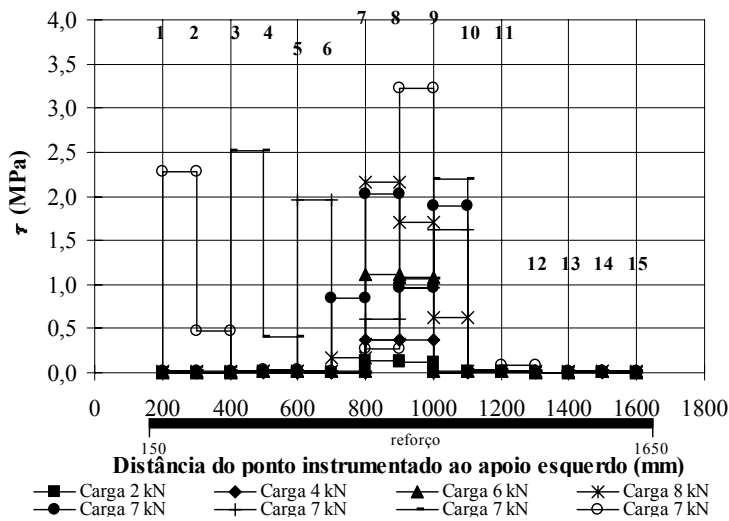
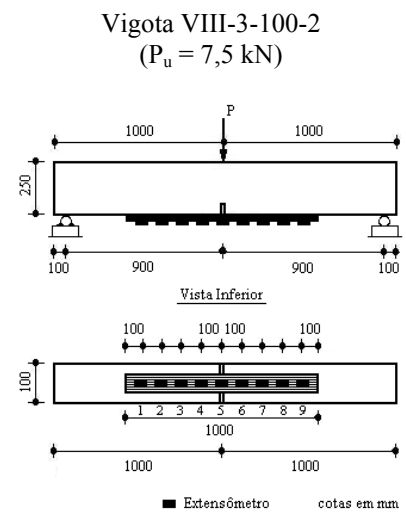
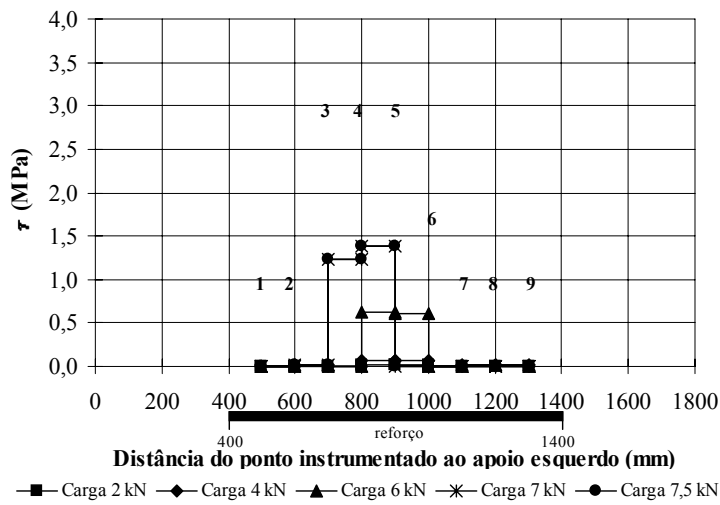


Figura 6.7 – Valores de Tensão de Cisalhamento na Ligação Concreto – Armadura de Reforço ao Longo do Vão das Vigotas de Concreto Armado (Continuação)

6.2.1.3 – Resistência

Valores de momentos resistentes à flexão das vigotas ensaiadas de acordo com diferentes propostas (MBT, 1998b; SIKA, 2000; CEB, 2001; ACI 440.2R, 2002, v. item 3.4.1, pág. 88) em comparação com os experimentais podem ser vistos na Figura 6.8, cujos pontos cheios referem-se a vigotas de concreto armado e os outros a vigotas de concreto simples.

Essas propostas têm em comum a adoção do bloco simplificado de tensões uniformes de compressão no concreto e a restrição da deformação última do concreto em 3‰ ou 3,5‰ (CEB, 2001), do aço em ε_y e do compósito em ε_{fu} . A SIKA (2000) limita ε_{fu} em 4,5‰, enquanto que o CEB (2001) permite ε_{fu} variando de 6,5‰ a 8,5‰. Já a MBT (1998b) e o ACI 440.2R (2002) sugerem expressões de ε_{fu} em função de coeficientes que levam em conta as condições ambientais, os tipos de cola e fibras para que não ocorra o descolamento do reforço, cujo embasamento teórico é questionável e desconhecido pelo autor.

Para cada proposta analisada, calcularam-se esses momentos resistentes considerando coeficientes de ponderação γ unitários ou não, visando a avaliar a diferença entre os mesmos. Nos gráficos à esquerda da Figura 6.8, encontram-se valores com coeficientes de ponderação de resistência dos materiais diferentes da unidade, e à direita, iguais à unidade.

As expressões propostas pela SIKA (2000) e pelos MBT (1998b) e ACI 440.2R (2002) foram, respectivamente, a mais e menos conservadoras entre as demais, de acordo com a Figura 6.8 e a Tabela 6.2.

Estipulando fixa a deformação última do compósito ε_{fu} em 4,5‰, a proposta da SIKA (2000) conduziu a valor médio de $M_{u\ exp}/M_{u\ cal}$ das vigotas ensaiadas igual a 1,08, sem levar em conta coeficientes de ponderação γ , contra 0,47 obtido das propostas pelos MBT (1998b) e ACI 440.2R (2002). Estas últimas limitam ε_{fu} em função das

condições ambientais, dos tipos de cola e fibras para que não ocorra o descolamento deste, cujos valores de ε_{fu} variaram de 6,9‰ a 13,1‰ e de 5,9‰ a 11,2‰. Ainda que considerando γ não unitários, os valores médios de $M_{u\,exp}/M_{u\,cal}$, segundo as últimas propostas, foram iguais a 0,61 e 0,71. Segundo o CEB (2001), os valores de ε_{fu} situaram entre 6,0‰ a 6,9‰.

Tabela 6.2 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $M_{u\,exp}/M_{u\,cal}$ Relativos a Cada Expressão Analisada para as Vigotas Ensaçadas

Autor	Média		Desvio Padrão	
	$\gamma \neq 1,0$	$\gamma = 1,0$	$\gamma \neq 1,0$	$\gamma = 1,0$
REFORÇO À FLEXÃO				
MBT (1998b)	0,61	0,47	0,26	0,20
SIKA (2000)	2,68	1,08	0,73	0,30
CEB (2001)	1,08	0,76	0,26	0,20
ACI 440.2R (2002)	0,71	0,47	0,31	0,20

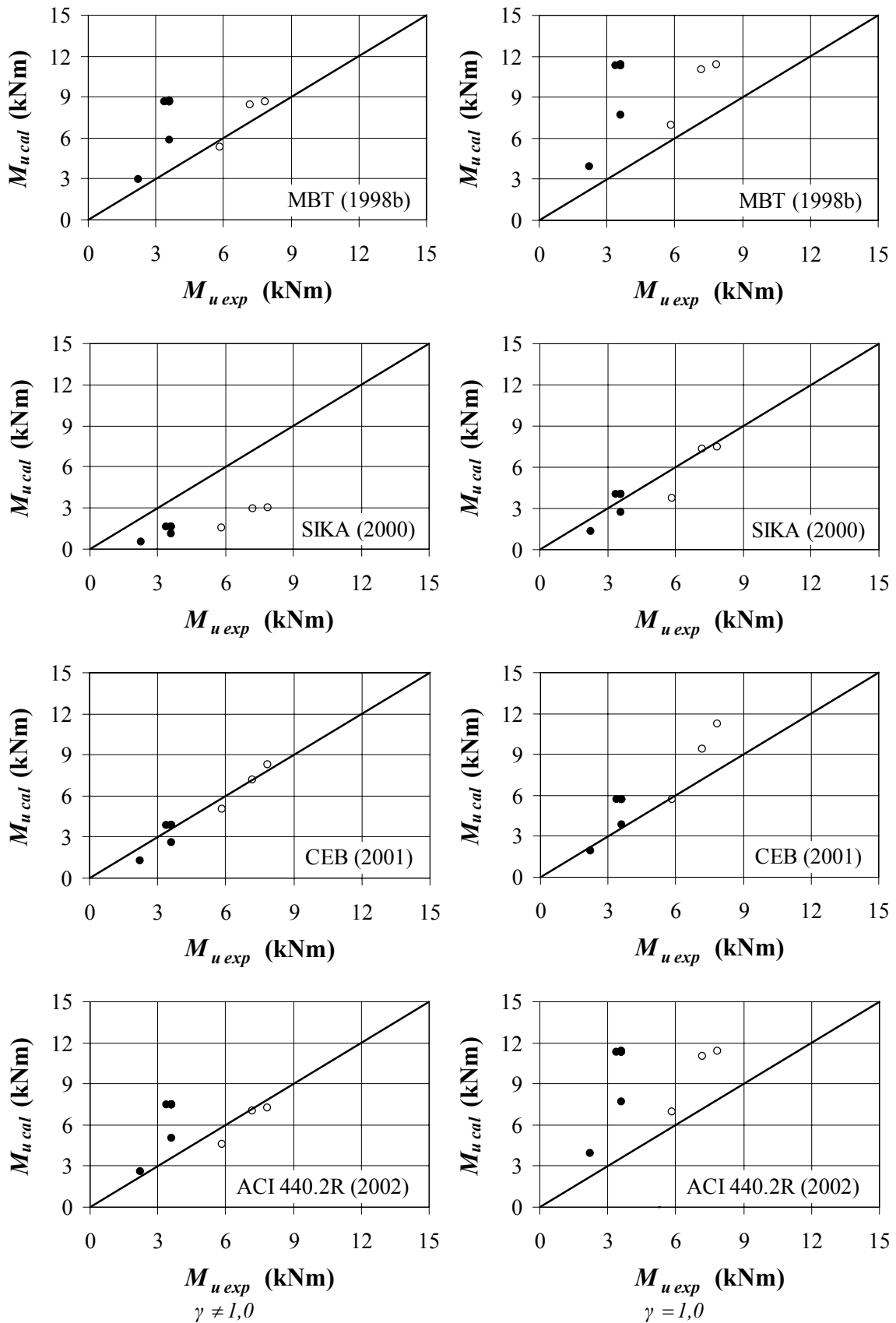


Figura 6.8 – Comparação entre Momentos Últimos Calculados Segundo Diferentes Propostas e Experimentais das Vigotas Ensaçadas Reforçadas à Flexão com Compósitos de Resina e Folhas de Fibras de Carbono

6.2.2 – Análise dos Resultados de Vários Estudos

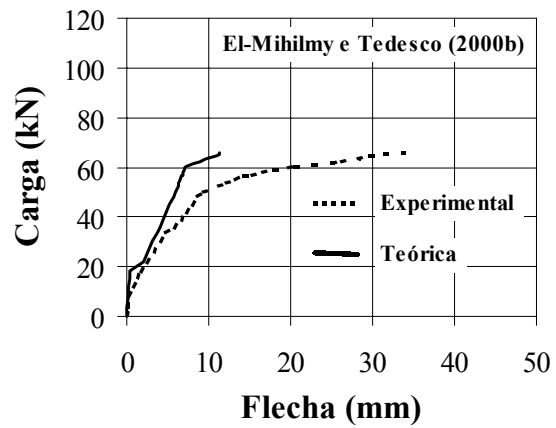
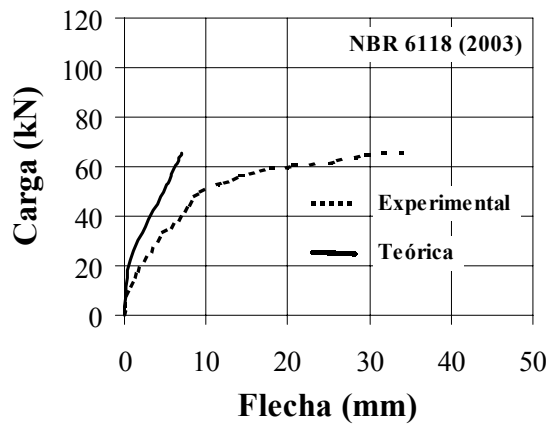
6.2.2.1 – Flechas

As Figuras 6.9 a 6.14 mostram comparação entre flechas experimentais e calculadas, conforme as propostas por EL-MIHILMY e TEDESCO (2000b) (v. item 3.4.4, pág. 97) e NBR 6118 (2003), no meio do vão de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com compósitos de resina e fibras sem fissuração prévia, cujos dados são apresentados na Tabela 6.3. A proposta pelo ACI 440.2R (2002) não foi incluída nesta análise por proporcionar resultados bastante próximos dos da NBR 6118 (2003).

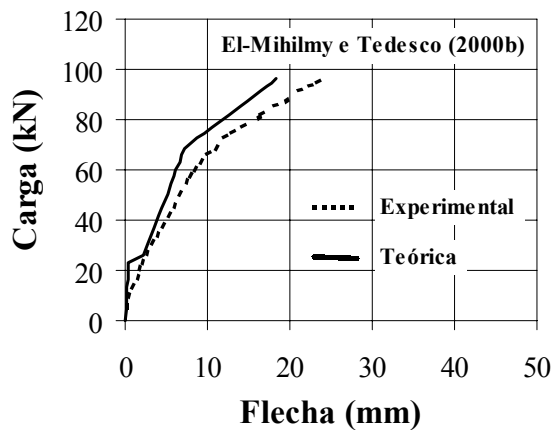
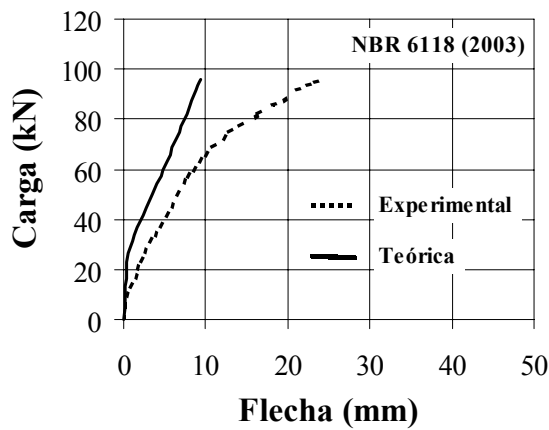
As vigas coletadas da literatura tinham seção transversal retangular, vão variando de 2100 mm até 4800 mm, resistência média do concreto à compressão de 26,8 MPa até 41,4 MPa e taxa de armadura longitudinal interna de tração de 0,47% até 1,09%. Todas foram biapoiadas e carregadas com duas cargas concentradas igualmente distantes dos apoios. O compósito de reforço era composto por fibras de carbono, cuja resistência à tração situava-se entre 1400 MPa e 3500 MPa e módulo de elasticidade entre 141 GPa e 233 GPa.

Tabela 6.3 – Dados das Vigas de Concreto Armado para Avaliação de Flechas

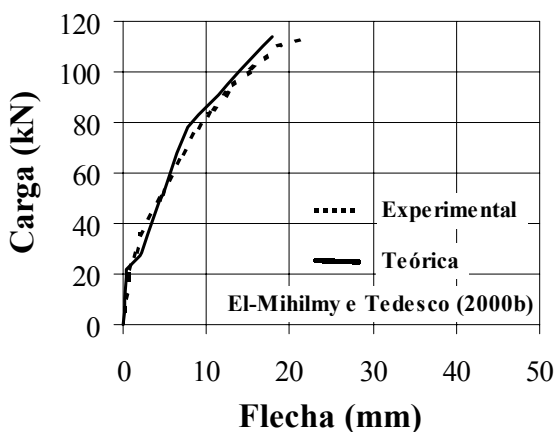
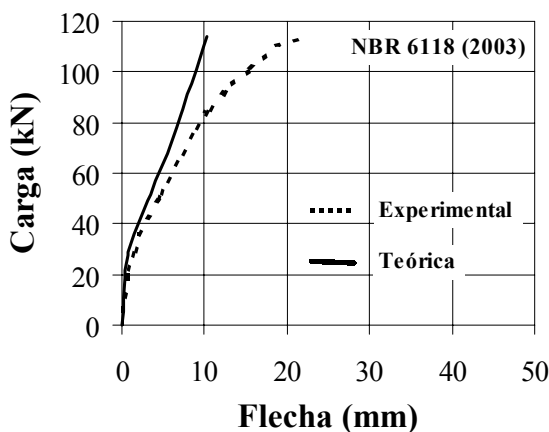
Autor	Vigota	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a</i> (mm)	<i>l</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	ρ_l (%)	<i>f_y</i> (MPa)	ρ_f (%)	<i>f_f</i> (MPa)	<i>E_f</i> (GPa)
SHAHAWY <i>et al.</i> (1996)	S5-PRE1	203	245	1067	2439	29,6	0,53	469	0,07	2758	141
	S6-PRE3					41,4			0,14		
	S6-PRE5								0,21		
SOUZA <i>et al.</i> (1998)	F3	120	180	700	2100	33,0	0,47	486	0,15	1400	105
	F5								0,30		
SPADEA <i>et al.</i> (1998)	A3.1	140	263	1800	4800	35,6	1,09	435	0,26	2300	152
	A3.2					29,6					
	A3.3					30,5					
BEBER <i>et al.</i> (2000)	VR3 e 4	120	216	783	2350	33,6	0,61	565	0,08	3400	230
	VR5 e 6								0,31		
	VR7 e 8								0,53		
	VR9 e 10								0,76		
MACHADO <i>et al.</i> (2000)	V6	150	273	800	2400	26,8	0,60	571	0,12	3400	230
	V7										
MATTHYS (2000)	BF2	200	419	1250	3800	36,5	0,96	590	0,14	3200	159
	BF8					39,4	0,48				
	BF9					33,7					



Viga S5-PRE1 – 1 camada de reforço

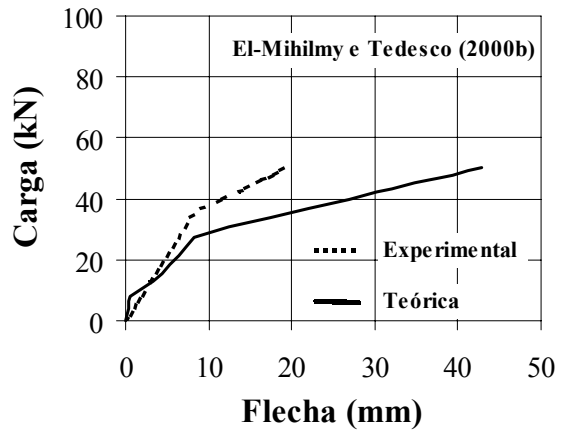
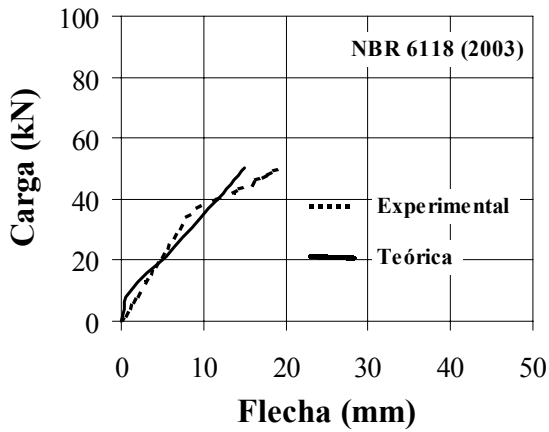


Viga S6-PRE3 – 2 camadas de reforço

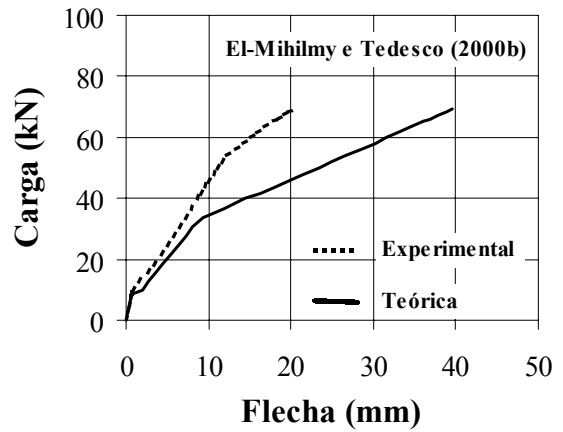
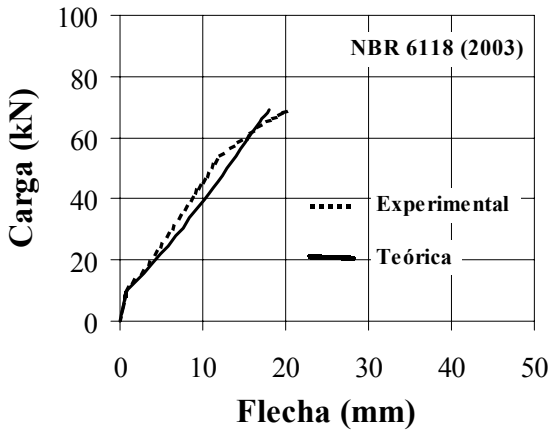


Viga S6-PRE5 – 3 camadas de reforço

Figura 6.9 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por SHAHAWY *et al.* (1996)

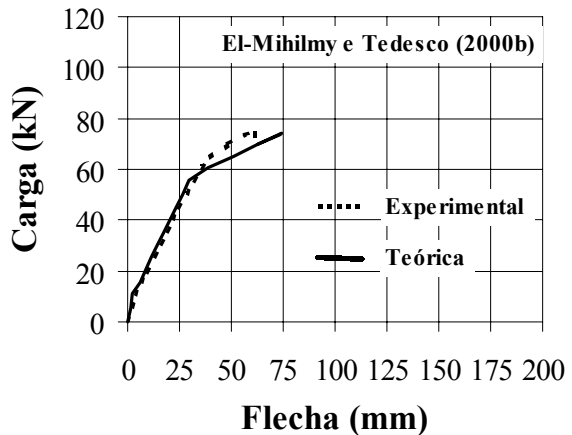
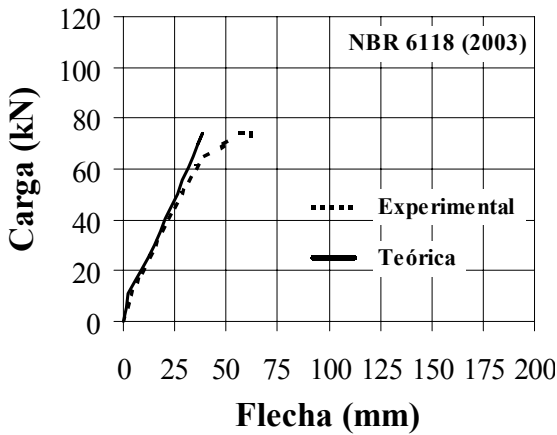


Viga F3 – 1 camada de reforço



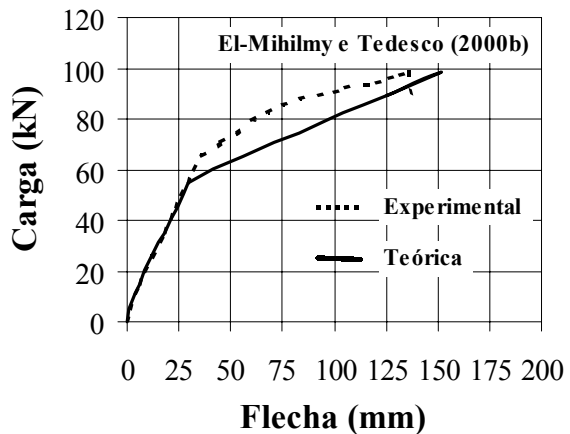
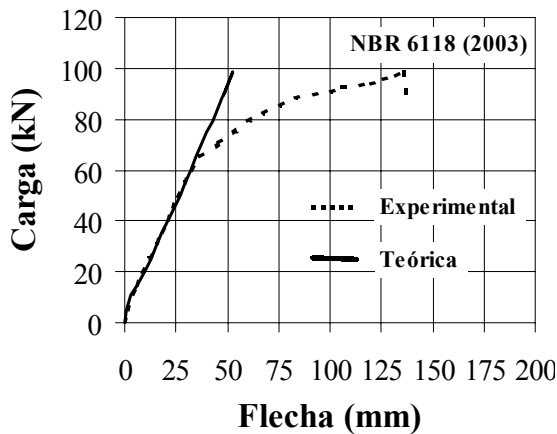
Viga F5 – 2 camadas de reforço

Figura 6.10 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por SOUZA *et al.* (1998)

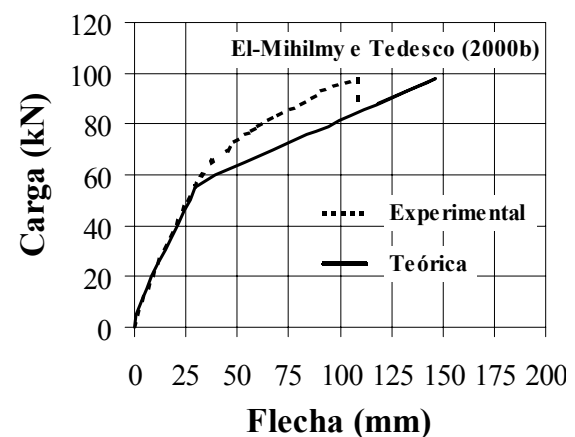
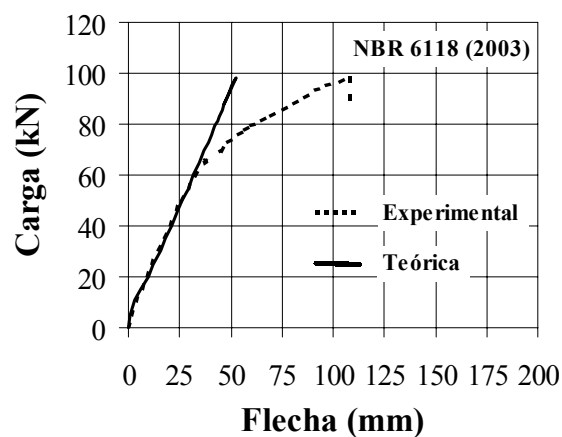


Viga A3.1 – 1 camada de reforço

Figura 6.11 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por SPADEA *et al.* (1998) (Continua)

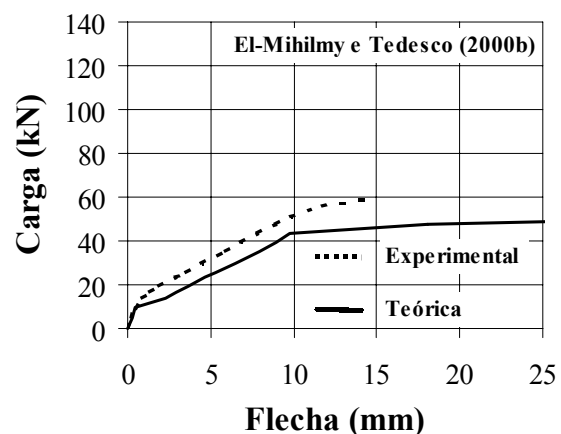
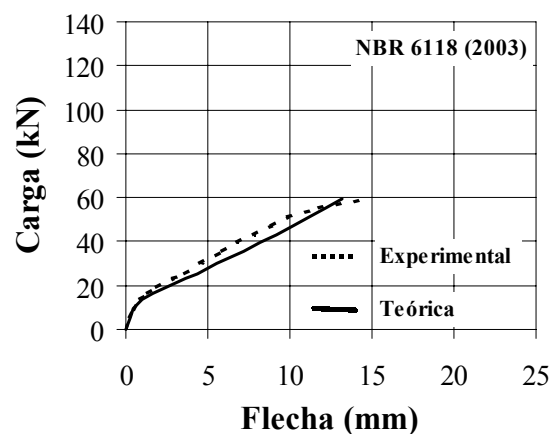


Viga A3.2 – 1 camada de reforço



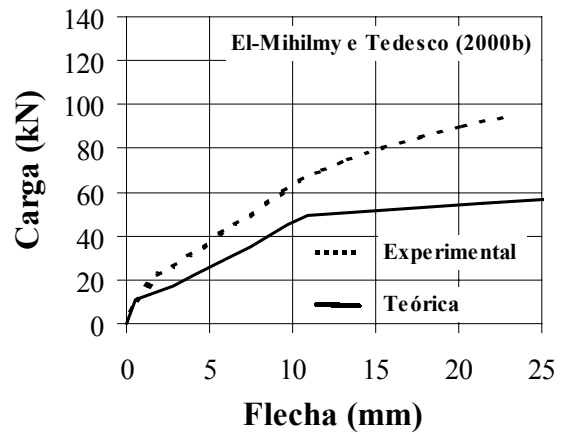
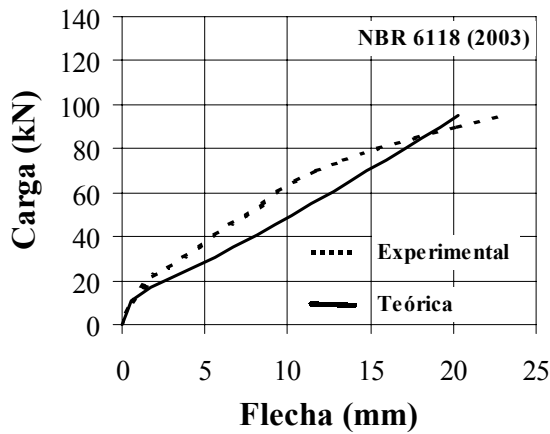
Viga A3.3 – 1 camada de reforço

Figura 6.11 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por SPADEA *et al.* (1998) (Continuação)

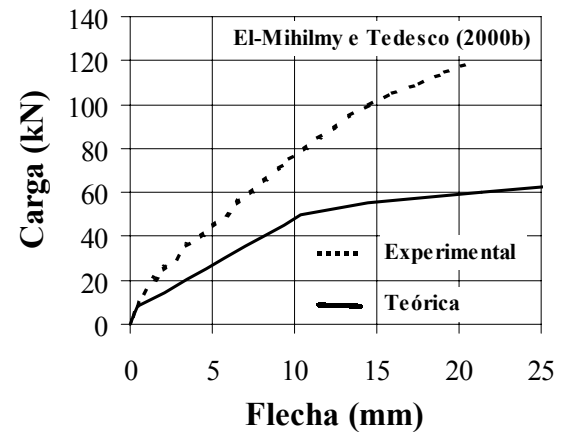
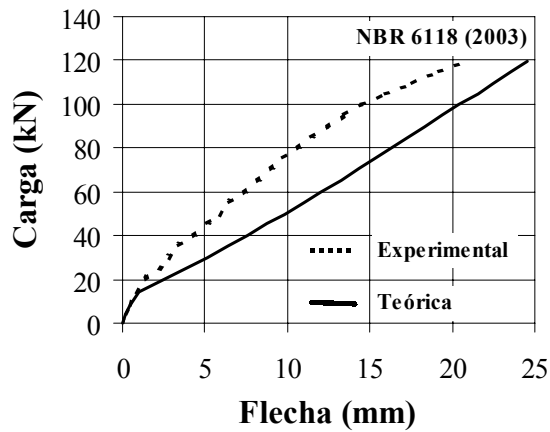


Vigas VR3 e VR4 – 1 camada de reforço

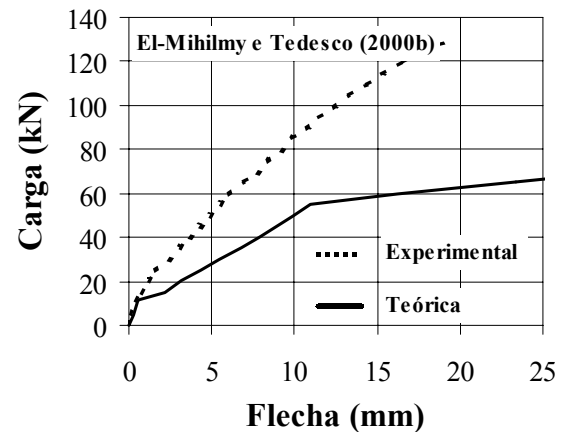
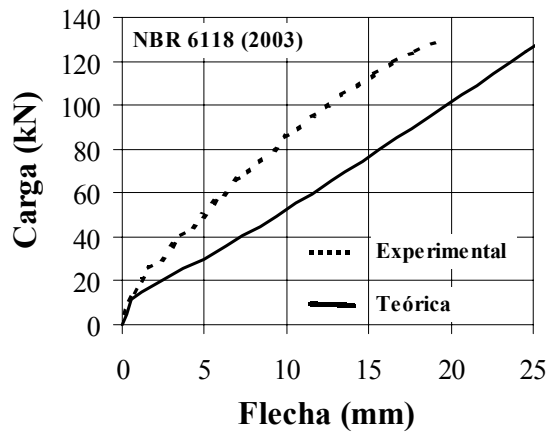
Figura 6.12 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por BEBER *et al.* (2000) (Continua)



Vigas VR5 e VR6 – 4 camadas de reforço

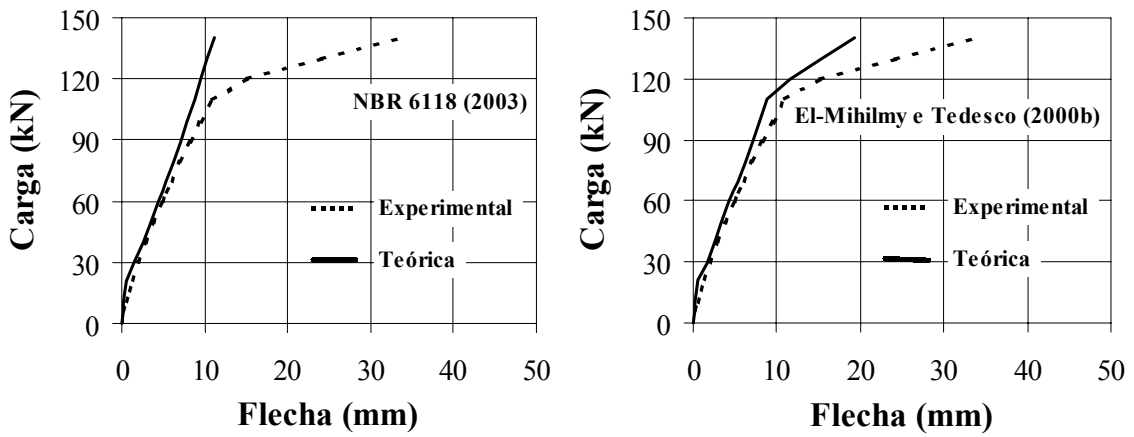


Vigas VR7 e VR8 – 7 camadas de reforço

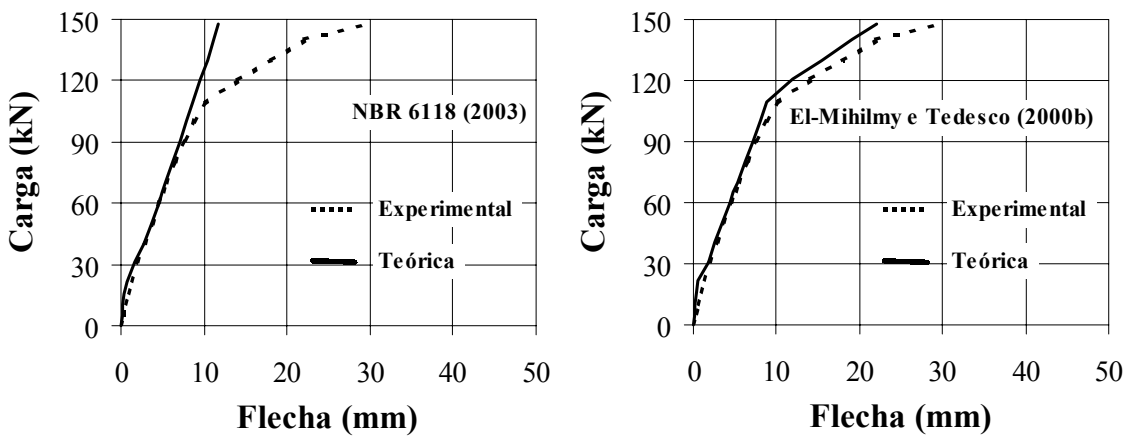


Vigas VR9 e VR10 – 10 camadas de reforço

Figura 6.12 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por BEBER *et al.* (2000) (Continuação)

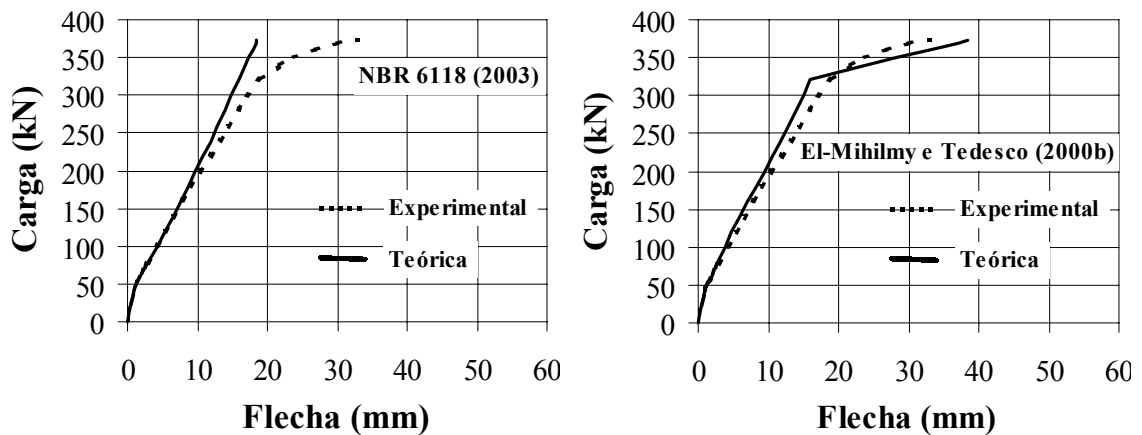


Viga V6 – 2 camadas de reforço



Viga V7 – 2 camadas de reforço

Figura 6.13 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por MACHADO *et al.* (2000)



Viga BF2 – 1 camada de reforço

Figura 6.14 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaçadas por MATTHYS (2000) (Continua)

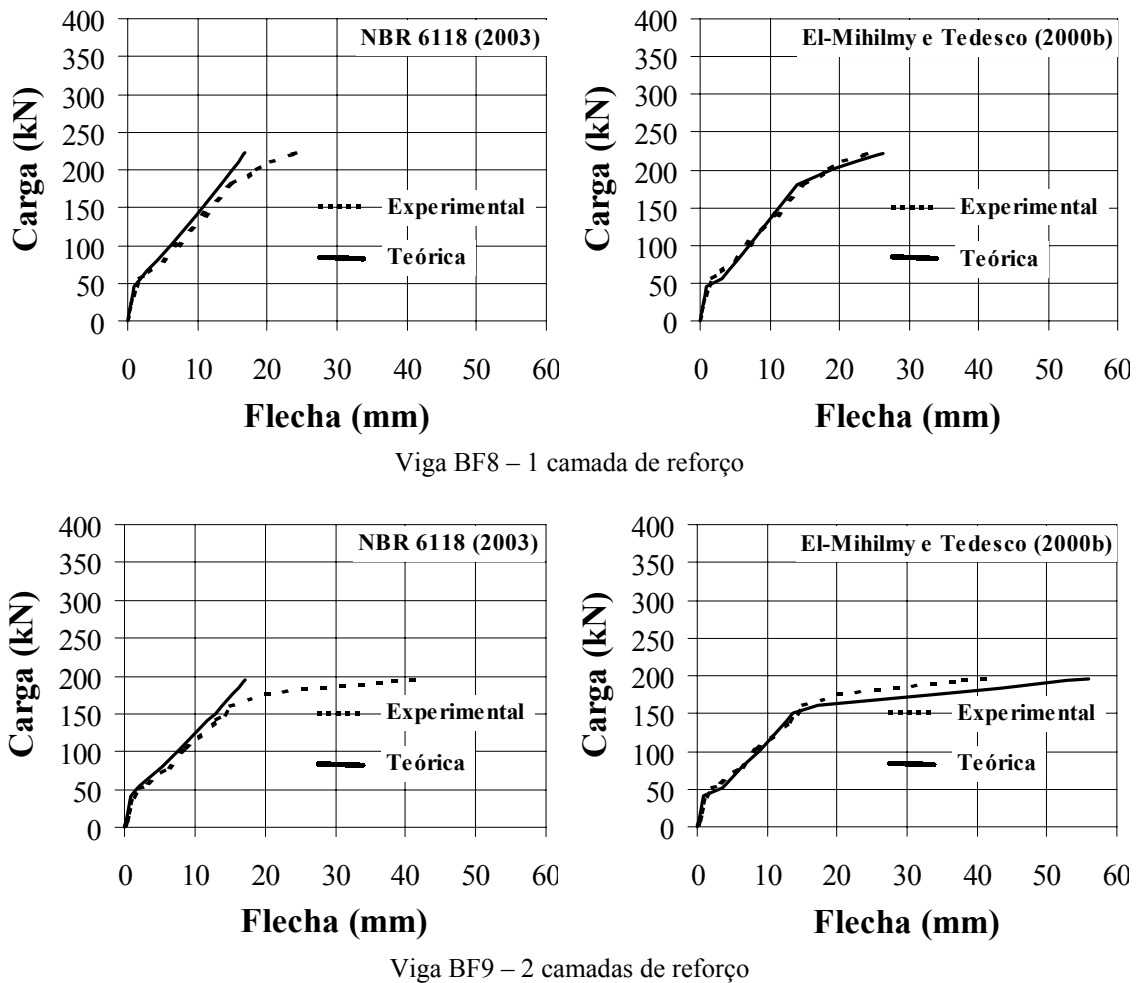


Figura 6.14 – Comparação entre Flechas Teórica e Experimental em Função da Carga das Vigas Ensaaiadas por MATTHYS (2000) (Continuação)

Para cada viga obteve-se valor da flecha limite sugerida pela NBR 6118 (2003), igual $l/250$ para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas, e então até esta flecha limite, calcularam-se relações entre flechas calculada e experimental $\delta_{cal}/\delta_{exp}$, cujos valores da média e desvio padrão destas relações estão reunidos na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $\delta_{cal}/\delta_{exp}$ Relativos a Cada Proposta Analisada

Autor	Média	Desvio Padrão
EL-MIHILMY e TEDESCO (2000b)	1,17	0,36
ACI 318.RM (2002)	0,93	0,20
NBR 6118 (2003)	0,97	0,20

Nas Figuras 6.9 a 6.14 e Tabela 6.4 observa-se que a formulação proposta por EL-MIHILMY e TEDESCO (2000b) conduz em média a flechas calculadas 17% acima

das experimentais. Esse valor médio de $\delta_{cal}/\delta_{exp}$ (1,17) é próximo do valor médio (1,20) obtido de análise estatística feita pelos pesquisadores em uma série de vigas, indicando 90% de probabilidade deste valor médio (1,20) ocorrer na avaliação de flechas em vigas de concreto armado reforçadas à flexão com materiais compósitos de resina e fibras. As formulações propostas pelo ACI 318.RM (2002) e pela NBR 6118 (2003) levam a valores médios de $\delta_{cal}/\delta_{exp}$ próximos da unidade, mas propiciam valores de flecha calculada menores que os reais.

6.2.2.2 – Abertura de Fissuras de Flexão

Na Tabela 6.5 estão agrupados dados sobre vigas de concreto armado reforçadas à flexão com compósitos de resina e fibras de carbono feitas por MATTHYS (2000), que tiveram avaliados valores de abertura máxima de fissuras de flexão segundo recomendações do CEB (2001) (v. item 3.4.5, pág. 99).

As poucas vigas tinham seção transversal retangular, vão 3800 mm, resistência média do concreto 36,5 MPa e taxas de armaduras longitudinal interna de tração e de reforço iguais a 0,48% ou 0,96% e 0,03% ou 0,14%. Todas as vigas foram biapoiadas e carregadas com duas cargas concentradas igualmente distantes dos apoios. O reforço era de lâminas ou de folhas de fibras de carbono.

Tabela 6.5 – Dados das Vigas de Concreto Armado de MATTHYS (2000) para Avaliação de Abertura Máxima de Fissura de Flexão

Autor	Vigota	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a</i> (mm)	<i>f_{cm}</i> (MPa)	ρ_l (%)	<i>E_s</i> (GPa)	ρ_f (%)	<i>E_f</i> (GPa)	<i>d_f</i> (mm)	<i>P_k</i> (kN)
MATTHYS (2000)	BF2	200	419	1250	36,5	0,96	200	0,14	159	450,6	58 a 300
	BF8				39,4	0,48					28 a 200
	BF9				33,7			0,03	233	450,1	56 a 140

Pode ser vista na Figura 6.15 comparação entre os valores experimentais e calculados segundo o CEB (2001) das vigas listadas na Tabela 6.5. Nota-se que a expressão proposta pelo CEB (2001) leva a valores de abertura máxima de fissuras de flexão maiores que os medidos. Os valores da média e do desvio padrão da relação w_{kcal}/w_{kexp} foram iguais a 1,97 e 0,77.

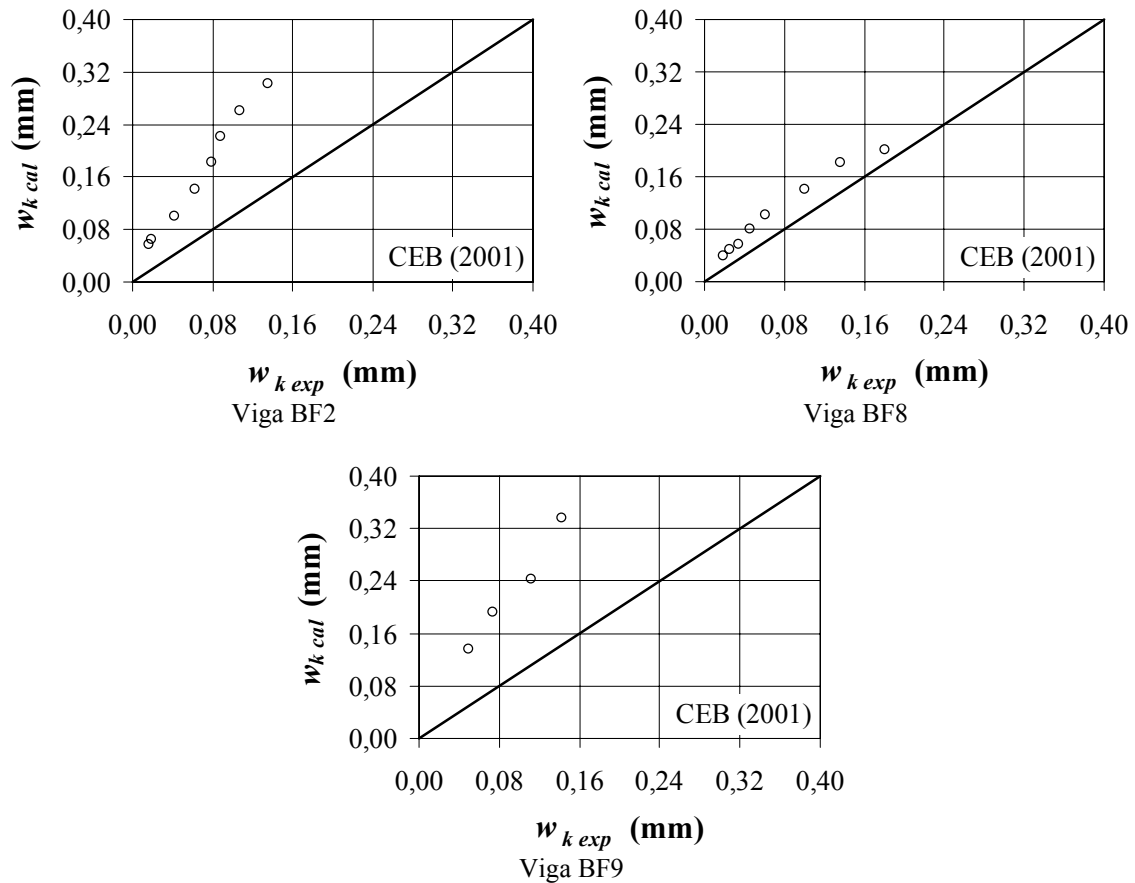
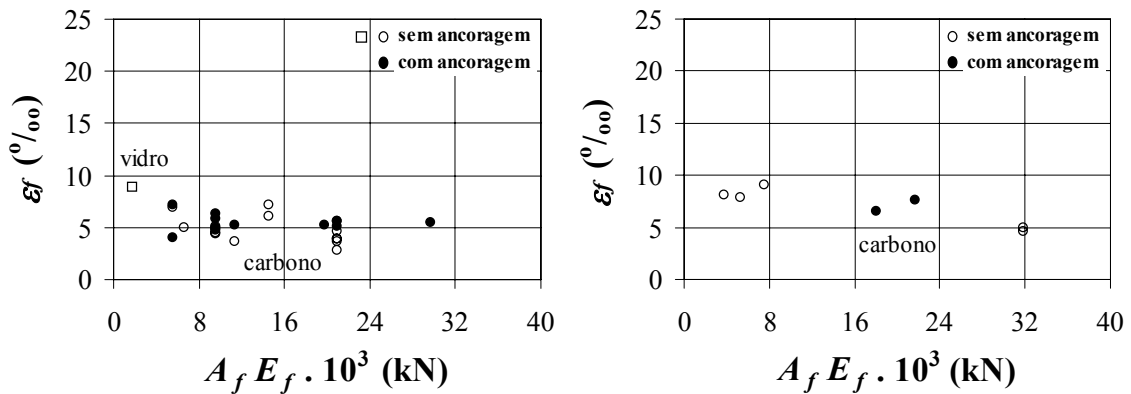


Figura 6.15 – Comparação entre Abertura Máxima de Fissuras de Flexão Teórica Segundo CEB (2001) e Experimental das Vigas Ensaaiadas por MATTHYS (2000)

6.2.2.3 – Deformação da Armadura de Reforço

Dados de deformação última da armadura de reforço, medida no meio do vão na iminência da ruptura por descolamento do compósito, em função do produto $A_f E_f$ de 35 vigas de concreto reforçadas à flexão com materiais compósitos de resina e fibras, podem ser visualizados na Figura 6.16.

Esses dados, que sendo em maior número para vigas com lâminas prejudicam a análise, sugerem uma tendência das vigas com compósito de folha de fibra apresentarem valores de deformação maiores que as vigas com compósito de lâmina. Para o primeiro tipo de vigas, o valor médio das deformações medidas é 7,1 ‰ (vigas com sistema de ancoragem) e 6,9 ‰ (vigas sem sistema de ancoragem) e para o segundo tipo 5,4‰ e 5,1‰.



Compósitos de Resina e Lâminas de Fibras Compósitos de Resina e Folhas de Fibras
 Figura 6.16 – Valores de Deformação Última do Reforço à Flexão em Função do Parâmetro $A_f E_f$ de Vigas Ensaçadas por Outros Autores

Os valores obtidos segundo propostas por TRIANTAFILLOU (1998a), CERQUEIRA (2000) e PINTO (2000), conforme pode ser visto na Figura 6.17, foram os que se mostraram mais próximos do limite inferior dos valores de tensão de cisalhamento máxima na ligação concreto – armadura de reforço em vigas que tiveram colapso por destacamento do reforço à flexão.

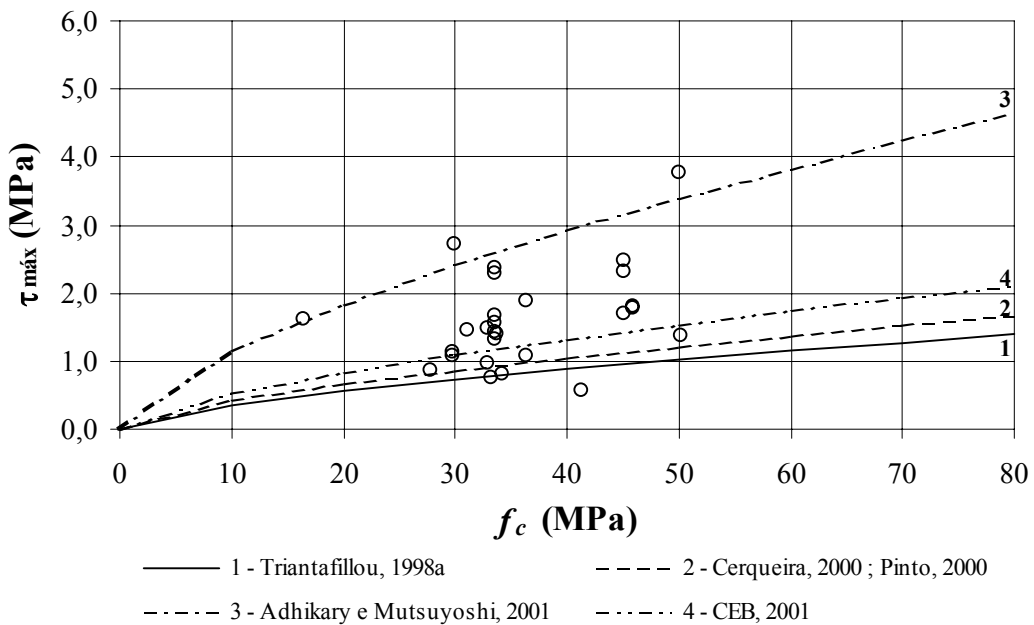


Figura 6.17 – Curvas Tensão de Cisalhamento Máxima na Ligação Concreto – Armadura de Reforço – Resistência do Concreto à Compressão e Dados das Vigas Ensaçadas por Outros Autores

6.2.2.4 – Resistência

As Figuras 6.18 e 6.19 apresentam comparação entre momento e esforço cortante últimos calculados segundo as propostas por MBT (1998b), SIKA (2000), CEB (2001) e ACI 440.2R (2002) e experimentais obtidos em, aproximadamente, 160 vigas reforçadas à flexão e 80 vigas reforçadas ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras ensaiadas por outros autores. Estas vigas romperam por descolamento e/ou destacamento do reforço.

Os gráficos situados à esquerda das Figuras 6.18 e 6.19 foram feitos considerando coeficientes de ponderação da resistência dos materiais diferentes da unidade, e os da direita, iguais à unidade.

Em referência à flexão, todos os critérios reunidos na Tabela 6.6 propiciaram valores médios de $M_{u\ exp}/M_{u\ cal}$ acima da unidade. Os da SIKA (2000) e do CEB (2001) são mais conservadores que os demais, e os da MBT (1998b) e do ACI 440.2R (2002) os menos conservadores, levando a resultados médios mais próximos dos reais, como se pode notar na Figura 6.18 e Tabela 6.6.

Os critérios da SIKA (2000) e do CEB (2001), além de recomendar limites de deformação última do compósito para não ocorrer descolamento ou destacamento do reforço (4,5‰ e 6,5‰ a 8,5‰, respectivamente), incluem coeficientes de ponderação de resistência do compósito que variam de 1,2 a 4,0. Já os da MBT (1998b) e do ACI 440.2R têm formulas para determinação da deformação última do compósito em função de vários parâmetros, cujo embasamento teórico é desconhecido pelo autor.

O critério do CEB (2001) para cálculo da resistência ao cortante foi a menos conservador entre os demais. O da SIKA (2000) levou a resultados mais a favor da segurança, pois limita a deformação última do compósito em 4‰. Todos os critérios consideram a parcela resistida do “concreto” na resistência ao cortante das vigas reforçadas, tendo cada um uma fórmula específica para esta parcela.

Tabela 6.6 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $M_{u\text{exp}}/M_{u\text{cal}}$ e $V_{u\text{exp}}/V_{u\text{cal}}$ Relativos a Cada Expressão Analisada

Autor	Média		Desvio Padrão	
	$\gamma_m \neq 1,0$	$\gamma_m = 1,0$	$\gamma_m \neq 1,0$	$\gamma_m = 1,0$
REFORÇO À FLEXÃO				
MBT (1998b)	1,34	1,09	0,56	0,40
SIKA (2000)	1,84	1,39	0,55	0,40
CEB (2001)	1,76	1,42	0,57	0,47
ACI 440.2R (2002)	1,39	1,13	0,56	0,39
REFORÇO AO CORTANTE				
MBT (1998b)	1,24	0,99	0,40	0,33
SIKA (2000)	1,38	1,10	0,46	0,40
CEB (2001)	1,05	0,70	0,35	0,25
ACI 440.2R (2002)	1,29	1,03	0,40	0,34

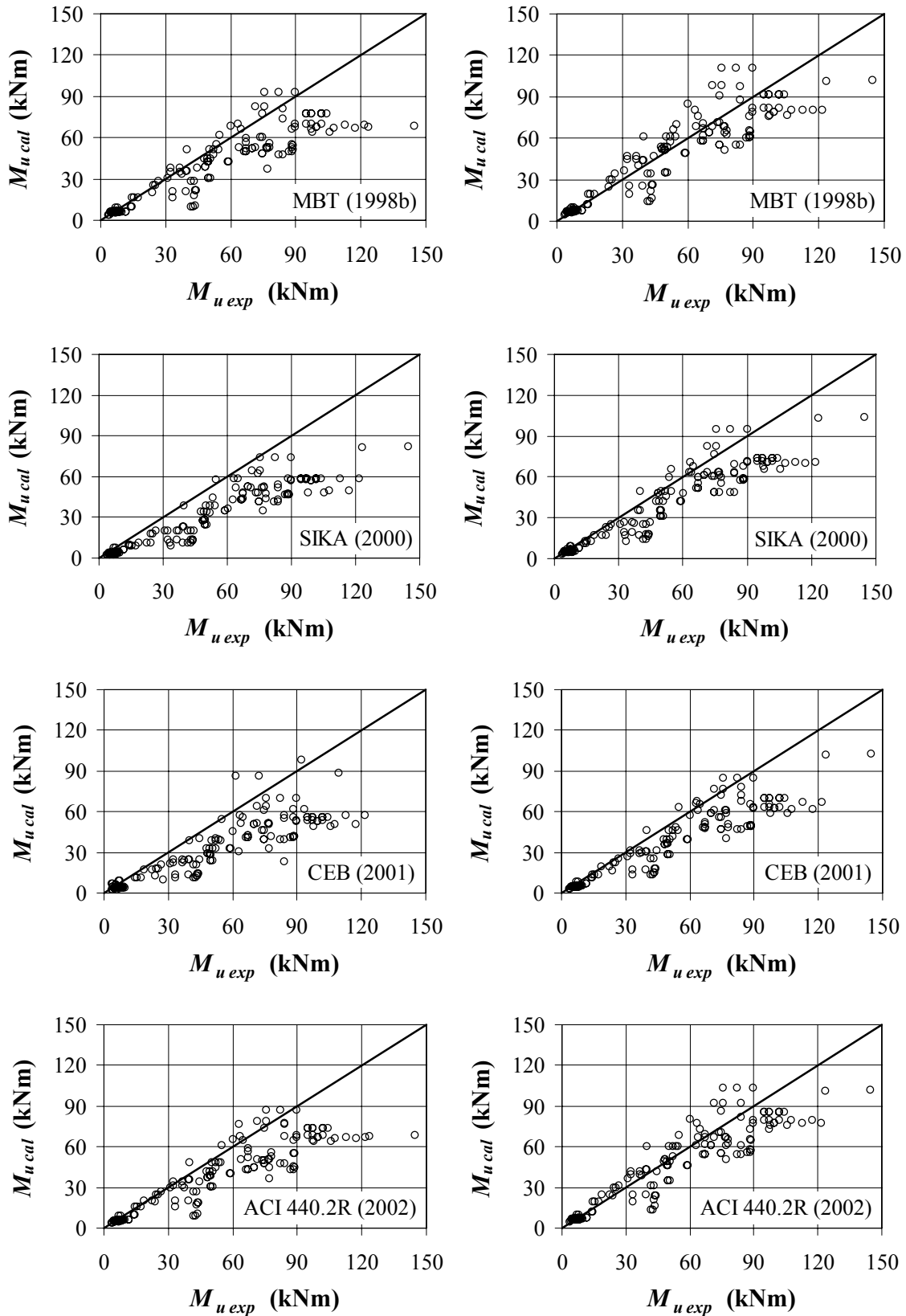


Figura 6.18 – Comparação entre Momentos Últimos Calculados Segundo Diferentes Critérios e Experimentais Obtidos por Diversos Autores para Vigas Reforçadas à Flexão com Materiais Compósitos de Resina e Fibras

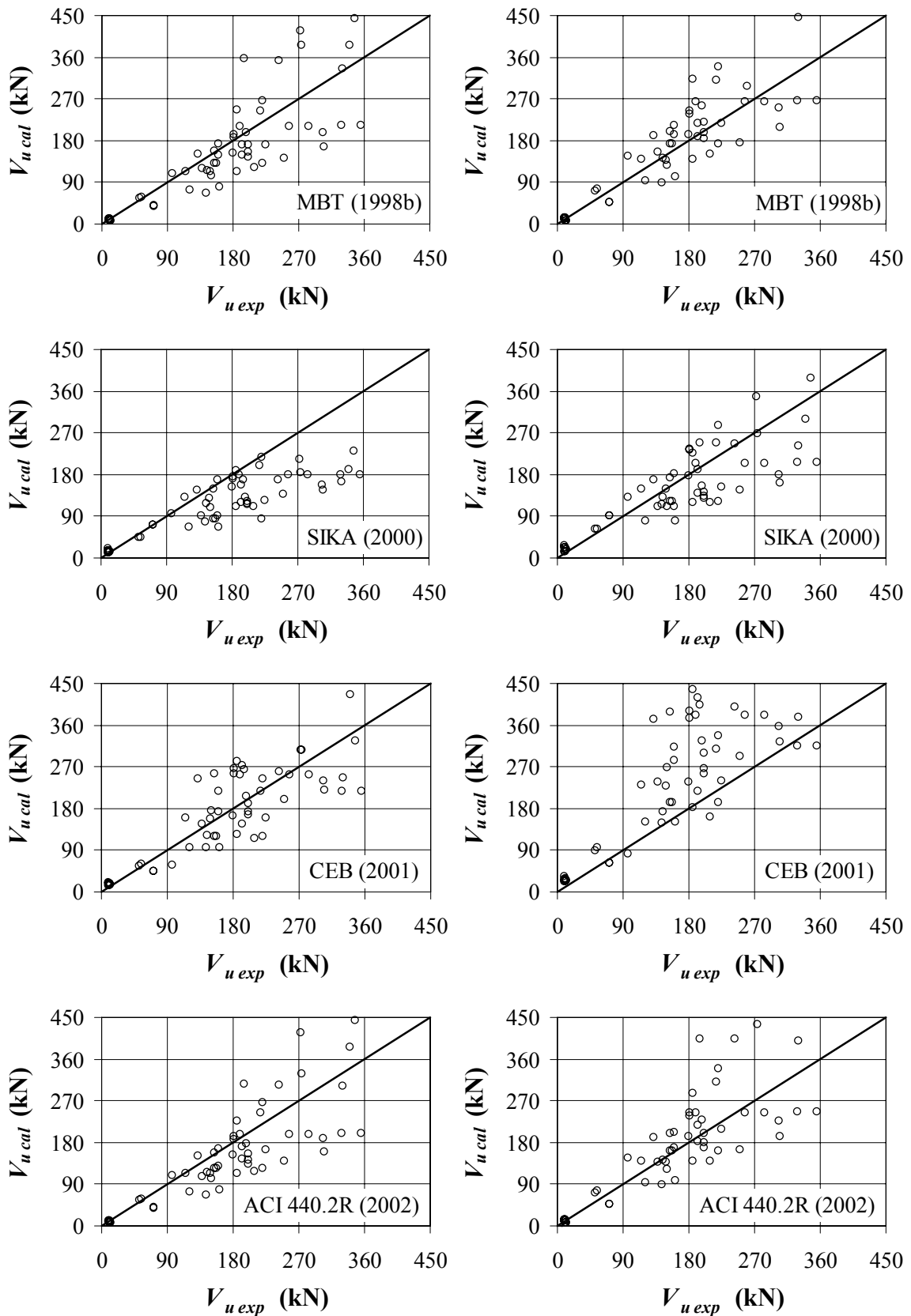


Figura 6.19 – Comparação entre Esforços Cortantes Últimos Calculados Segundo Diferentes Critérios e Experimentais Obtidos por Diversos Autores para Vigas Reforçadas ao Cortante com Materiais Compósitos de Resina e Fibras

6.3 – Pilaretes

6.3.1 – Análise dos Resultados deste Estudo

Neste item são comparados os resultados de resistência e de deformação última, na iminência da ruptura, e as curvas tensão – deformação dos pilaretes de concreto simples reforçados com compósito de resina e folha de fibras de carbono ensaiados.

6.3.1.1 – Resistência

Na Tabela 6.7, verifica-se que os maiores ganhos médios de resistência dos espécimes reforçados em relação aos não reforçados f_{cc}/f_{co} foram para os espécimes de seção circular.

Considerando os pilaretes de concreto de seção circular de 300 mm de altura (grupos I, II e IV), obtiveram-se, em média, ganhos de resistência de 81%, para os reforçados com 1 camada, e 139% para o caso de 2 camadas. Nos de seção quadrada estes ganhos passaram para 27% e 51% e nos de seção retangular para 10% e 37%.

Com o aumento das dimensões dos pilaretes em 50% (grupo III) em relação ao dos grupos I, II e IV, constatou-se diminuição nos ganhos médios de resistência dos pilaretes de concreto de seção circular reforçados em relação aos não reforçados: 39%, para os reforçados com 1 camada, e 85% para o caso de 2 camadas. Estes ganhos decresceram para 20% e 30%, no caso de seção quadrada, e 15% e 17% em se tratando de seção retangular.

Com o aumento da resistência do concreto à compressão, os pilaretes de concreto de seção circular de 300 mm de altura (grupo V) apresentaram ganhos médios de resistência dos espécimes reforçados em relação aos não reforçados menores que os dos grupos I, II e IV: 24%, para os reforçados com 1 camada, e 58% para o caso de 2 camadas.

Pode ser notado nessa mesma tabela que o maior ganho médio de resistência dos espécimes reforçados com 2 camadas de fibra em relação aos com 1 camada de fibra (grupos I, II e IV) foi, novamente, para os de seção circular (32%).

Nos pilaretes de seções quadrada e retangular dos grupos II e III, pôde-se perceber que a tensão última longitudinal f_{cu} (obtida na iminência da ruptura do compósito) foi menor que sua resistência f_{cc} .

Tabela 6.7 – Valores de Resistência dos Pilaretes Ensaaiados

Tipo de Seção Transversal	Sem Reforço	Com Reforço							
		1 Camada				2 Camadas			
		f_{co} (MPa)	f_{cc} (MPa)	f_{cu} (MPa)	f_{cc}/f_{co}	f_{cu}/f_{co}	f_{cc} (MPa)	f_{cu} (MPa)	f_{cc}/f_{co}
Grupo I – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura									
Circular 150 mm	25,6	43,9	-	1,71	-	59,6	-	2,33	-
Quadrada 150 mm	23,7	27,4	-	1,16	-	36,5	-	1,54	-
Retangular 94 mm x 188 mm	23,7	25,8	-	1,09	-	33,2	-	1,40	-
Grupo II – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura									
Circular 150 mm	29,8	57,0	57,0	1,91	1,91	72,1	72,1	2,42	2,42
Quadrada 150 mm	29,5	40,4	27,6	1,37	0,94	43,7	33,3	1,48	1,13
Retangular 94 mm x 188 mm	28,8	32,0	26,6	1,11	0,92	38,7	29,4	1,34	1,02
Grupo III – Pilaretes de Concreto Simples de 450 mm de Altura									
Circular 225 mm	34,0	47,3	47,3	1,39	1,39	62,9	62,9	1,85	1,85
Quadrada 225 mm	33,2	39,9	22,3	1,20	0,67	43,3	27,7	1,30	0,83
Retangular 141 mm x 242 mm	29,4	33,7	20,9	1,15	0,71	34,5	20,1	1,17	0,68
Grupo IV – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura									
Circular 150 mm	34,0	61,2	61,2	1,80	1,80	82,1	82,1	2,41	2,41
Grupo V – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura									
Circular 150 mm	61,7	76,4	76,4	1,24	1,24	97,3	97,3	1,58	1,58

Em geral, para pilares de concreto confinados internamente com estribos, a expressão para estimar a resistência do núcleo de concreto confinado é a seguinte:

$$f_{cc} = f_{co} + k_l k_e f_l \quad (6.1)$$

onde:

$k_e f_l$ é a tensão lateral de confinamento efetiva.

Para casos de pilares com seção circular e armadura longitudinal bem distribuída no perímetro, o valor de k_e tende para a unidade à medida que o espaçamento dos estribos (circulares ou em espiral) diminui. No caso de seções quadradas e retangulares, devido à não uniformidade de tensões laterais no plano da seção, mesmo para altas taxas e pequenos espaçamentos de armadura transversal, k_e tende a valor menor que a unidade, sendo ainda menor para seções retangulares pois as tensões são diferentes nas duas direções transversais ortogonais. O valor de k_e depende principalmente do tipo e da resistência do concreto, da taxa e do espaçamento da armadura transversal e do arranjo das armaduras longitudinal e transversal.

Os valores de tensão lateral de confinamento obtidos são mostrados na Tabela 6.8. Calculou-se a tensão lateral de confinamento usando a Equação 4.72 (v. pág. 170) para todos os tipos de seção, com $f_f = 3550$ MPa, $t_f = 0,165$ mm (uma camada de reforço) ou $0,33$ mm (duas camadas de reforço). Para a seção quadrada substituiu-se D pelo lado da mesma e para a seção retangular pelo seu maior lado (tensão lateral perpendicular a esta dimensão é a menor).

Nessa tabela também podem ser vistos os valores do produto $k_l k_e$ determinados a partir da Equação 6.1 e dos valores de tensão lateral de confinamento calculados. Admitiu-se que k_l depende só dos tipos de concreto e de compósito sendo, portanto, válido para todas as seções. Entretanto, como k_e deveria estar associado apenas a características geométricas, este não deveria depender do número de camadas do reforço, o que não se constatou. Ensaios em maior número se fazem necessários para definir adequadamente k_e para os diferentes tipos de seções.

Tabela 6.8 – Valores de Tensão Lateral de Confinamento e do Produto $k_l k_e$ para os Pilaretes Ensaçados

Tipo de Seção Transversal		Com reforço							
		1 camada				2 camadas			
		f_l (MPa)	k_e	k_l	$k_l k_e$	f_l (MPa)	k_e	k_l	$k_l k_e$
Circular 150 mm x 300 mm	Grupo I	7,81	1,00	2,34	2,34	15,62	1,00	2,18	2,18
	Grupo II		1,00	3,48	3,48		1,00	2,71	2,71
	Grupo IV		1,00	3,48	3,48		1,00	3,08	3,08
	Grupo V		1,00	1,88	1,88		1,00	2,28	2,28
Circular 225 mm x 450 mm	Grupo III	5,21	1,00	2,55	2,55	10,41	1,00	2,78	2,78
Quadrada 150 mm x 150 mm	Grupo I	7,81	0,20	2,34	0,47	15,62	0,38	2,18	0,82
	Grupo II		0,40	3,48	1,40		0,34	2,71	0,91
Quadrada 225 mm x 450 mm	Grupo III	5,21	0,50	2,55	1,29	10,41	0,35	2,78	0,97
Retangular 94mm x 188mm x 300mm	Grupo I	6,23	0,14	2,34	0,34	12,46	0,35	2,18	0,76
	Grupo II		0,15	3,48	0,51		0,29	2,71	0,79
Retangular 141mm x 242mm x 450 mm	Grupo III	4,84	0,35	2,55	0,89	9,68	0,19	2,78	0,53

A Figura 6.20 ilustra os resultados de f_{cc}/f_{co} oriundos deste trabalho (v. Tabela 6.8), em função de f_l/f_{co} para os espécimes de seção circular, quadrada e retangular confinados com compósito de resina e folha de fibras de carbono, junto com as retas que se ajustam a estes resultados, cujas expressões são:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2,63 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.2)$$

para pilaretes de seção circular;

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0,87 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.3)$$

para pilaretes de seção quadrada;

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0,68 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.4)$$

para pilaretes de seção retangular.

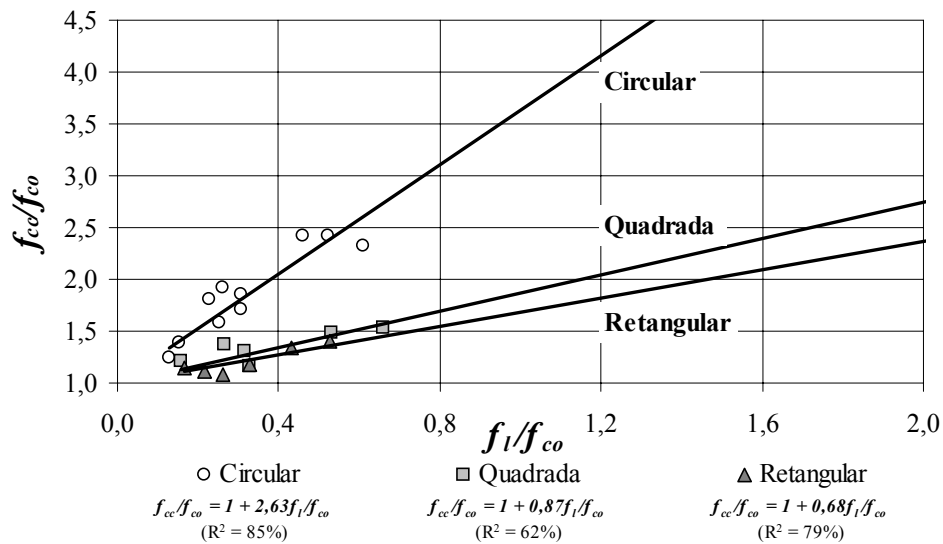


Figura 6.20 – Curvas Resistência Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtidas dos Resultados Deste Trabalho

6.3.1.2 – Deformação Última

Os valores médios de deformações longitudinal e transversal na ruptura dos pilaretes de concreto simples dos grupos II, III, IV e V, imediatamente antes da ruptura do compósito, podem ser vistos na Tabela 6.9.

Adotou-se, para fins de comparação, média entre as deformações últimas transversais medidas nas faces laterais de lado maior e menor dos pilaretes de concreto simples de seção transversal retangular do grupo III, cujos valores estão reunidos na Tabela 5.14 (v. pág. 230).

Observa-se na Tabela 6.9 que, em sua maioria, os maiores aumentos médios de deformações dos espécimes reforçados em relação aos não reforçados foram para os de seção circular.

Os resultados de $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ obtidos neste trabalho (v. Tabela 6.9) em função de f_l/f_{co} para os espécimes de seção circular, quadrada e retangular confinados com compósito de resina e folha de fibras de carbono, e as retas que se ajustam a estes resultados (v. Equações 6.5 a 6.7) são mostrados na Figura 6.21.

Tabela 6.9 – Valores de Deformação Última dos Pilaretes Ensaiaados na Iminência da Ruptura

Tipo de Seção Transversal	Sem Reforço		Com Reforço							
			1 Camada				2 Camadas			
	ε_{co} (‰)	ε_{cot} (‰)	ε_{cc} (‰)	ε_{cct} (‰)	$\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$	$\varepsilon_{cct}/\varepsilon_{cot}$	ε_{cc} (‰)	ε_{cct} (‰)	$\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$	$\varepsilon_{cct}/\varepsilon_{cot}$
Grupo II – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura										
Circular 150 mm	2,1	1,8	12,3	12,2	5,86	6,78	17,4	11,7	8,29	6,50
Quadrada 150 mm	1,6	1,6	8,8	5,8	5,50	3,63	12,3	6,4	7,69	4,00
Retangular 94 mm x 188 mm	1,4	1,2	7,9	5,1	5,64	4,25	7,5	4,9	5,36	4,08
Grupo III – Pilaretes de Concreto Simples de 450 mm de Altura										
Circular 150 mm	2,0	1,6	10,1	10,5	5,05	6,56	12,4	11,5	6,20	7,19
Quadrada 150 mm	1,9	1,4	7,5	8,7	3,95	6,21	10,5	9,4	5,53	6,71
Retangular 94 mm x 188 mm	2,0	1,3	6,7	7,5	3,35	5,77	10,1	8,7	5,05	6,69
Grupo IV – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura										
Circular 150 mm	2,0	1,0	9,1	9,4	4,55	9,40	11,0	7,4	5,50	7,40
Grupo V – Pilaretes de Concreto Simples de 300 mm de Altura										
Circular 150 mm	1,8	0,5	6,0	5,6	3,33	11,20	8,7	9,4	4,83	18,80

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 14,2 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.5)$$

para pilaretes de seção circular;

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 14,0 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.6)$$

para pilaretes de seção quadrada;

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 12,5 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.7)$$

para pilaretes de seção retangular.

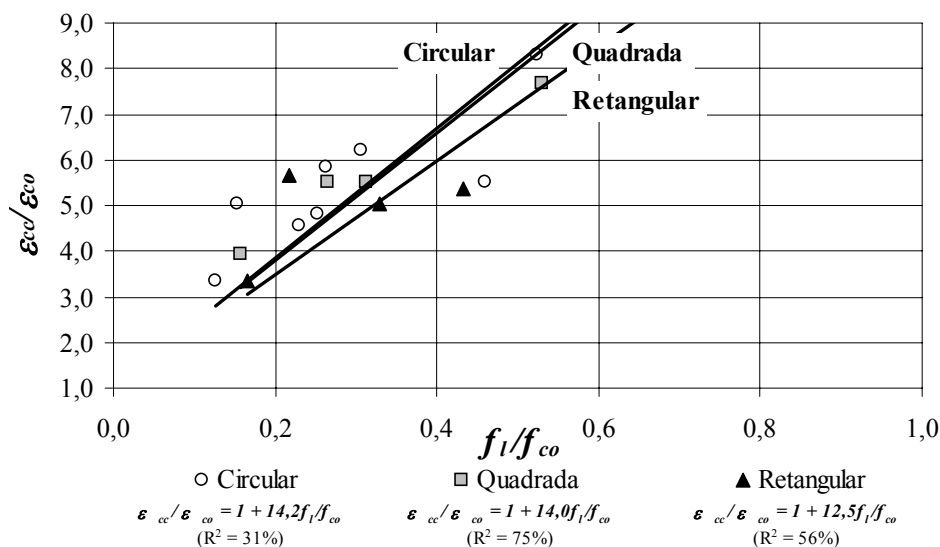


Figura 6.21 – Curvas Deformação Última Longitudinal Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtidas dos Resultados Deste Trabalho

6.3.1.3 – Curvas Tensão – Deformação

Para os espécimes de concreto sem confinamento externo, os ramos descendentes das curvas tensão longitudinal – deformações nas direções longitudinal e transversal não foram obtidos, devido à prensa não possuir um sistema de controle de deformação. Em vista disto, adotou-se para efeito de comparações o diagrama tensão – deformação na direção longitudinal do concreto não confinado proposto no boletim CEB Nº 228 (1995), cujo ramo ascendente praticamente coincidiu com o do diagrama experimental dos espécimes de seção circular.

Na Figura 6.22 podem ser vistas as curvas tensão longitudinal – deformação na direção longitudinal dos espécimes de concreto sem confinamento externo experimentais (somente os ramos ascendentes), junto com a proposta no boletim CEB Nº 228 (1995).

As curvas tensão longitudinal – deformações nas direções longitudinal e transversal dos espécimes de concreto sem (de acordo com o boletim CEB Nº 228, 1995) e com confinamento externo provido por compósito de resina e folha de fibras de carbono são apresentadas nas Figuras 6.23 a 6.26.

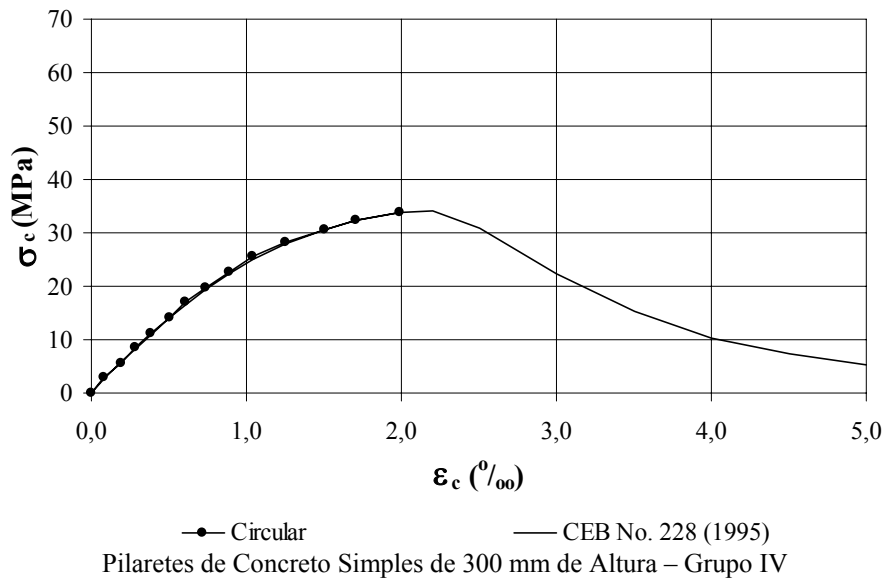
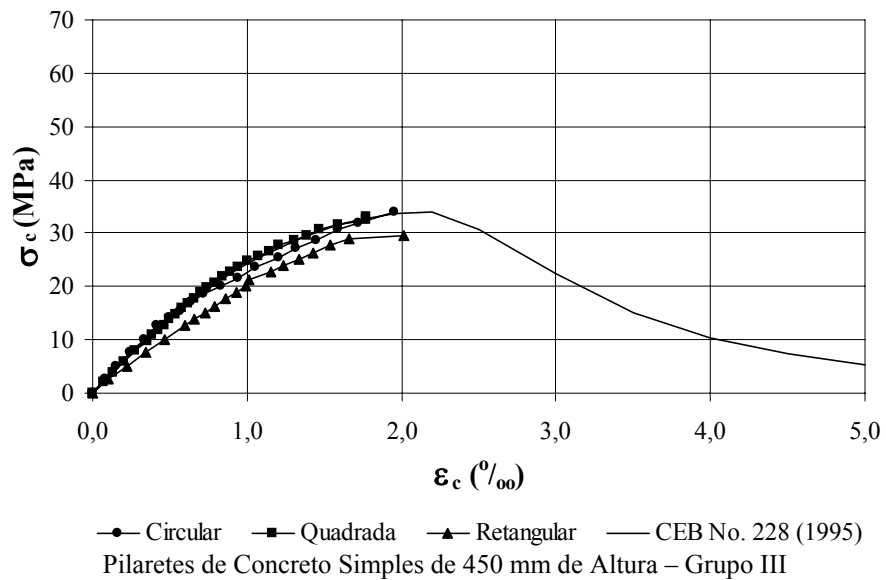
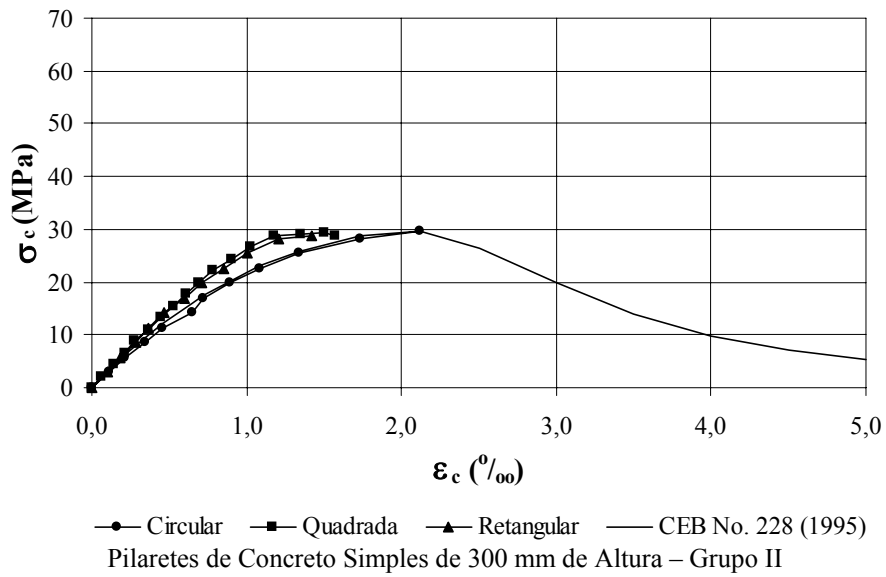


Figura 6.22 – Curvas Experimentais Tensão – Deformação na Direção Longitudinal dos Espécimes sem Confinamento Ensaiaados e a Segundo Expressão do Boletim CEB N^o 228 (1995) (Continua)

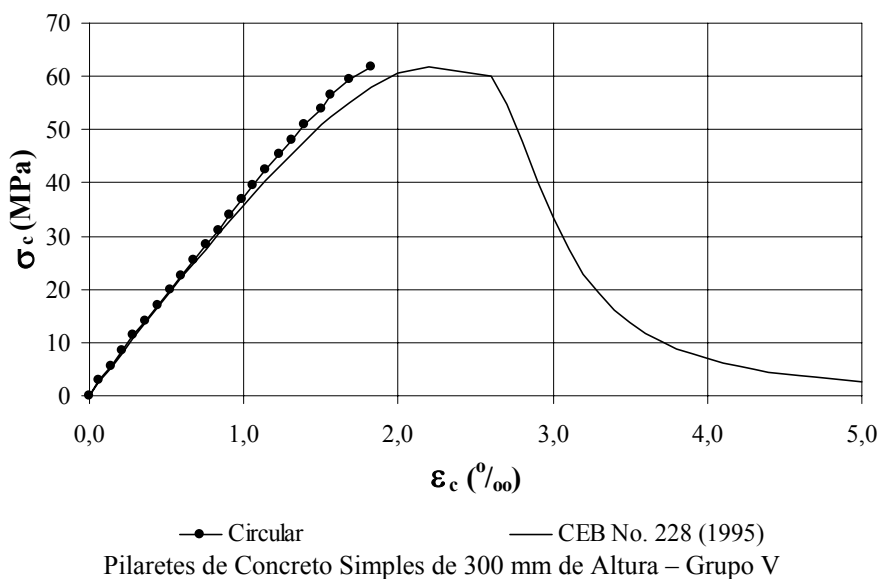


Figura 6.22 – Curvas Experimentais Tensão – Deformação na Direção Longitudinal dos Espécimes sem Confinamento Ensaçados e a Segundo Expressão do Boletim CEB N^o 228 (1995) (Continuação)

Verificou-se que as resistências e deformações últimas dos espécimes confinados foram maiores que as dos não confinados e os maiores valores de resistências foram para os espécimes confinados com 2 camadas de compósito de resina e folhas de fibras de carbono coladas.

Também se pôde notar que as tensões máxima e última longitudinais dos pilares de seção circular confinados foram iguais, fato que não ocorreu para os de seções retangular e quadrada.

Para esses últimos, independentemente da taxa de reforço, o ramo descendente da curva tensão – deformação longitudinais tendeu a se estabilizar para um valor médio de tensão longitudinal cerca de 100% da resistência do concreto não confinado à compressão, para os pilares de 300 mm de altura do grupo II, e 73%, para os pilares de 450 mm de altura do grupo III.

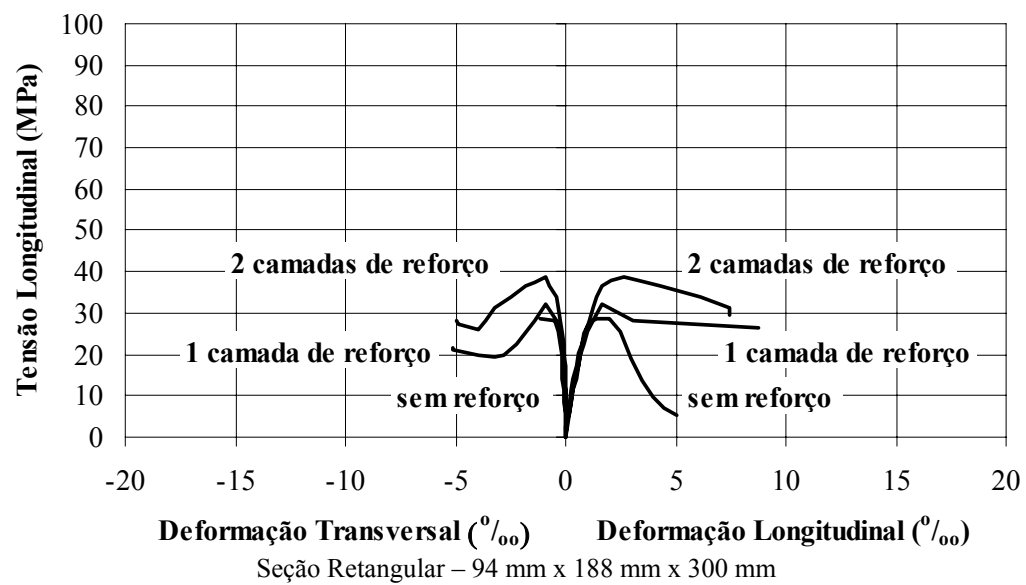
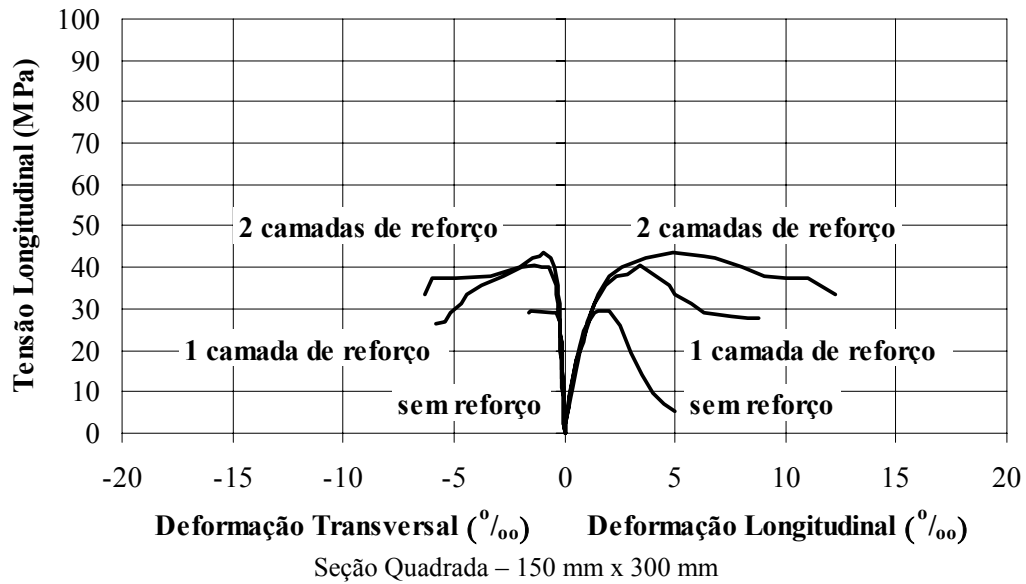
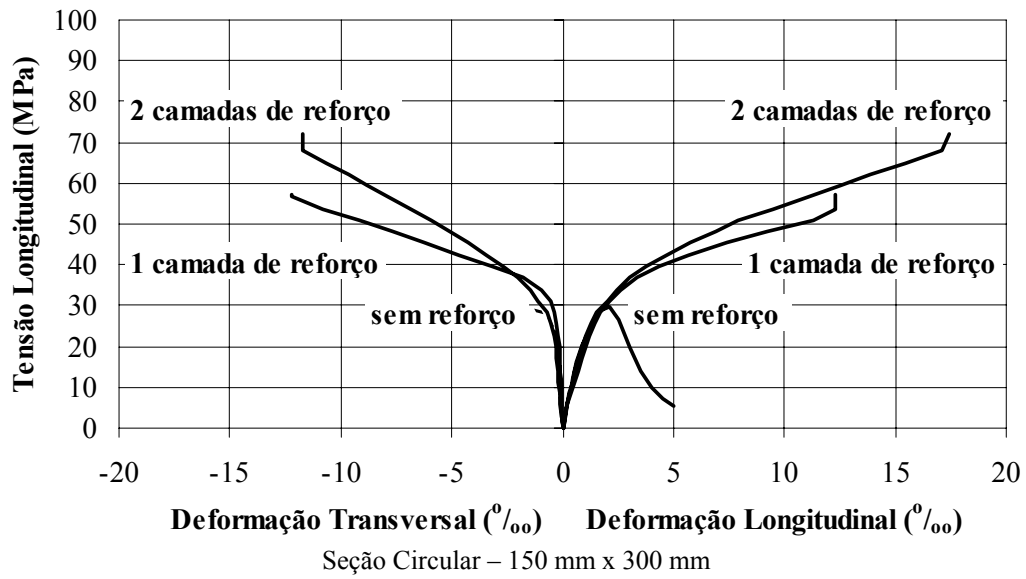


Figura 6.23 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo II

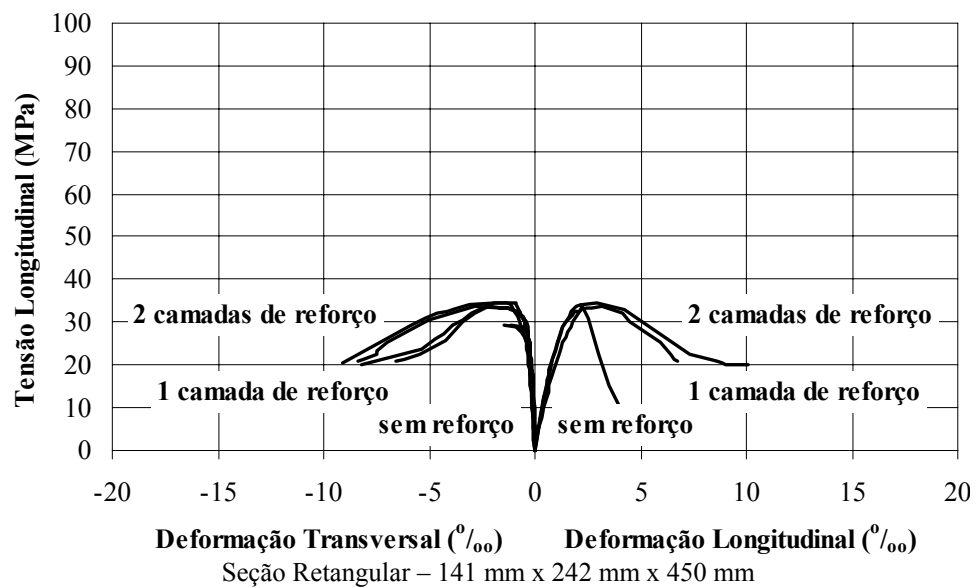
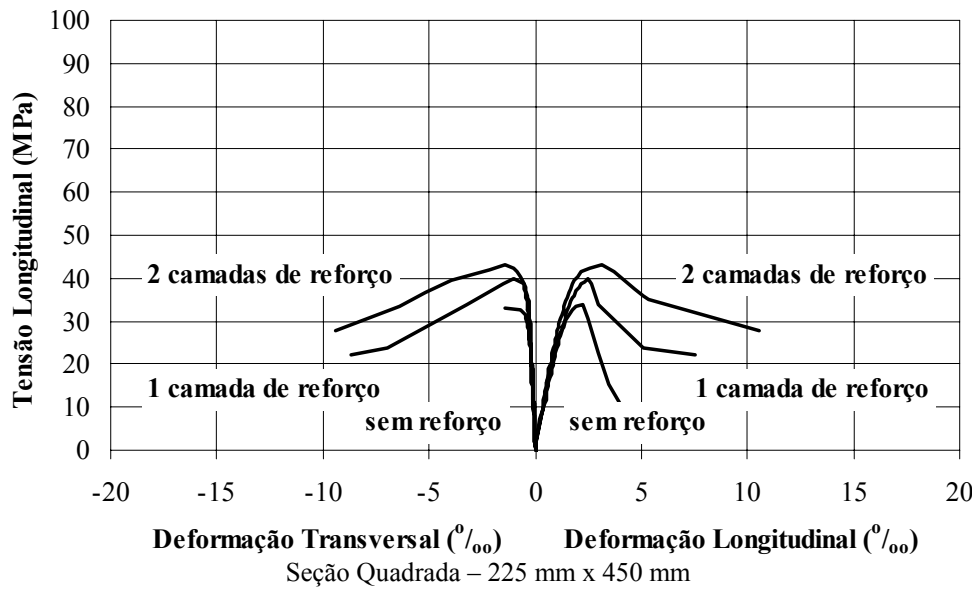
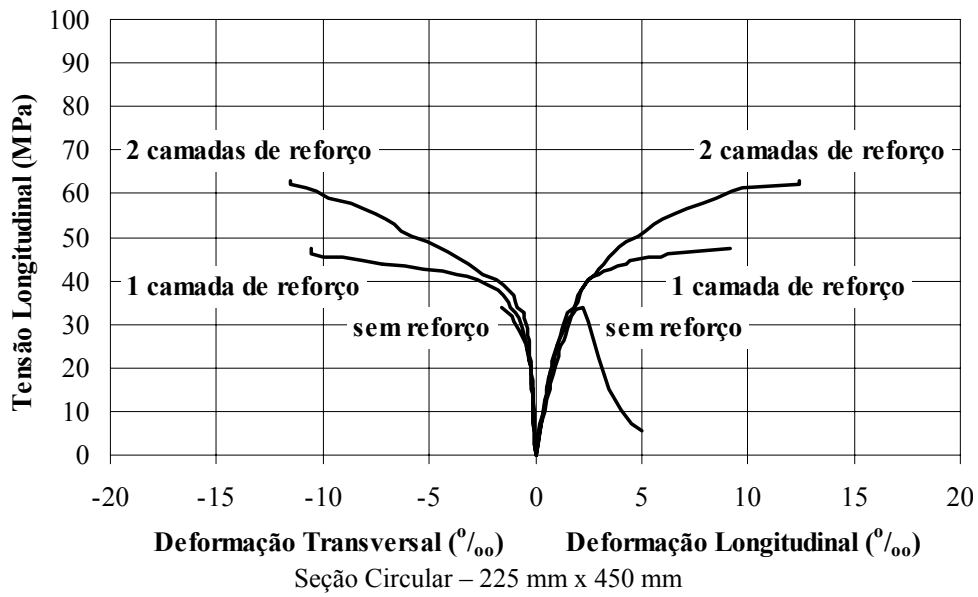


Figura 6.24 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilaretes do Grupo III

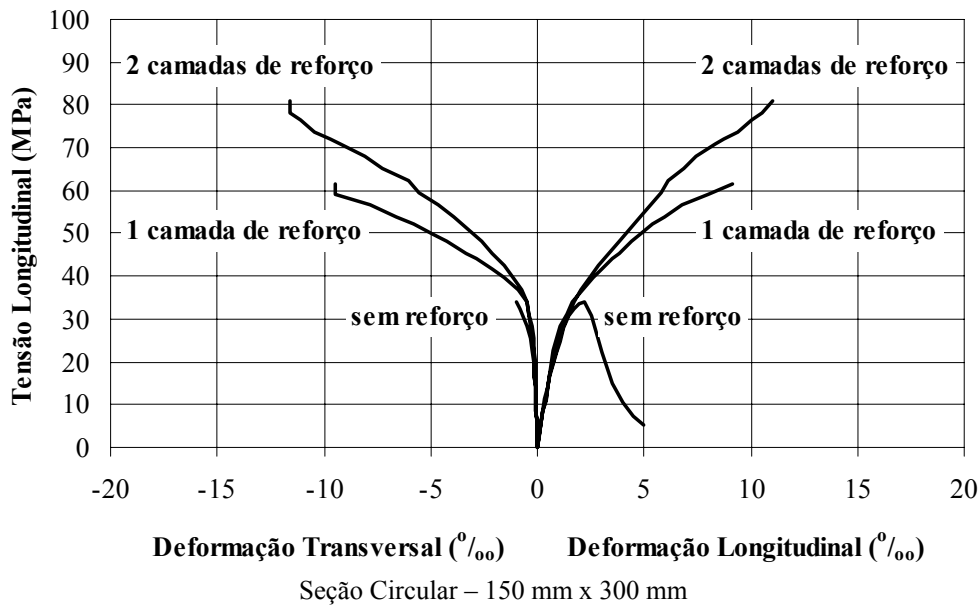


Figura 6.25 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilares do Grupo IV

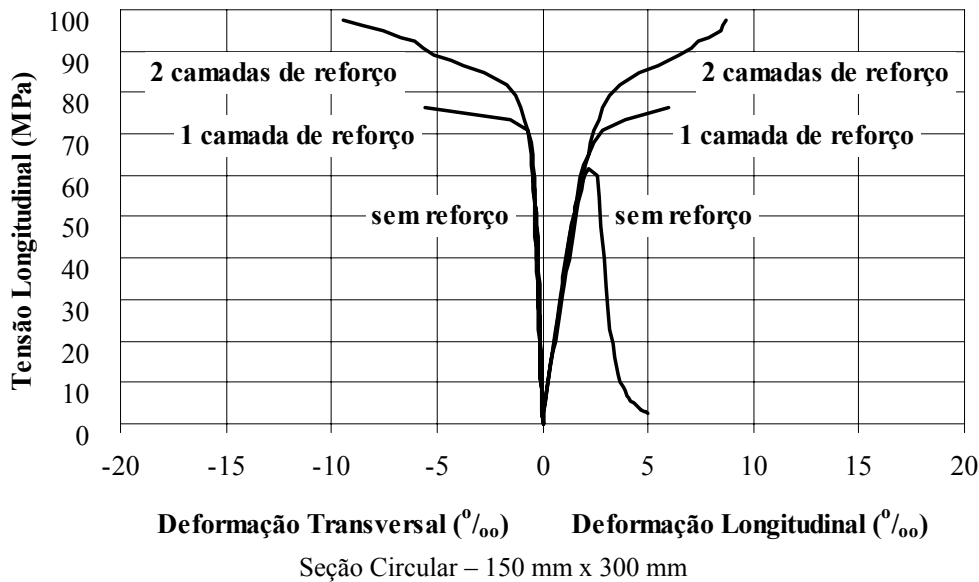


Figura 6.26 – Curvas Tensão – Deformação dos Pilares do Grupo V

As curvas tensão longitudinal relativa – deformação volumétrica dos pilares ensaiados estão nas Figuras 6.27 a 6.30, onde valores positivos de deformação volumétrica correspondem à contração, e valores negativos à expansão do volume de concreto. A deformação volumétrica dos espécimes de seção circular e de seção quadrada foi determinada usando a Equação 4.1 (pág. 108), enquanto que a dos espécimes de seção retangular (grupo III) foi calculada considerando deformações transversais distintas nas faces laterais de lados maior e menor, e igual a $\varepsilon_{cv} = \varepsilon_c + \varepsilon_{ctx} + \varepsilon_{cty}$.

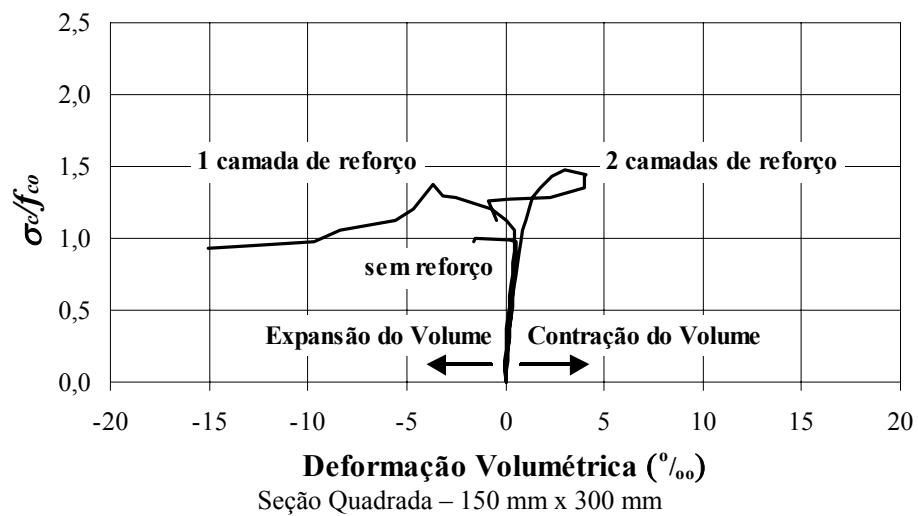
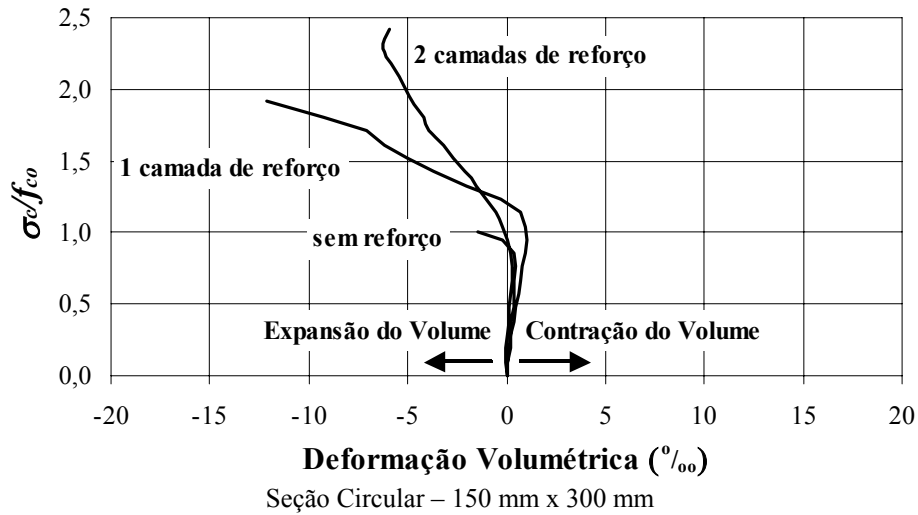


Figura 6.27 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo II

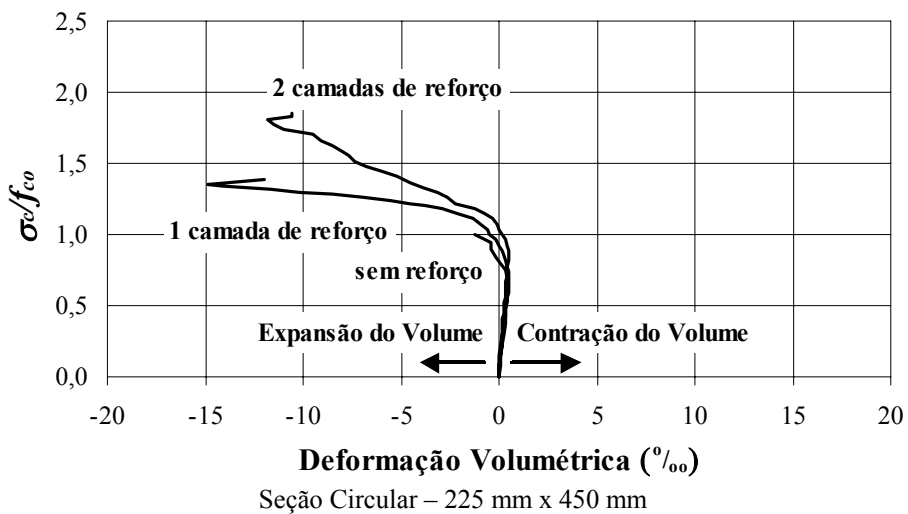


Figura 6.28 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo III (Continua)

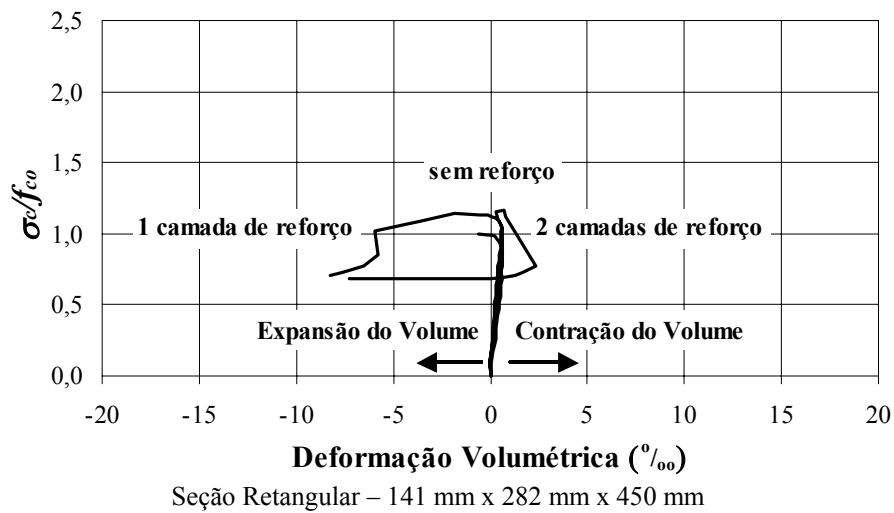
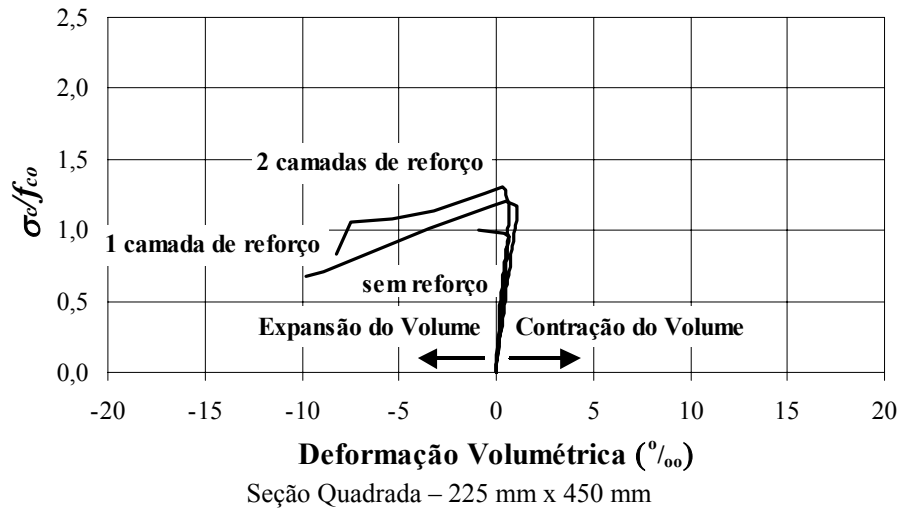


Figura 6.28 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo III (Continuação)

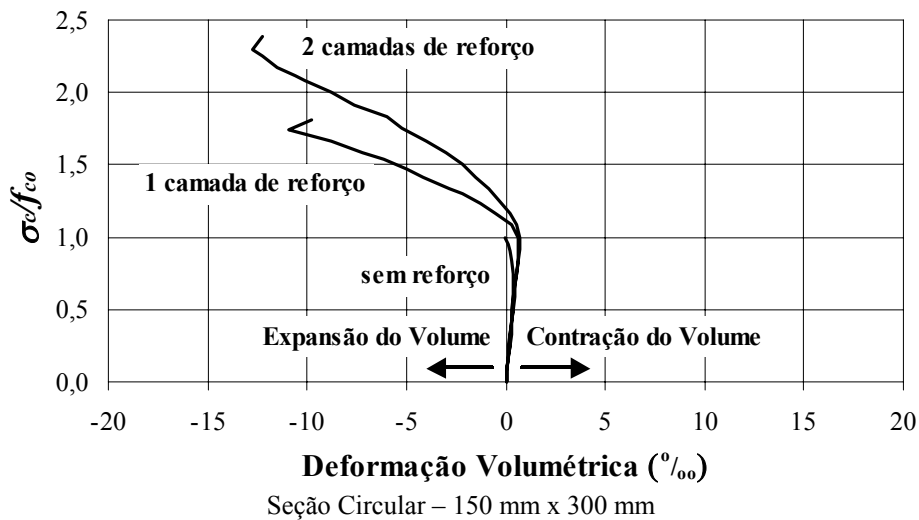


Figura 6.29 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo IV

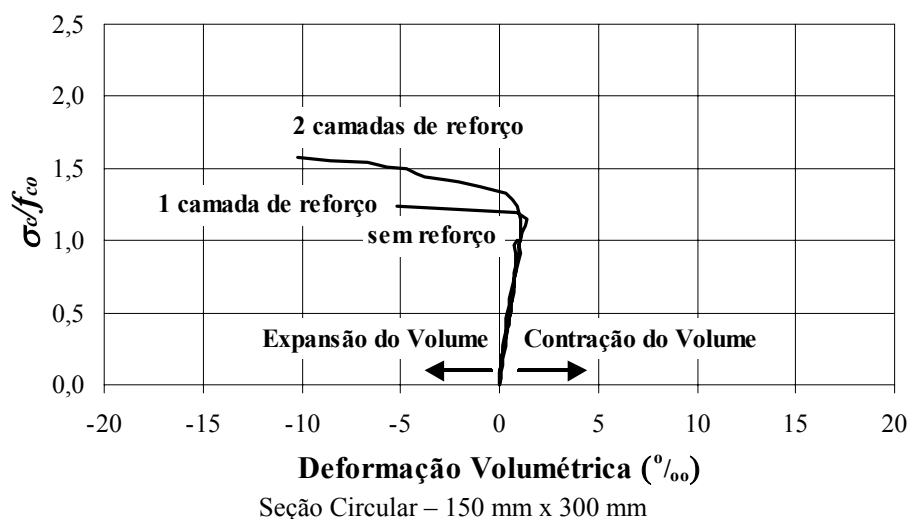


Figura 6.30 – Curvas Tensão Longitudinal Relativa – Deformação Volumétrica dos Pilaretes do Grupo V

As Figuras 6.27 a 6.32 evidenciam que todos os espécimes, independentemente do tipo de seção transversal, tiveram redução de volume até certo valor de tensão longitudinal, a partir do qual começou a haver expansão do volume.

Verificou-se também que, quanto maior a taxa de reforço, expressa pela quantidade de camadas de reforço, maior a tendência de se impedir a expansão do concreto dos pilaretes de seção circular. Nos de seção quadrada e retangular, esta tendência foi menor, devido à existência de trecho descendente nas suas curvas tensão – deformações nas direções longitudinal e transversal.

Os valores de tensão média longitudinal dos pilaretes de seção circular de concreto confinados com 1 ou 2 camadas de reforço, ensaiados neste trabalho, relacionados com o início da expansão do concreto foram iguais a 11% ou 15% acima da resistência do concreto não confinado à compressão. Para os pilaretes de seções quadrada e retangular, estes valores foram iguais a 18% ou 30% e 20% ou 23%.

Nas Figuras 6.31 a 6.34 são mostradas as curvas que relacionam a taxa de variação da deformação transversal em relação à da deformação longitudinal μ (obtida usando a Equação 4.3 pág. 109) com a deformação longitudinal dos espécimes dos pilaretes ensaiados.

Percebeu-se que, em geral, estas curvas iniciam-se com um valor de μ em torno de 0,2, coeficiente de Poisson do concreto não confinado. O valor da taxa μ do concreto confinado tende a diminuir e estabilizar com o aumento da deformação longitudinal dos espécimes, e quanto maior a taxa de reforço, menor o seu valor.

Além disso, os espécimes de pilaretes de maiores dimensões (grupo III) apresentaram, com o aumento da deformação longitudinal, valores mais instáveis e maiores de μ com relação aos pilaretes de menores dimensões (grupos II, IV e V) e de menor resistência (grupos II e IV).

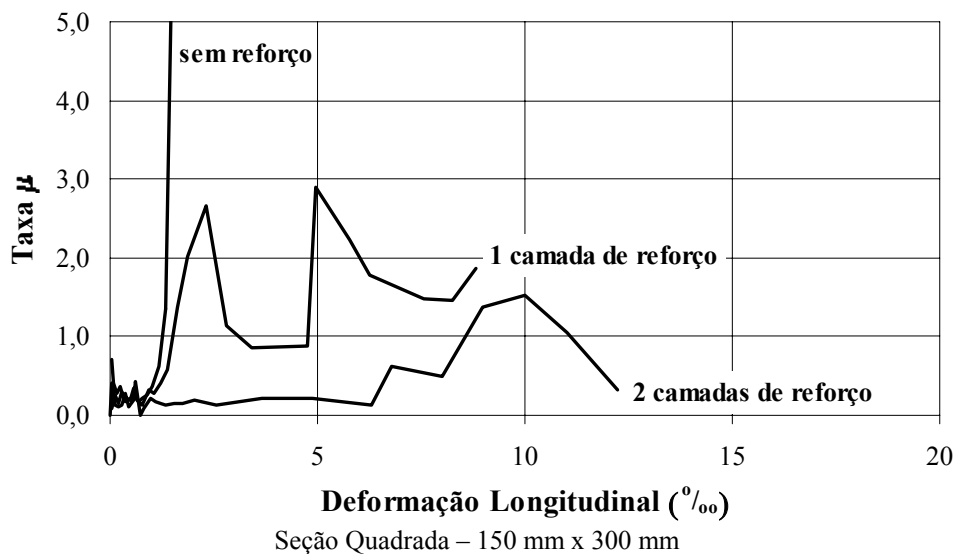
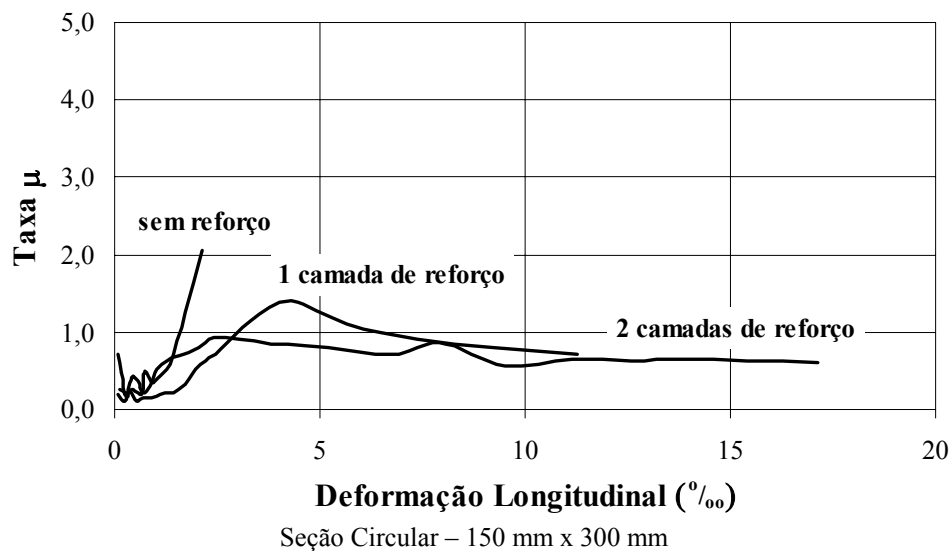


Figura 6.31 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo II

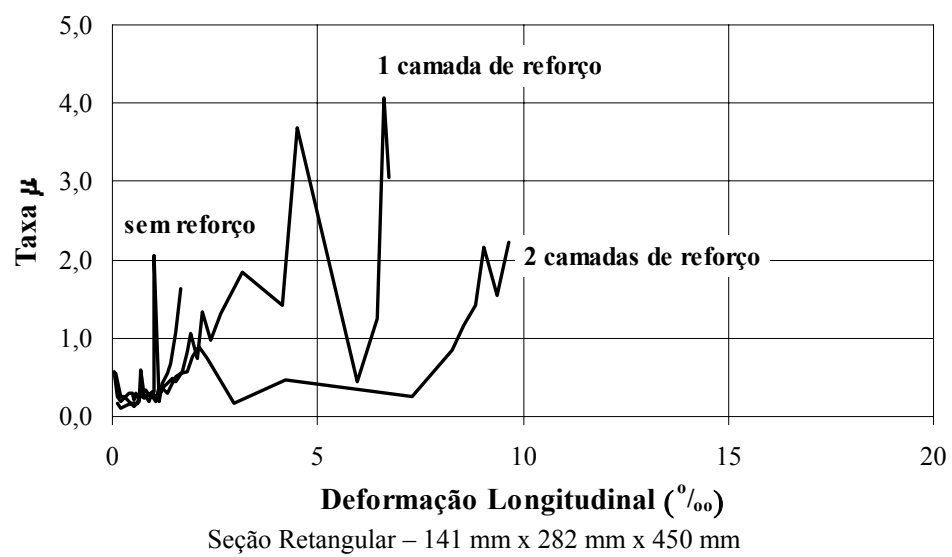
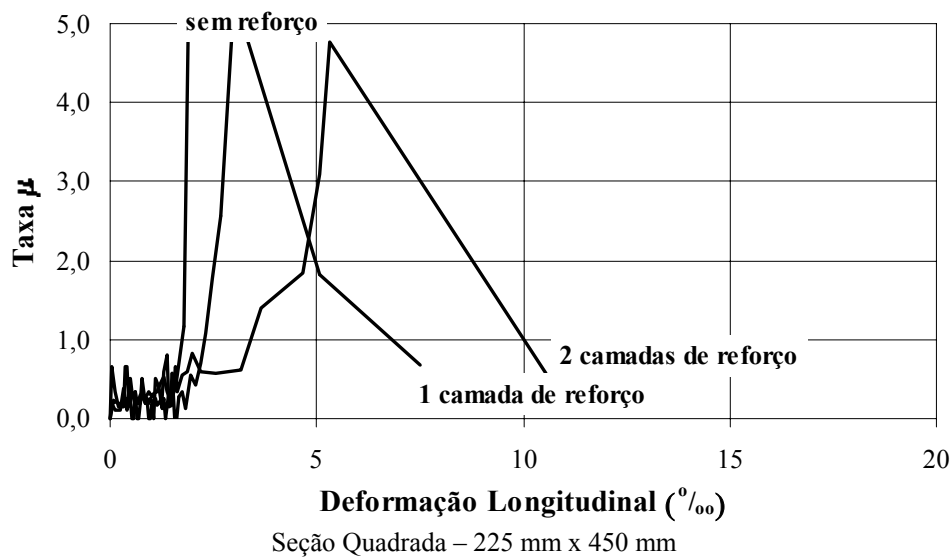
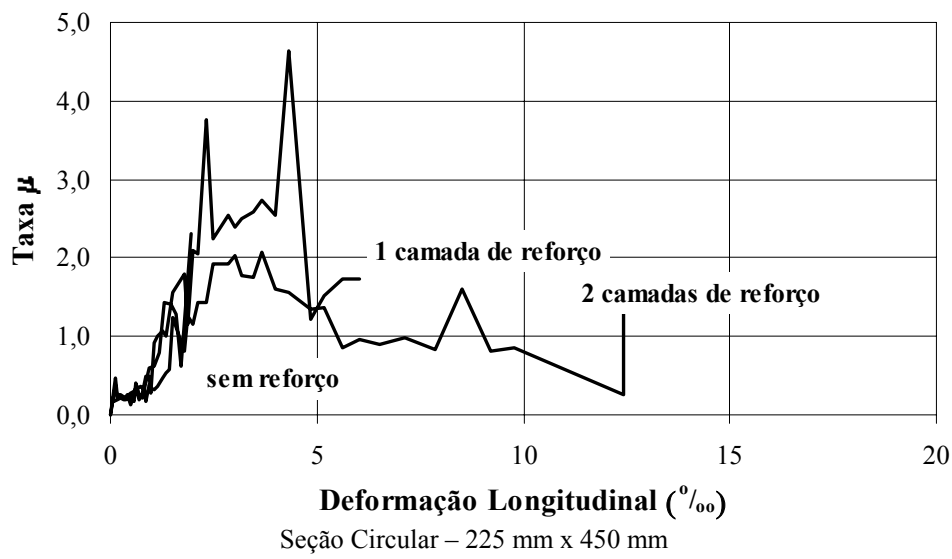


Figura 6.32 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo III

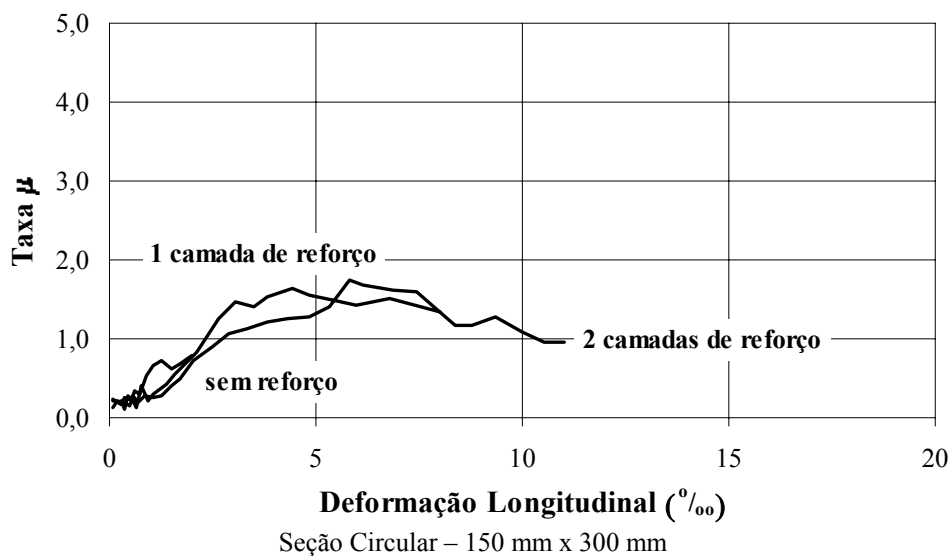


Figura 6.33 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo IV

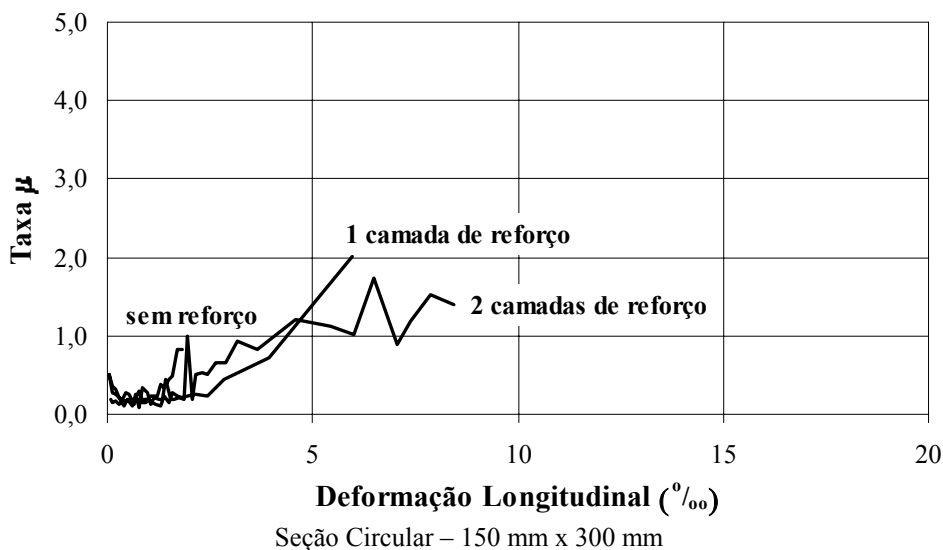
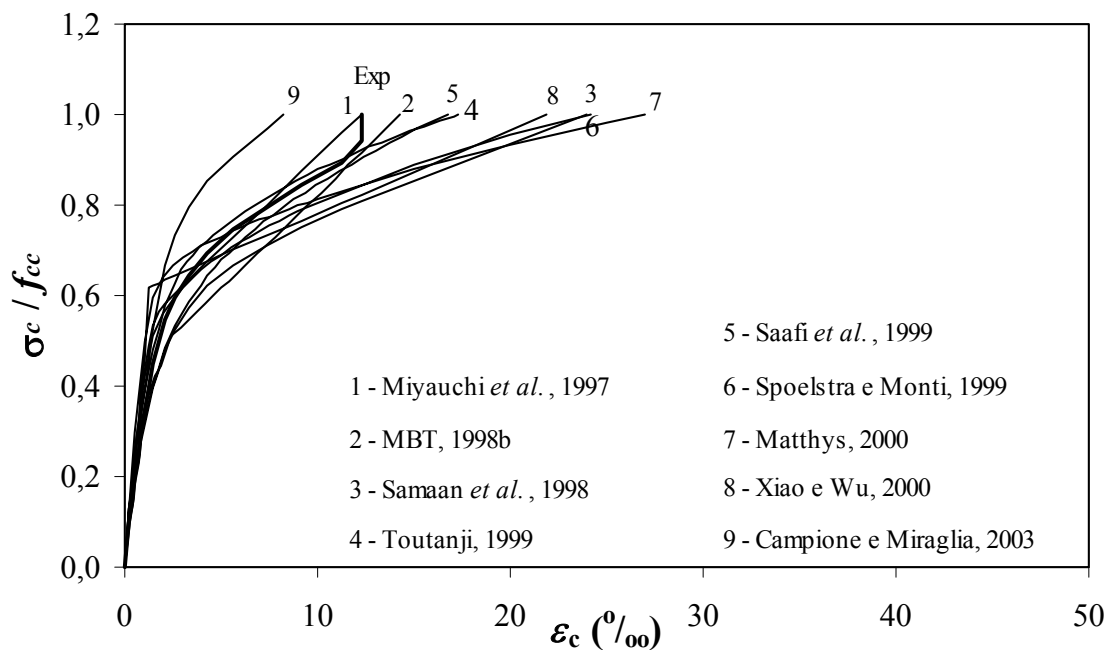
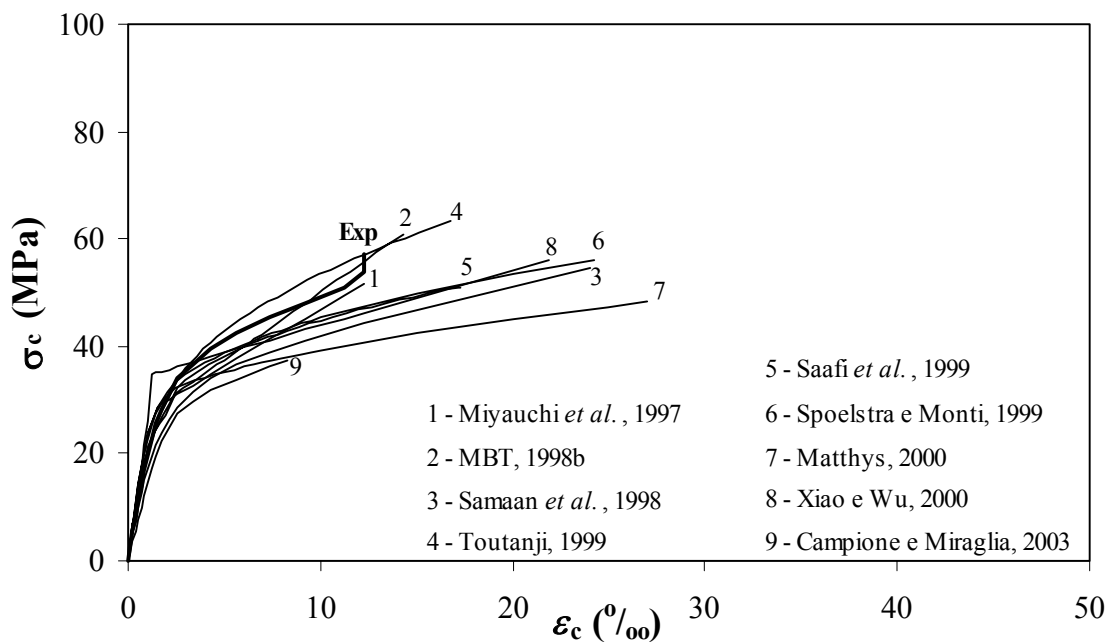


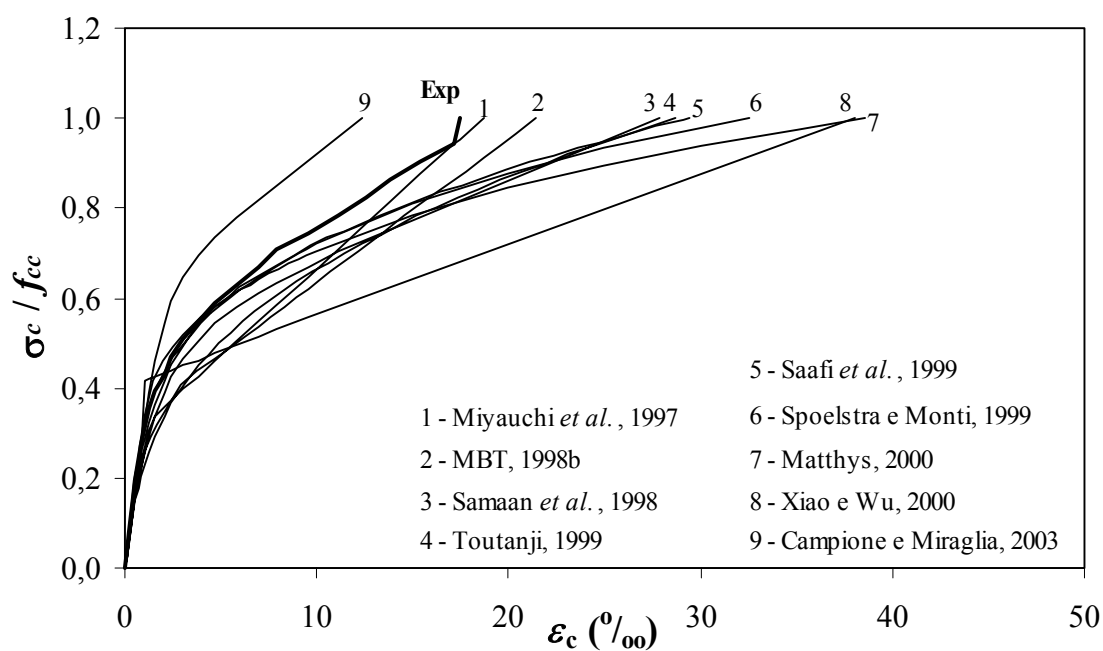
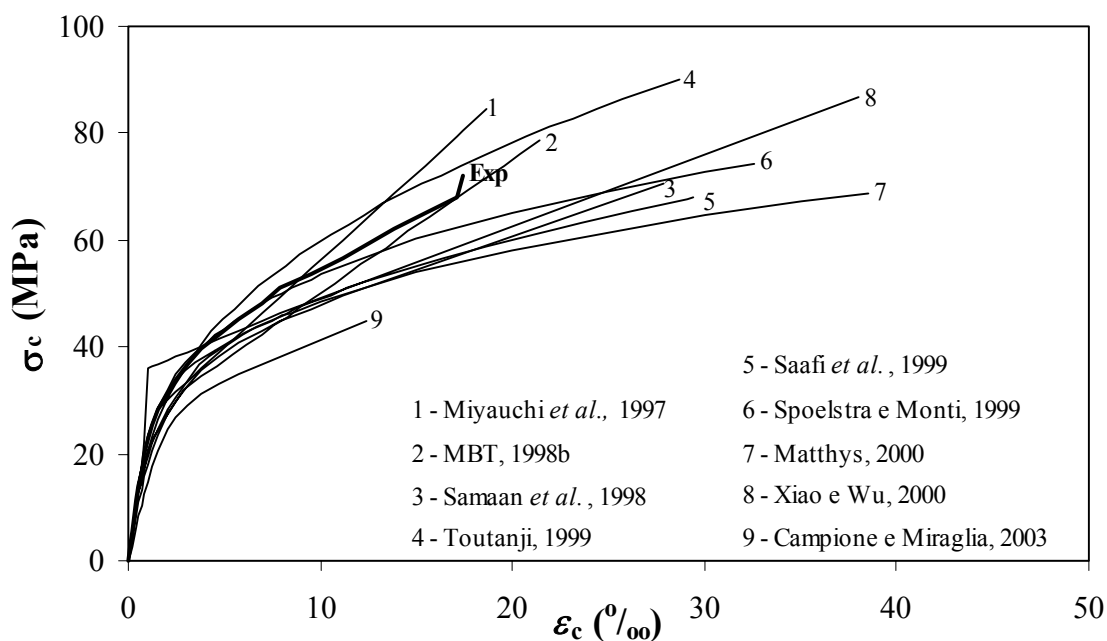
Figura 6.34 – Curvas Taxa μ – Deformação Longitudinal dos Pilaretes do Grupo V

Nas Figuras 6.35 a 6.37 pode ser vista comparação entre curvas tensão – deformação longitudinal experimental e propostas por diferentes autores dos espécimes de pilaretes ensaiados. Constata-se que diferenças significativas podem existir entre as curvas propostas e entre estas e as experimentais. As propostas por TOUTANJI (1999b) e MATTHYS (2000) foram as que mais se aproximaram da tendência de comportamento das curvas experimentais dos espécimes de seção circular e quadrada, respectivamente. A proposta por CAMPIONE e MIRAGLIA (2003) não prevê trecho descendente nas curvas tensão – deformação do concreto confinado de pilares de seção quadrada.



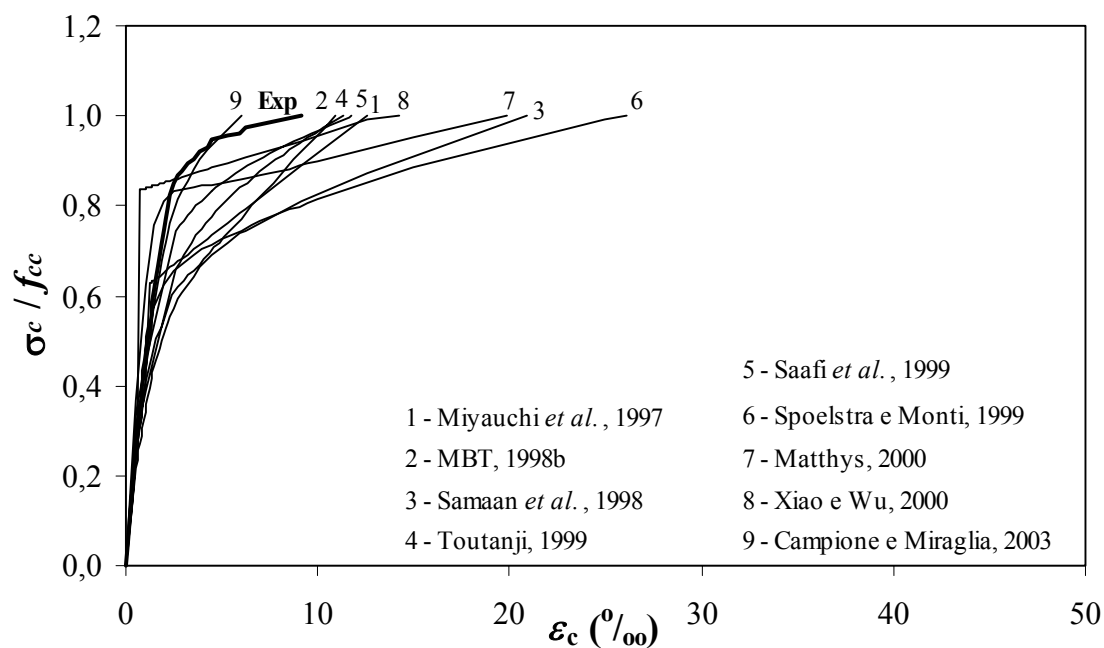
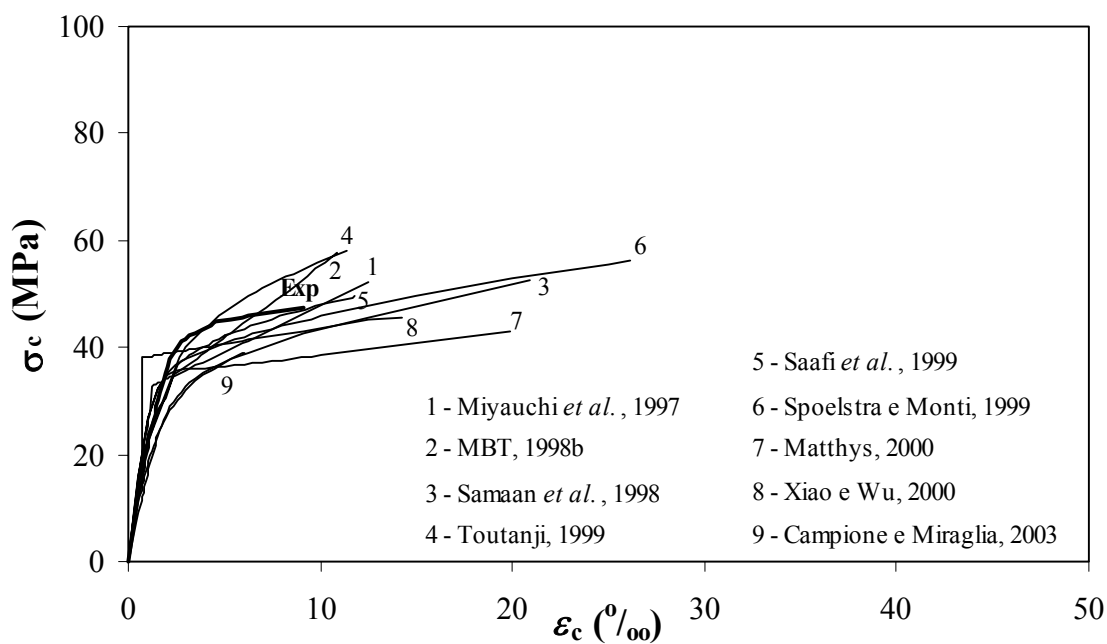
Grupo II – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,8$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continua)



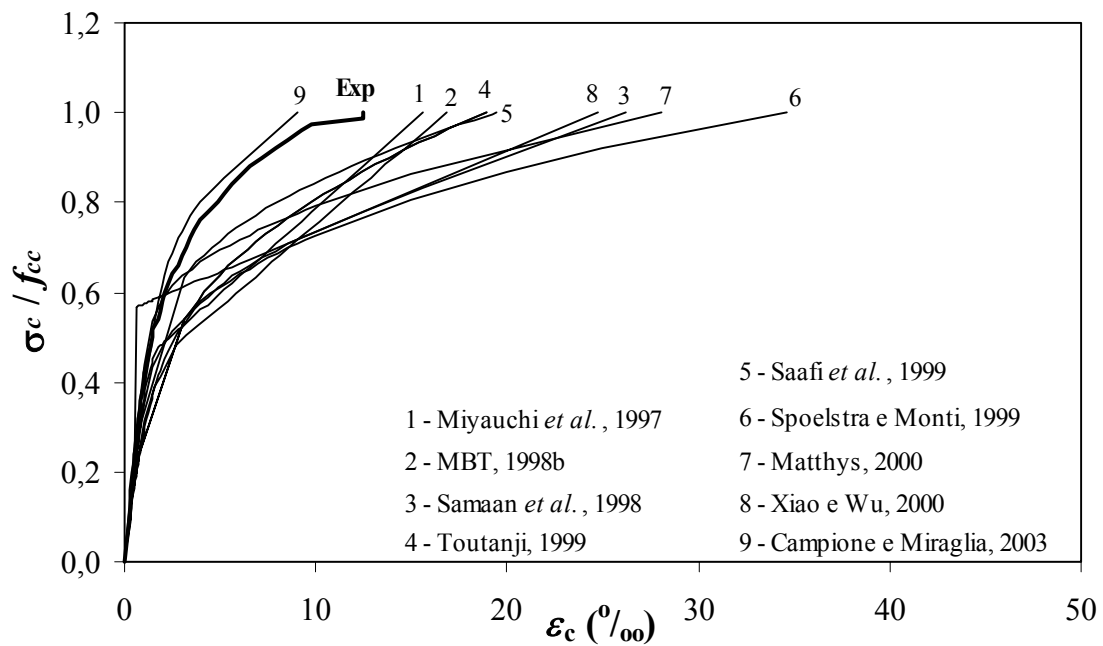
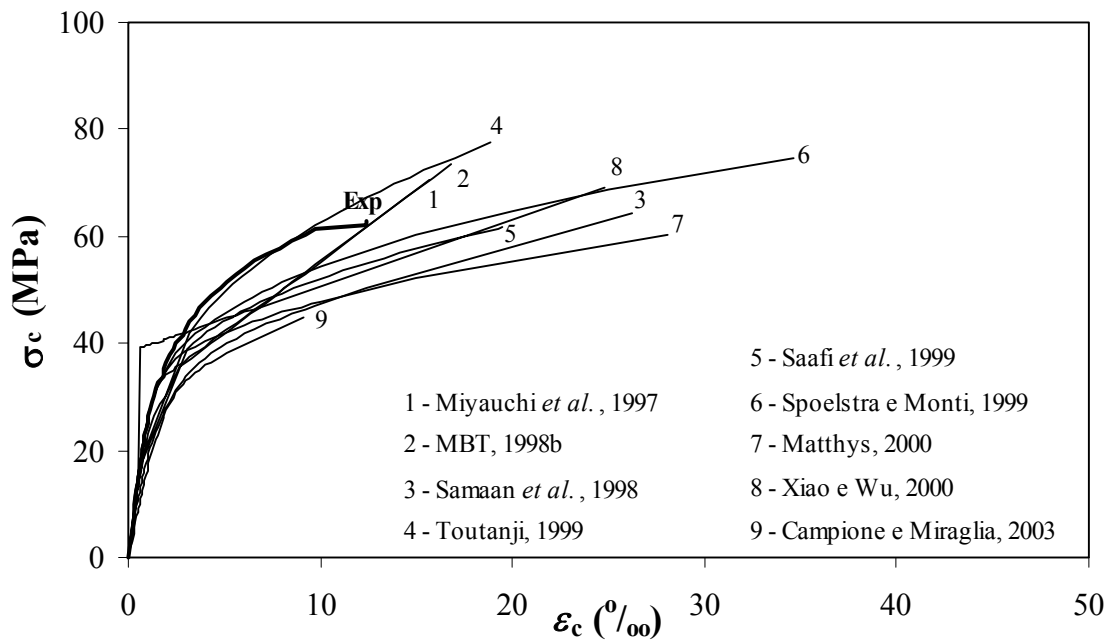
Grupo II – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,8$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilares de Concreto Simples de Seção Circular Ensaçados (Continua)



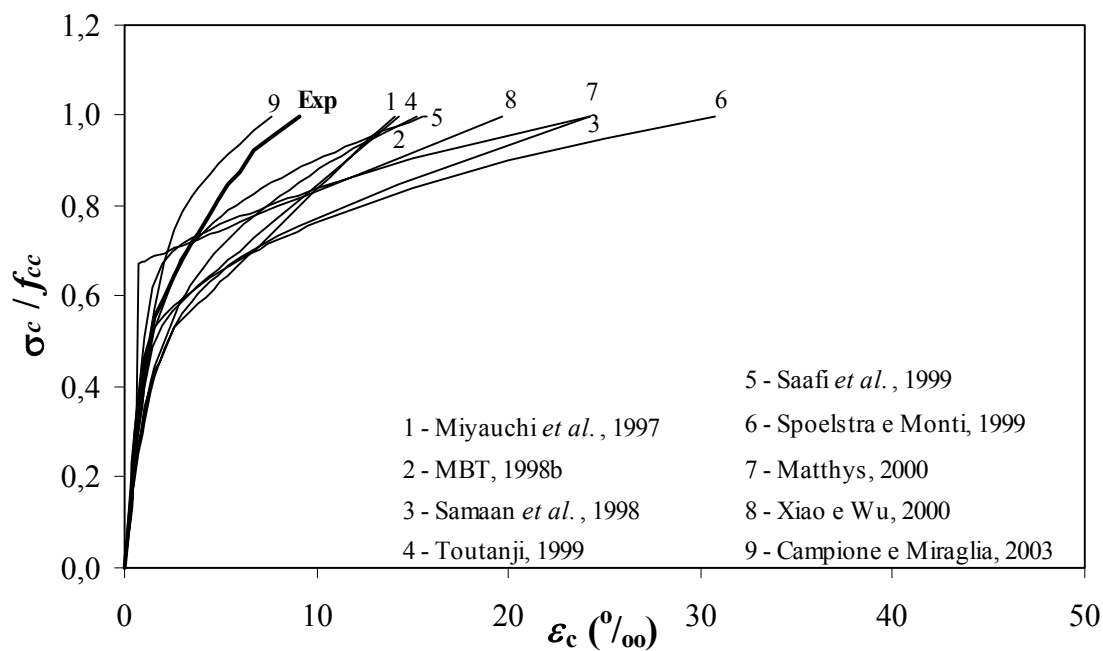
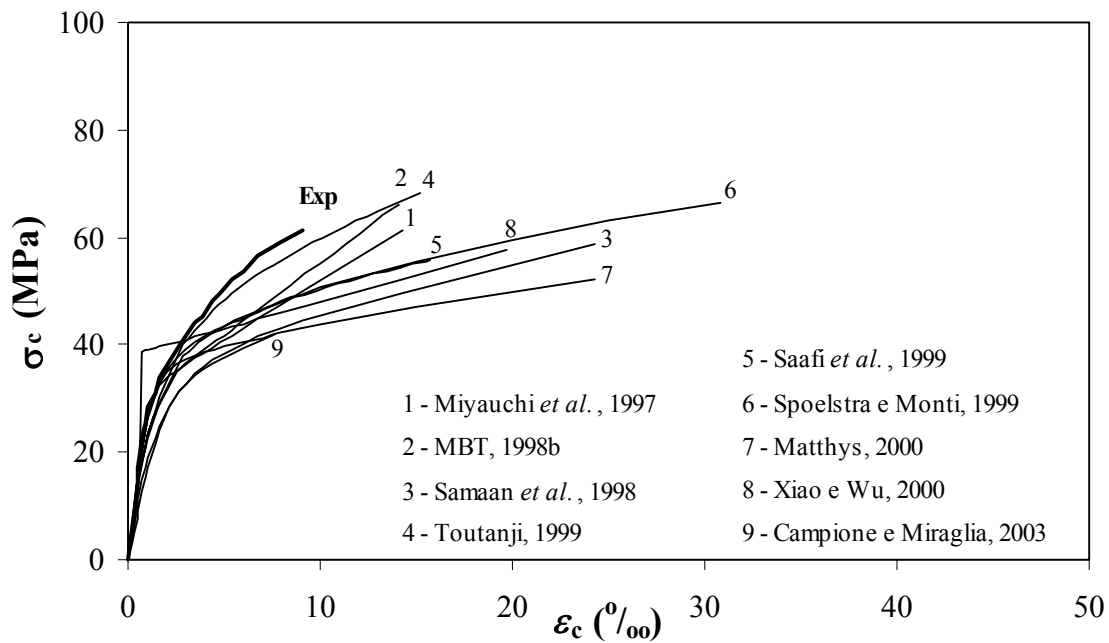
Grupo III – 1 Camada de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continua)



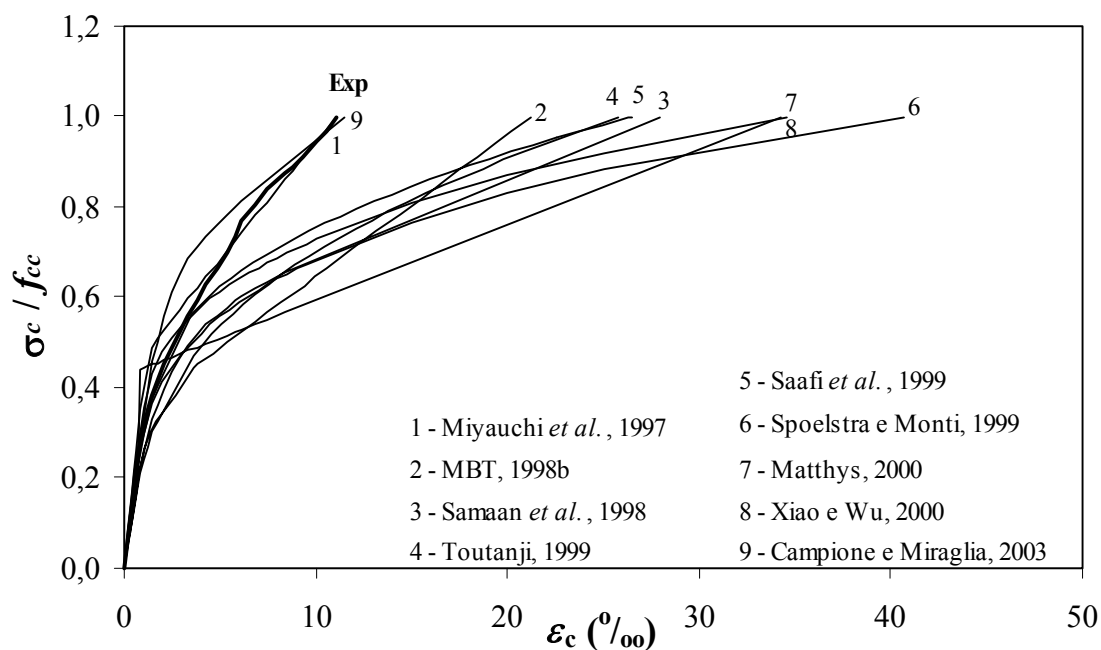
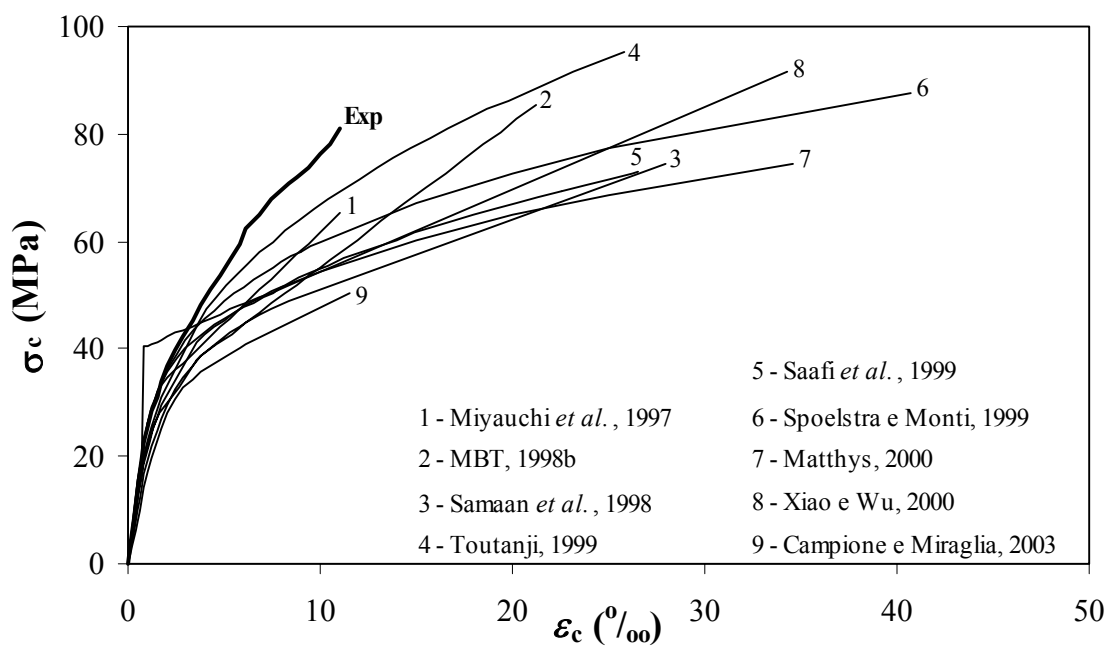
Grupo III – 2 Camadas de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continua)



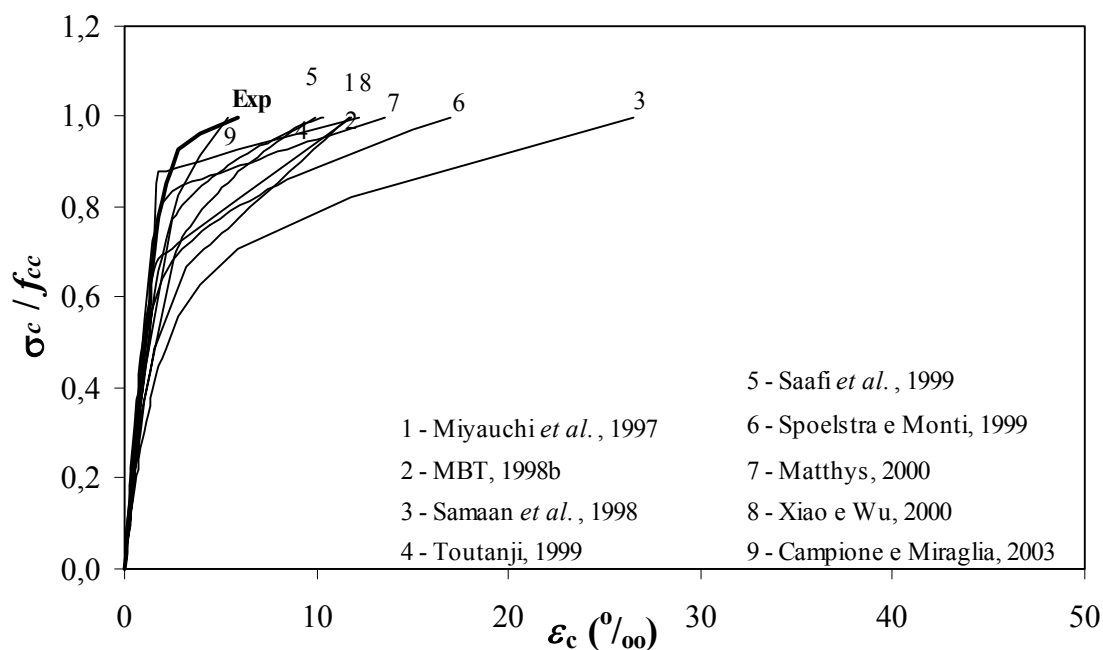
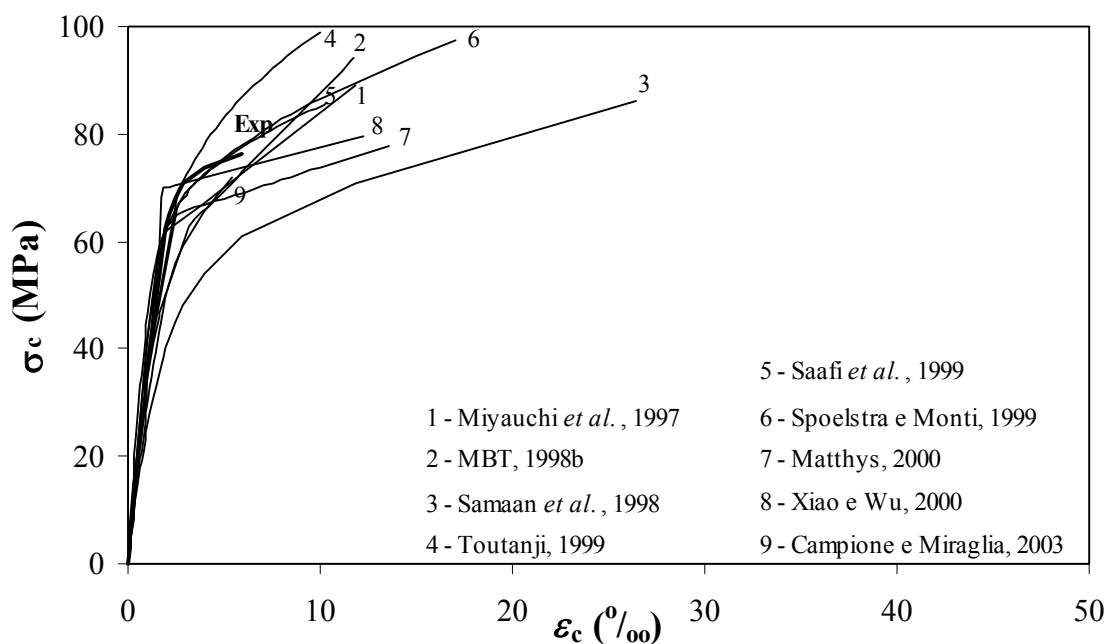
Grupo IV – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continua)



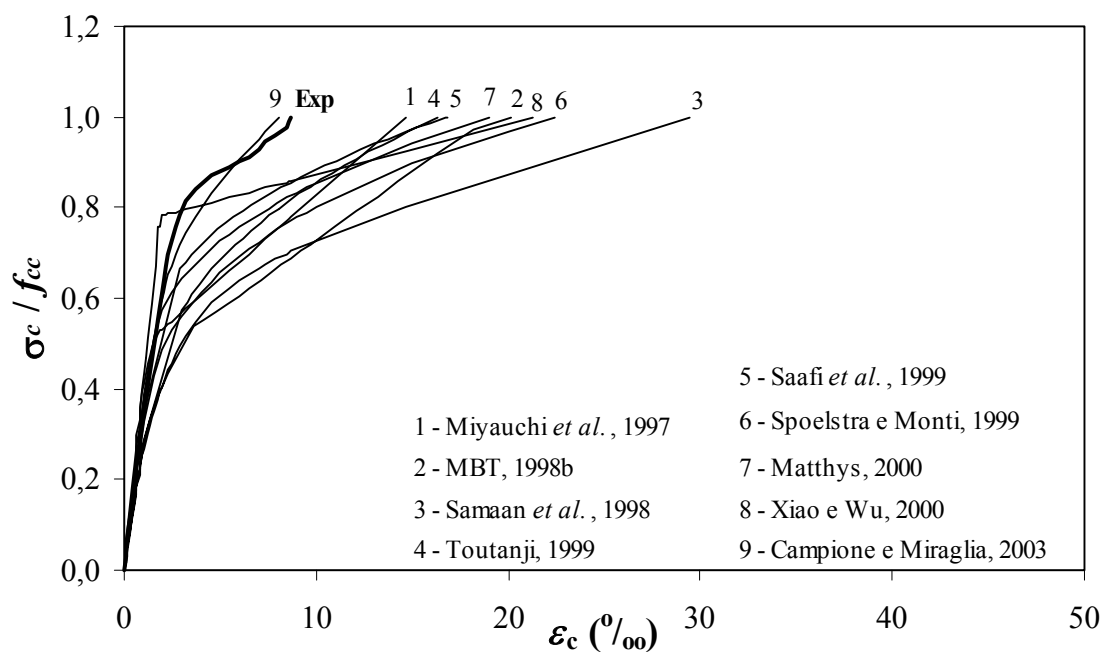
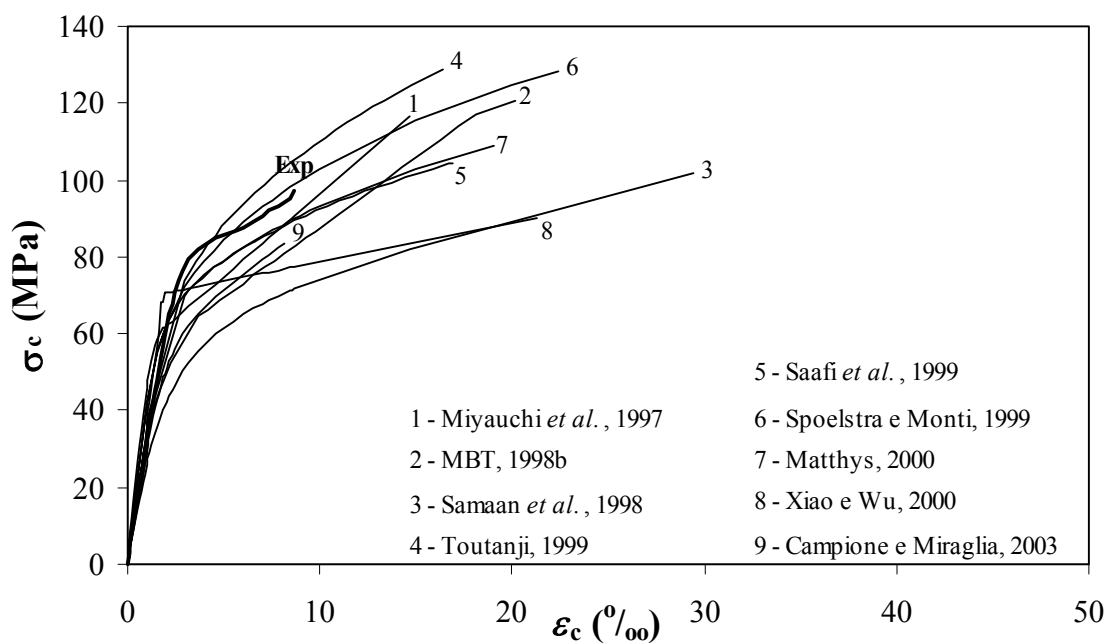
Grupo IV – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continua)



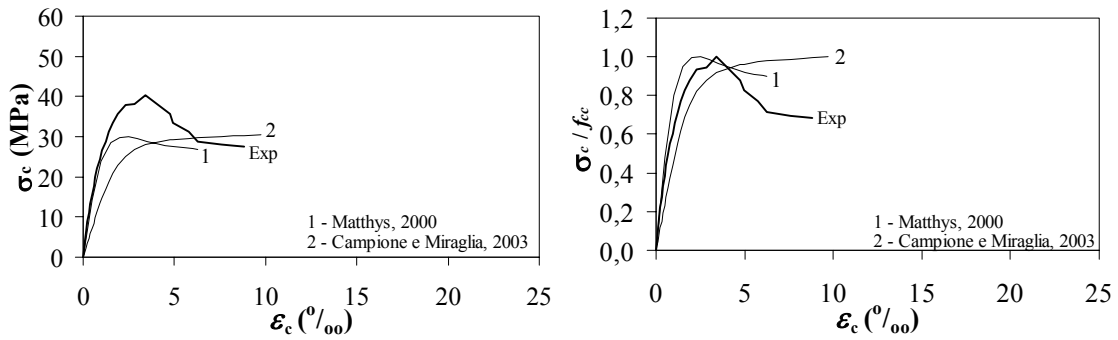
Grupo V – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 61,7$ MPa

Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilares de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continua)

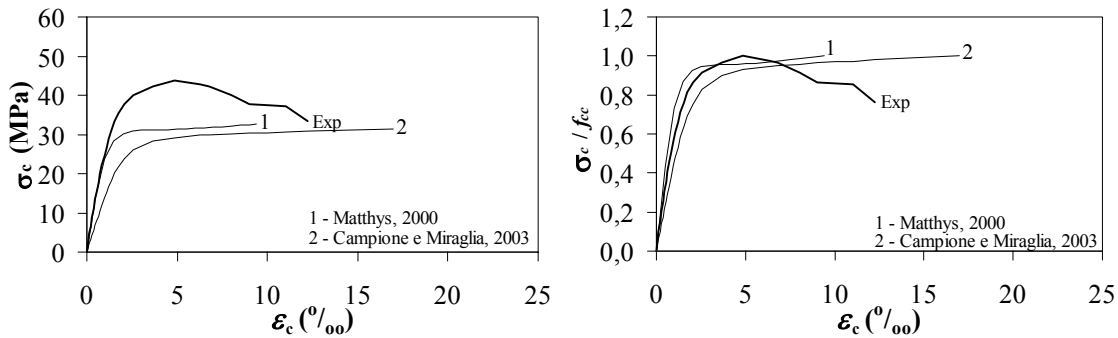


Grupo V – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 61,7$ MPa

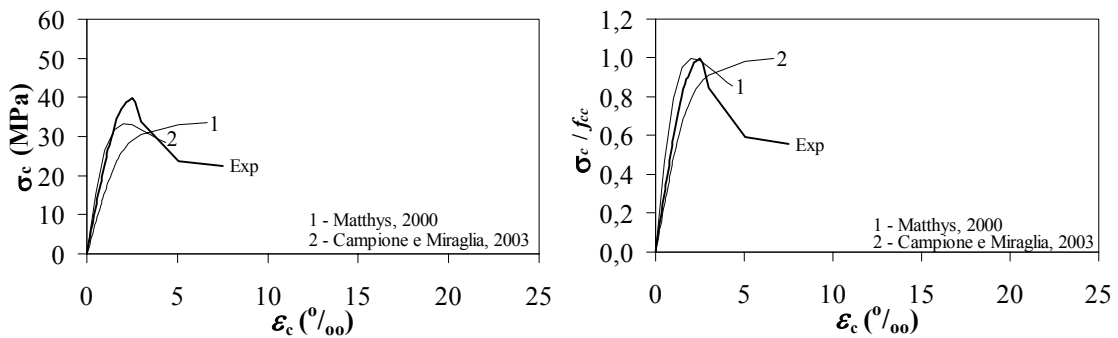
Figura 6.35 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilares de Concreto Simples de Seção Circular Ensaaiados (Continuação)



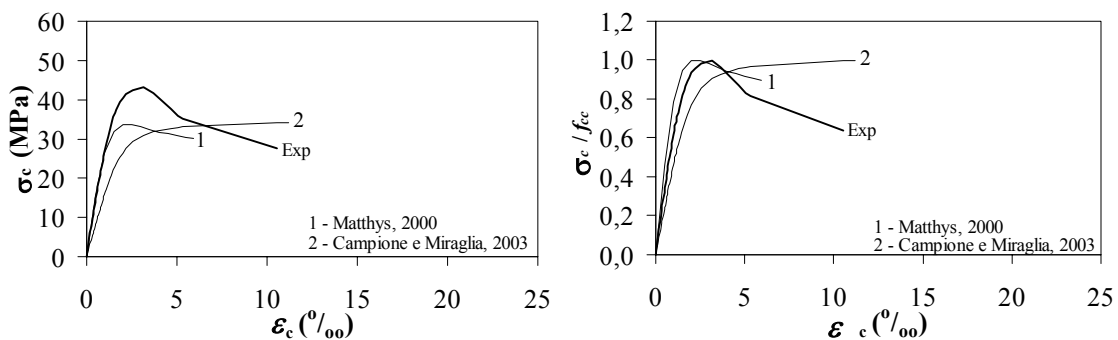
Grupo II – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,5$ MPa



Grupo II – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,5$ MPa

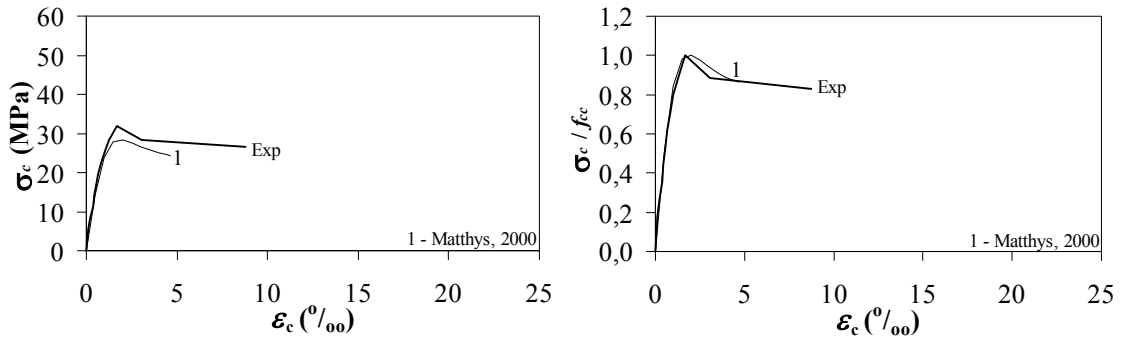


Grupo III – 1 Camada de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 33,2$ MPa

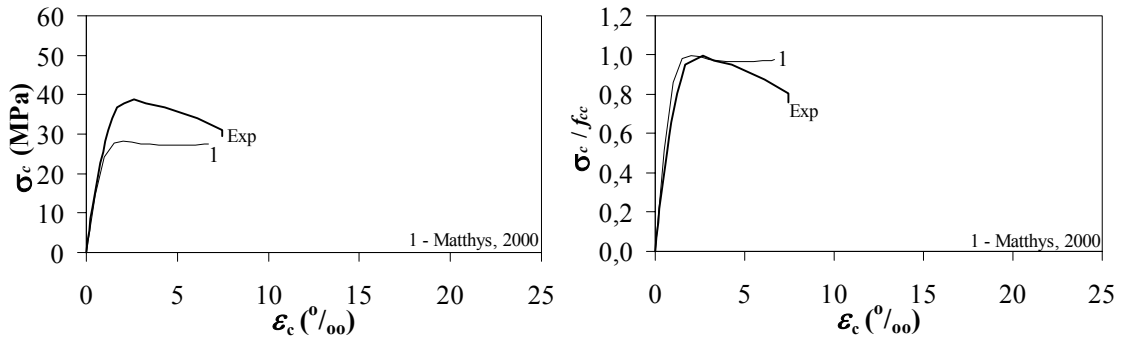


Grupo III – 2 Camadas de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 33,2$ MPa

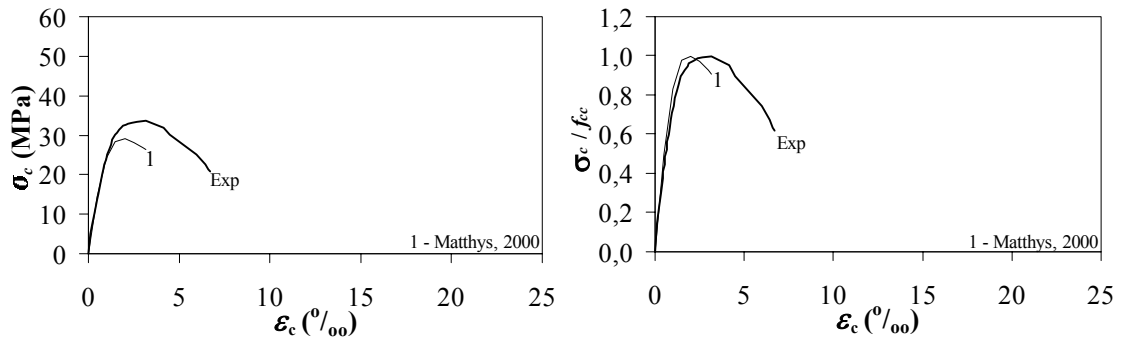
Figura 6.36 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilares de Concreto Simples de Seção Quadrada Ensaaiados



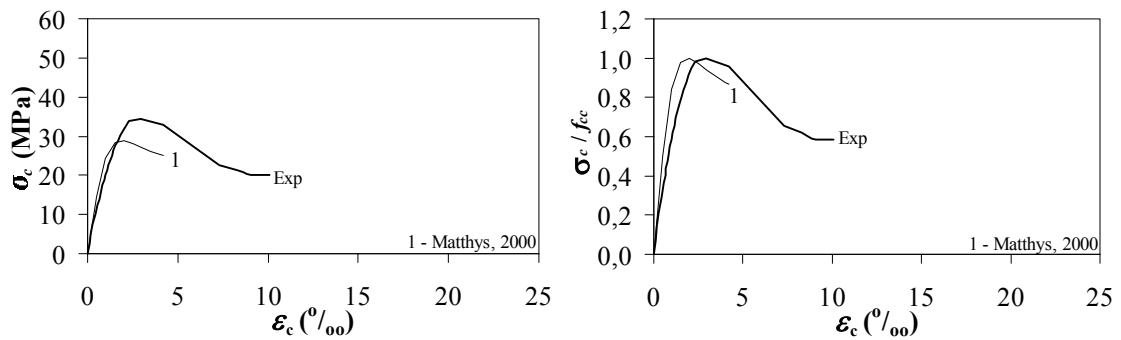
Grupo II – 1 Camada de Reforço – 94 mm x 188 mm x 300 mm – $f_{co} = 28,8$ MPa



Grupo II – 2 Camadas de Reforço – 94 mm x 188 mm x 300 mm – $f_{co} = 28,8$ MPa



Grupo III – 1 Camada de Reforço – 141 mm x 242 mm x 450 mm – $f_{co} = 29,4$ MPa



Grupo III – 2 Camadas de Reforço – 141 mm x 242 mm x 450 mm – $f_{co} = 29,4$ MPa

Figura 6.37 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculadas Segundo Diferentes Autores para Pilares de Concreto Simples de Seção Retangular Ensaados

6.3.2 – Análise dos Resultados de Vários Estudos

Os dados analisados neste item referem-se aos espécimes de pilaretes de concreto simples ensaiados, cujas características e propriedades estão descritas no programa experimental, junto com os extraídos da literatura.

6.3.2.1 – Resistência

Na Figura 6.38 podem ser vistos os resultados de f_{cc}/f_{co} obtidos neste trabalho (v. Tabela 6.7, pág. 264) e encontrados na literatura, em função de f_l/f_{co} , para pilaretes de concreto simples de diferentes tipos de seção transversal confinados externamente com compósitos de resina e fibras, e as retas que se aproximam destes resultados, cujas expressões são:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2,00 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.8)$$

para pilaretes de seção circular;

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0,47 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.9)$$

para pilaretes de seção quadrada;

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0,40 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.10)$$

para pilaretes de seção retangular;

Observa-se da Figura 6.38 que a resistência à compressão relativa cresce com o aumento da tensão relativa lateral de confinamento, havendo, entretanto, uma grande diferença entre os resultados de acordo com o tipo de seção transversal dos pilaretes.

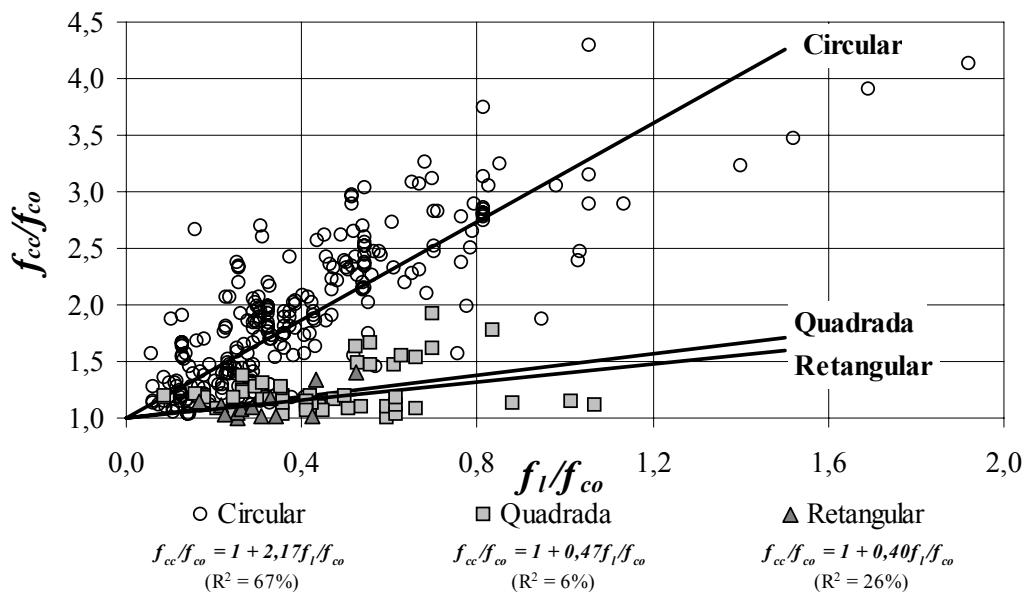


Figura 6.38 – Curvas Resistência Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtidas dos Resultados Deste Trabalho e dos Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Diferentes Seções Transversais

A comparação entre as resistências relativas calculadas segundo as diferentes expressões das Tabelas 4.7 (pág. 169) e 4.8 (pág. 172) e as experimentais verificadas em 256 elementos de seção circular é feita na Figura 6.39. Esta comparação para as expressões da Tabela 4.8 e 56 elementos de seção quadrada e 13 de seção retangular é apresentada nas Figuras 6.40 e 6.41, respectivamente. Cada resistência experimental usada nessas comparações é a média das obtidas em 2 ou 3 ensaios de espécimes com reforço contínuo.

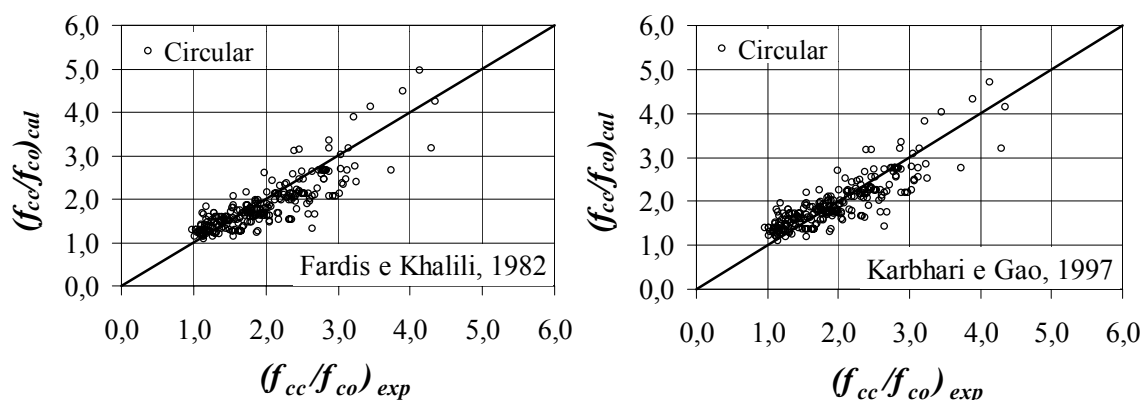


Figura 6.39 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continua)

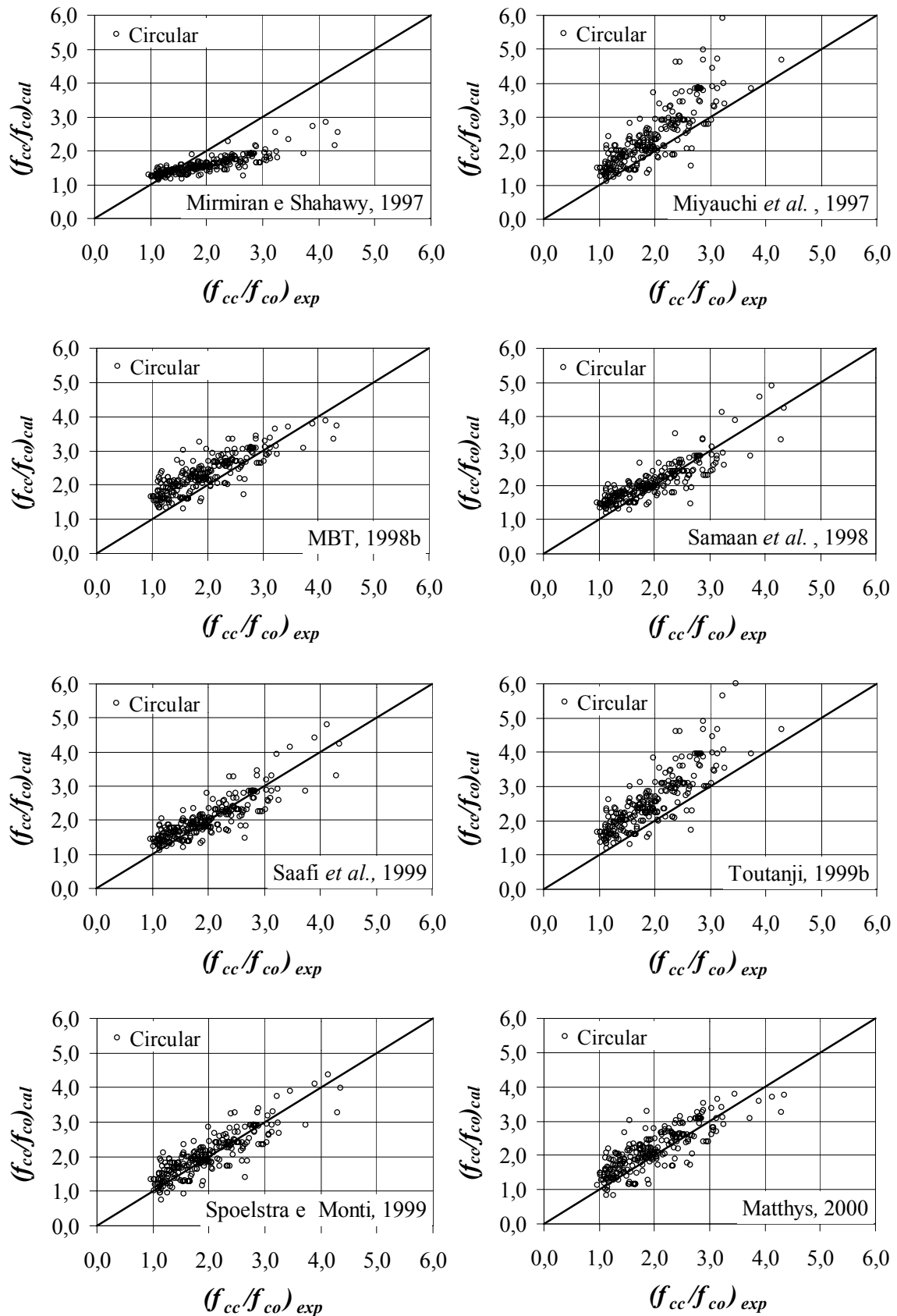


Figura 6.39 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilares de Concreto Simples de Seção Circular (Continua)

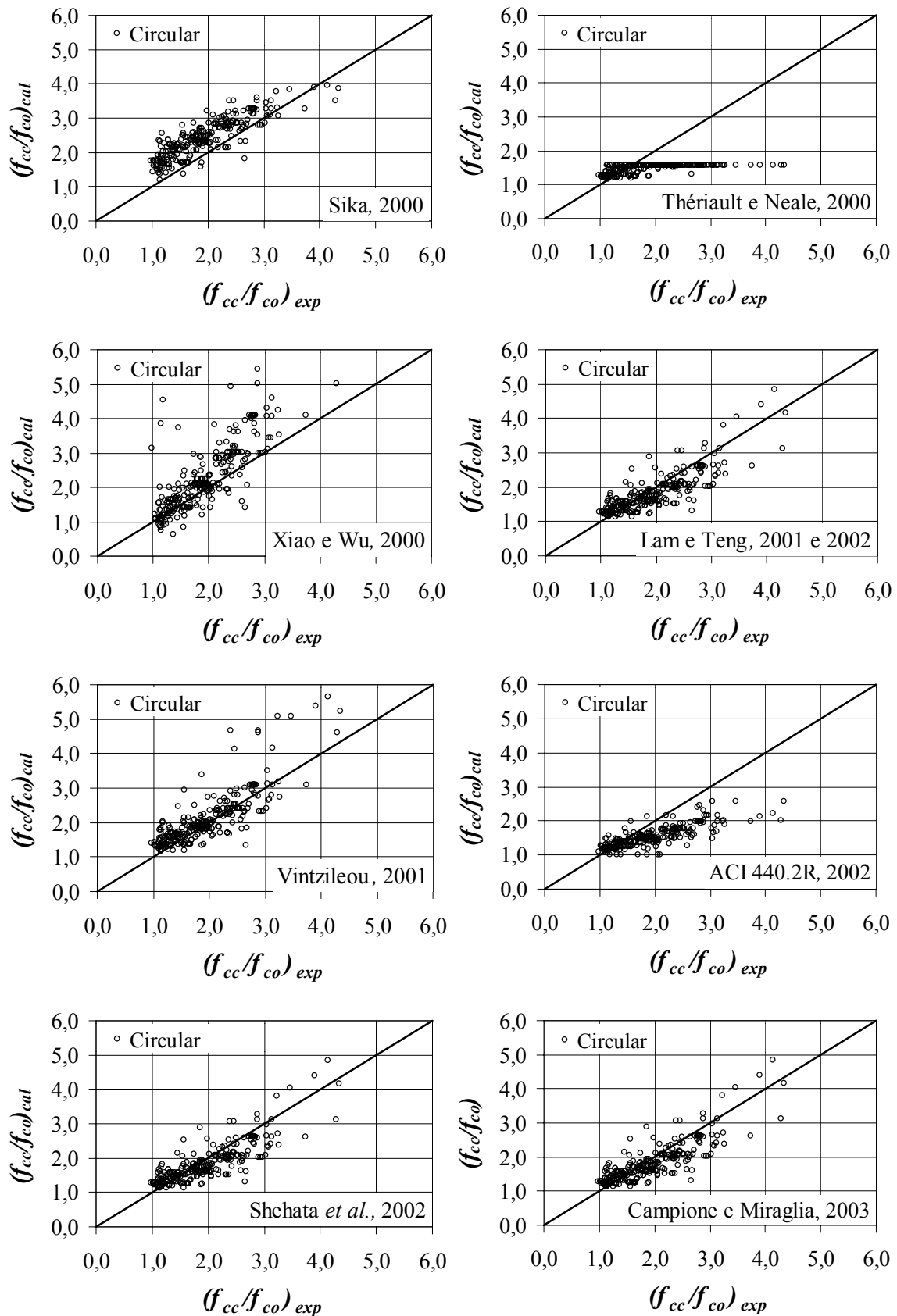


Figura 6.39 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continuação)

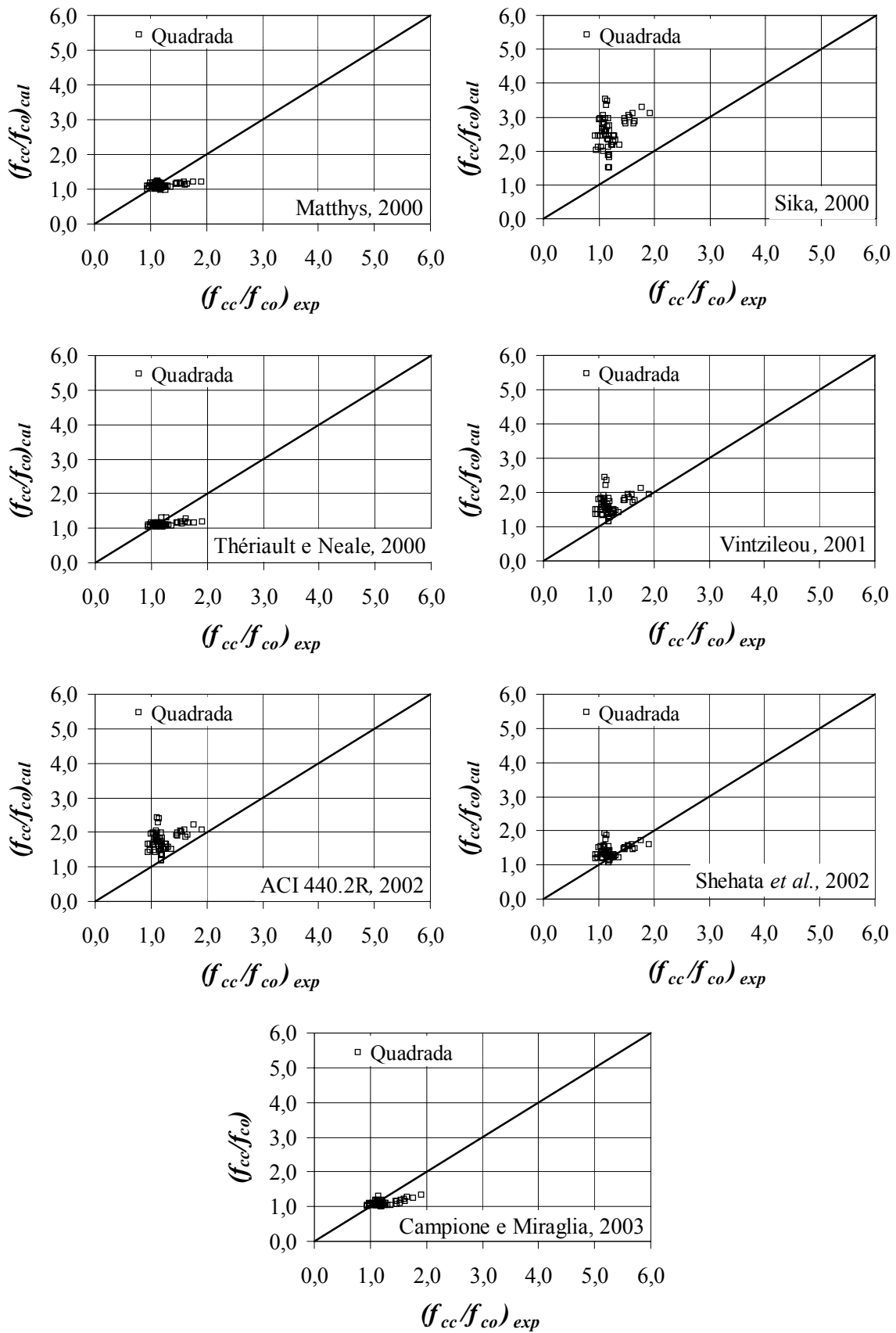


Figura 6.40 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada

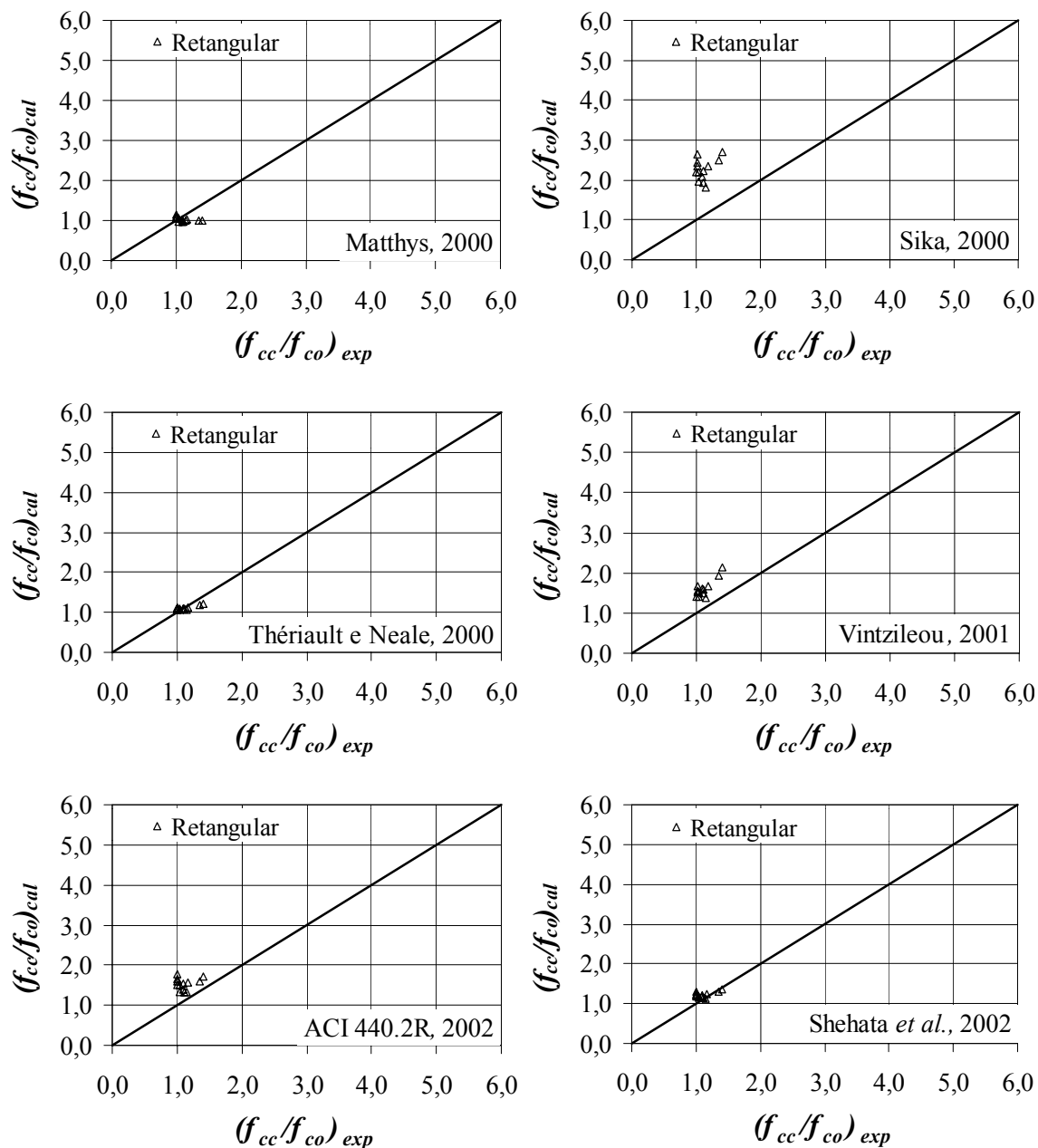


Figura 6.41 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diferentes Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular

Os valores da média e do desvio padrão das relações $(f_{cc}/f_{co})_{exp}/(f_{cc}/f_{co})_{cal}$ relativos a cada expressão analisada encontram-se na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $(f_{cc}/f_{co})_{exp}/(f_{cc}/f_{co})_{cal}$ Relativos a Cada Expressão Analisada

Autor	Média	Desvio Padrão
SEÇÃO CIRCULAR		
THÉRIAULT e NEALE (2000)	1,29	0,38
MIRMIRAN e SHAHAWY (1997)	1,24	0,26
FARDIS e KHALILI (1982)	1,07	0,19
LAM e TENG (2001, 2002); SHEHATA <i>et al.</i> (2002); CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	1,07	0,20
KARBHARI e GAO (1997)	1,01	0,18
SPOELSTRA e MONTI (1999)	0,98	0,19
SAAFI <i>et al.</i> (1999)	0,97	0,17
SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	0,95	0,17
VINTZILEOU (2001)	0,95	0,18
MATTHYS (2000)	0,93	0,19
XIAO e WU (2000)	0,91	0,24
MBT (1998b)	0,84	0,16
MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	0,84	0,17
SIKA (2000); ACI 440.2R (2002)	0,80	0,15
TOUTANJI (1999b)	0,77	0,14
SEÇÃO QUADRADA		
CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	1,12	0,15
MATTHYS (2000)	1,11	0,17
THÉRIAULT e NEALE (2000)	1,10	0,17
SHEHATA <i>et al.</i> (2002)	0,90	0,15
VINTZILEOU (2001)	0,77	0,14
ACI 440.2R (2002)	0,72	0,13
SIKA (2000)	0,49	0,11
SEÇÃO RETANGULAR		
MATTHYS (2000)	1,09	0,16
THÉRIAULT e NEALE (2000)	1,00	0,09
SHEHATA <i>et al.</i> (2002)	0,91	0,08
ACI 440.2R (2002)	0,73	0,10
VINTZILEOU (2001)	0,70	0,06
SIKA (2000)	0,50	0,07

Nessa tabela e na Figura 6.39 verifica-se que, para o caso de seções circulares, as expressões de THÉRIAULT e NEALE (2000) e de MIRMIRAN e SHAHAWY (1997) é destacadamente mais conservadora que as demais, levando também à maior dispersão de resultados, e as de SIKA (2000), ACI 440.2R (2002) e de TOUTANJI (1999b) são as menos conservadoras. Para os casos de seções quadrada e retangular (v. Figuras 6.40 e 6.41), as expressões de CAMPIONE e MIRAGLIA (2003) e de MATTHYS (2000) são as mais conservadoras e a da SIKA (2000) é distintamente menos conservadora que as outras. A proposta por THÉRIAULT e NEALE (2000) levou a resultados conservadores, pois limita a tensão lateral de confinamento de elementos de seção circular e a deformação última em 2‰ para pilares de seções quadrada e retangular (v. Tabela 4.8, pág. 172).

6.3.2.2 – Deformação Última

A expressão oriunda de ajuste linear de resultados de $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ obtidos neste trabalho (v. Tabela 6.9 pág. 268) e encontrados na literatura em função de f_l/f_{co} (v. Figura 6.42), para pilaretes de concreto simples de seção circular confinados externamente com compósitos de resina e fibras, é a seguinte:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 16,9 \frac{f_l}{f_{co}} \quad (6.11)$$

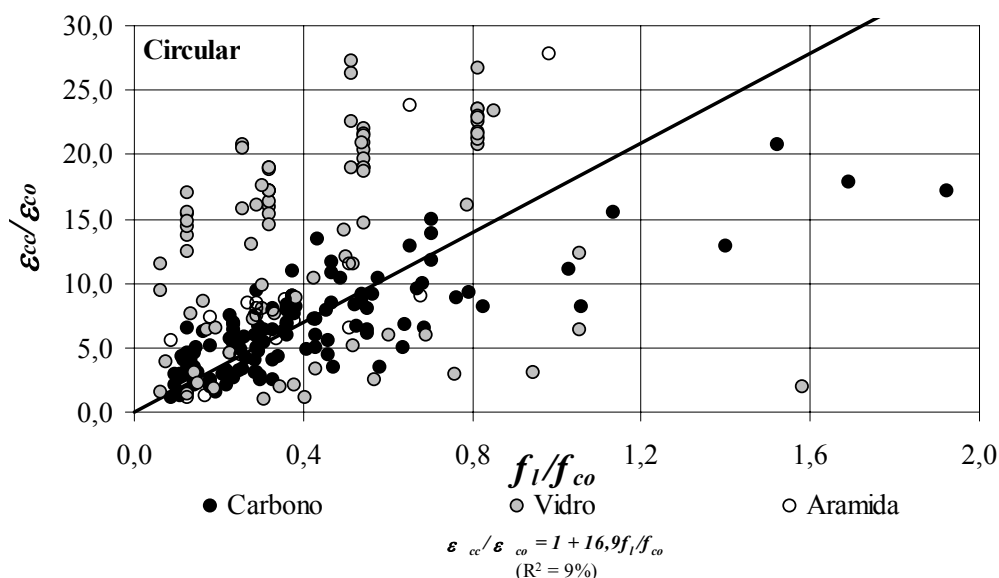


Figura 6.42 – Curva Deformação Última Relativa – Tensão Máxima Lateral de Confinamento Relativa Obtida dos Resultados Deste Trabalho e de Outros Autores para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular

Na Figura 6.42 nota-se que há uma grande dispersão entre os resultados e que a deformação última do concreto confinado parece depender do tipo de fibra usado no compósito. Assim, a Figura 6.43 apresenta os mesmos resultados de $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ da Figura 6.42, mas agora em função da relação $(f_{cc}/f_{co})/(f_l/E_f)$, além da curva de ajuste desses resultados, dada por:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 495 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} \frac{f_l}{E_f} 10^3 \right)^{0,5} \quad (6.12)$$

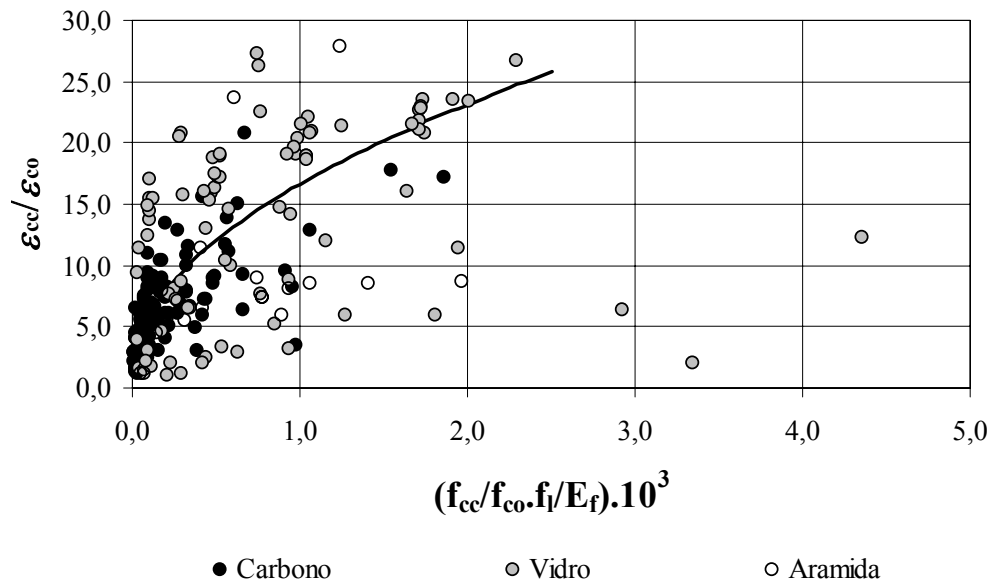


Figura 6.43 – Curva Deformação Última Relativa – Relação $(f_{cc}/f_{co} \cdot f_l/E_f)$ Obtida dos Resultados Deste Trabalho e dos Outros Autores de Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular

Para seções quadrada ou retangular, a expressão de $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ em função da relação $(f_{cc}/f_{co})/(f_l/E_f)$ é a Eq. 6.13, representada na Figura 6.44.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 295 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} \frac{f_l}{E_f} 10^3 \right)^{0,5} \quad (6.13)$$

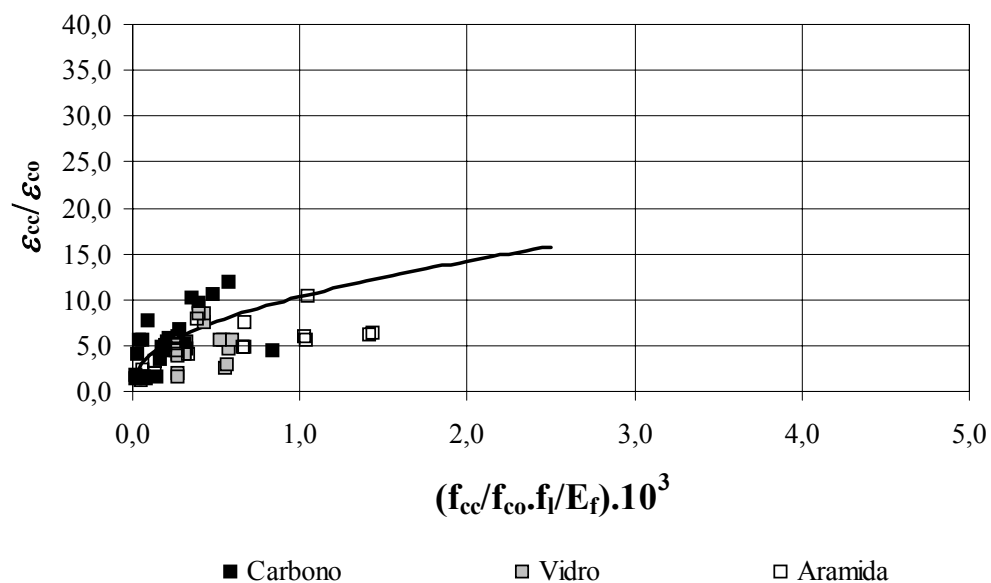


Figura 6.44 – Curva Deformação Última Relativa – Relação $(f_{cc}/f_{co} \cdot f_l/E_f)$ Obtida dos Resultados Deste Trabalho e dos Outros Autores de Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada e Retangular

A Figura 6.45 mostra comparação entre as deformações últimas longitudinais relativas calculadas segundo as diferentes expressões da Tabela 4.9 (pág. 176) e as Eq. 4.82 a 4.93 (pág. 175) e as experimentais verificadas em 233 elementos de seção circular.

Apresenta-se nas Figuras 6.46 e 6.47 essa comparação para 58 elementos de seção quadrada e 11 de seção retangular considerando-se para as expressões das Equações 4.82 a 4.93.

Nessas comparações, cada deformação última experimental usada é a média das obtidas nos ensaios de 2 ou 3 espécimes iguais com reforço contínuo.

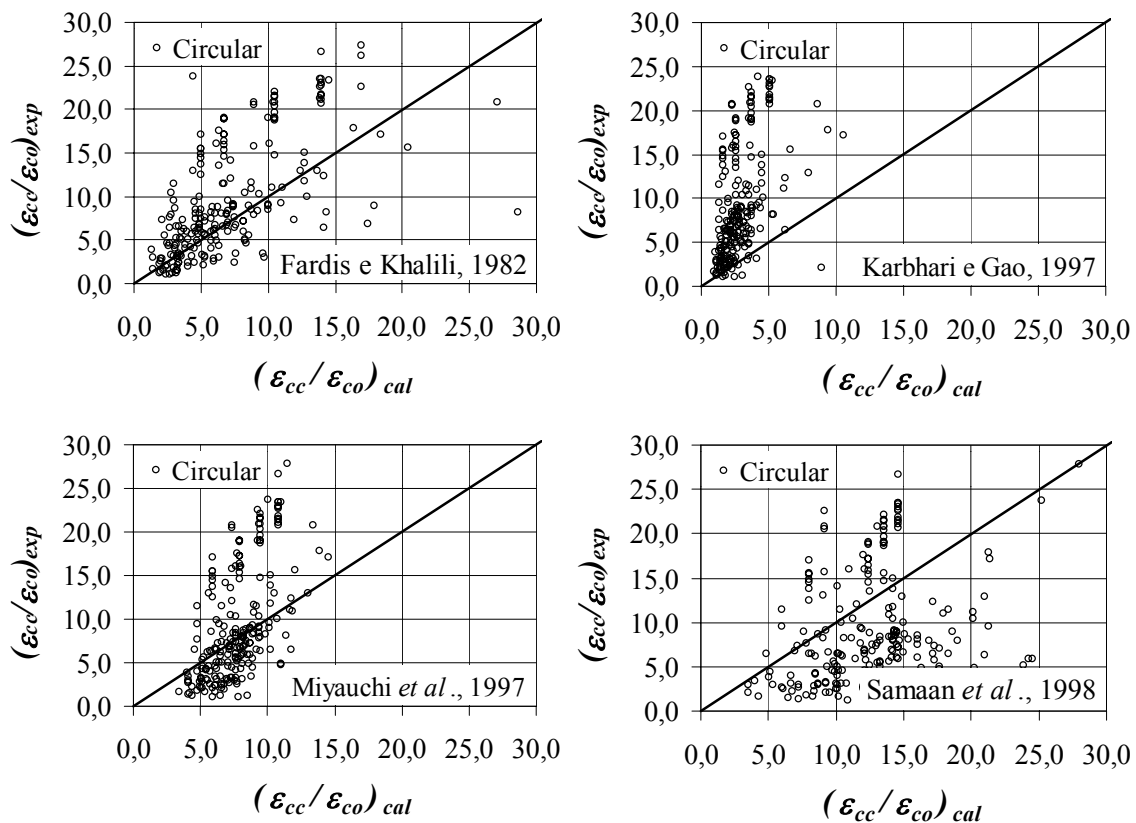


Figura 6.45 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continua)

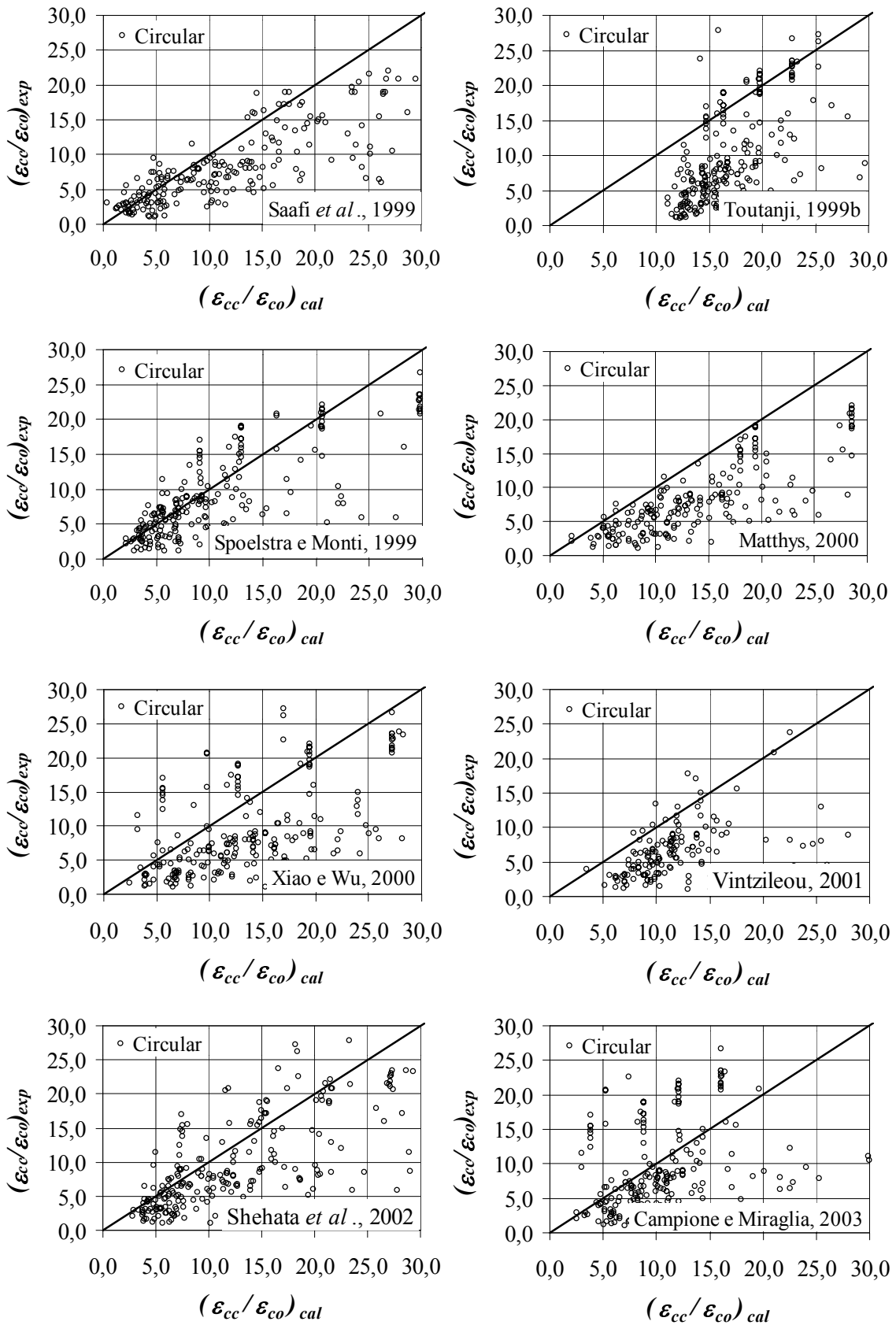


Figura 6.45 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo Diferentes Expressões para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continuação)

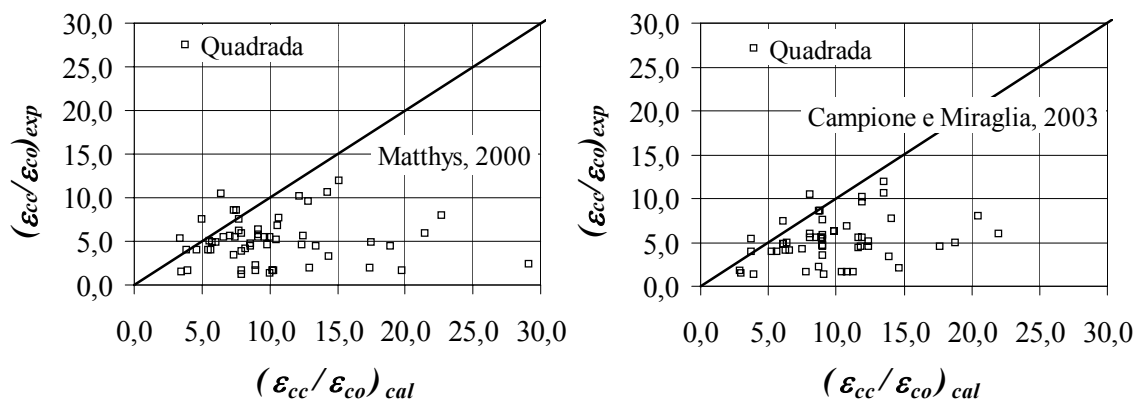


Figura 6.46 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo MATTHYS (2000) e CAMPIONE e MIRAGLIA (2003) para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada

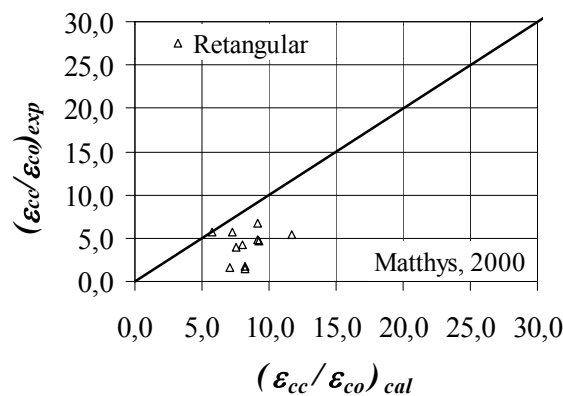


Figura 6.47 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo MATTHYS (2000) para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular

Na Tabela 6.11 podem ser vistos os valores da média e do desvio padrão das relações $(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{cal}/(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{exp}$ correspondentes a cada expressão analisada.

Nota-se nessa tabela e na Figura 6.45 que, para o caso de seções circulares, as expressões de VINTZILEOU (2001) e de TOUTANJI (1999b) conduzem a resultados bem superiores aos das demais expressões, induzindo a maiores valores de ductilidade que os que ocorrem na realidade, ao passo que a expressão de KARBHARI e GAO (1997) é distintamente a mais conservadora. Em se tratando de seções quadrada e

retangular (v. Figuras 6.46 e 6.47), as expressões de CAMPIONE e MIRAGLIA (2003) e de MATTHYS (2000) levam, em média, a resultados iguais cerca de 3 vezes os reais.

Tabela 6.11 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações Relativos a Cada $(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{cal}/(\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co})_{exp}$ Expressão Analisada

Autor	Média	Desvio Padrão
SEÇÃO CIRCULAR		
VINTZILEOU (2001)	3,61	5,08
TOUTANJI (1999b)	3,09	2,55
MATTHYS (2000)	2,43	2,26
SAMAAN <i>et al.</i> (1998)	2,32	2,54
XIAO e WU (2000)	2,26	2,26
CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	2,05	2,69
SHEHATA <i>et al.</i> (2002)	1,87	1,80
SPOELSTRA e MONTI (1999)	1,78	2,21
SAAFI <i>et al.</i> (1999)	1,73	1,46
MIYAUCHI <i>et al.</i> (1997)	1,33	1,09
FARDIS e KHALILI (1982)	1,17	1,30
KARBHARI e GAO (1997)	0,46	0,42
SEÇÃO QUADRADA		
CAMPIONE e MIRAGLIA (2003)	3,56	4,54
MATTHYS (2000)	3,03	2,89
SEÇÃO RETANGULAR		
MATTHYS (2000)	2,57	1,58

6.4 – Análise da Microestrutura do Compósito de Reforço

A análise da microestrutura favorece o entendimento das propriedades, características e do comportamento de um material que compõe o sistema de reforço de uma estrutura.

Foram coletados espécimes das folhas e do compósito de resina e fibras de carbono que compuseram o reforço dos pilaretes e vigotas de concreto simples ensaiados.

Utilizou-se o microscópio eletrônico de varredura JEOL JSM – 5800 LV (v. Figura 6.48) do Laboratório de Microscopia Eletrônica do IME, cujos dados são: filamento de tungstênio, tensão de aceleração do feixe eletrônico de 20 kV e distância de trabalho entre 20 mm e 35 mm .

A preparação inicial desses espécimes consistiu na deposição de material condutor inerte (ouro) por *sputtering* na sua superfície. Após os espécimes terem sido aderidos a um porta – amostras de aço inox de 70 mm de diâmetro (v. Figura 6.49) por meio de uma fita dupla face condutora e garantido o aterramento para que houvesse fluxo de elétrons, o conjunto porta – amostras e espécimes foi inserido numa câmara de vácuo.

O feixe eletrônico do microscópio eletrônico de varredura incidiu nos espécimes, gerando diversos sinais frutos do espalhamento do feixe pelos espécimes na câmara de vácuo. Como a superfície dos espécimes era rugosa e/ou fraturada, o detector de elétrons secundários foi acionado, pois permite adequada distinção de características morfológicas.

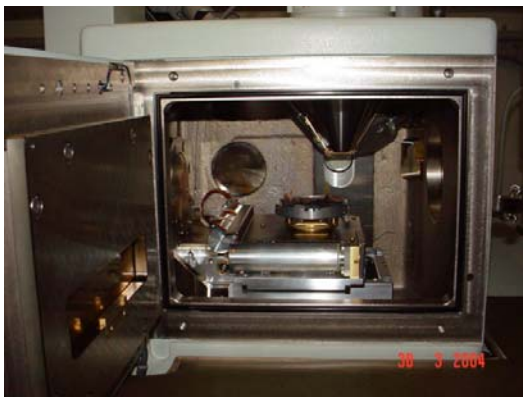
Feita a varredura e leitura, os elétrons foram convertidos em sinais num tubo de raios catódicos que gerou a imagem no monitor do microscópio eletrônico de varredura.



(a) Detalhe do MEV JEOL JSM – 5800 LV



(b) Detalhe do Conjunto Câmara de Vácuo, Detectores, Canhão e Lentes de Elétrons



(c) Detalhe da Câmara de Vácuo



(d) Detalhe do Monitor e Teclado

Figura 6.48 – Detalhes do Microscópio Eletrônico de Varredura JEOL JSM – 5800 LV



Figura 6.49 – Detalhe do Conjunto Porta – Amostras e Espécimes de Compósito de Resina e Fibras de Carbono

Detalhes da textura superficial (estrias) e da uniformidade do diâmetro da seção transversal das fibras de carbono, utilizadas neste trabalho, podem ser vistas na Figura 6.50. Pode-se notar que as fibras têm entre 7 μm e 10 μm de diâmetro.

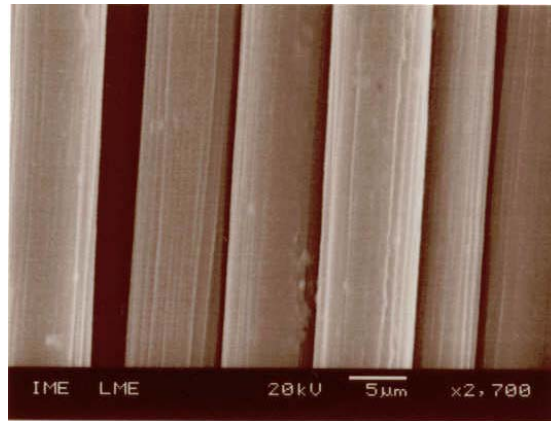
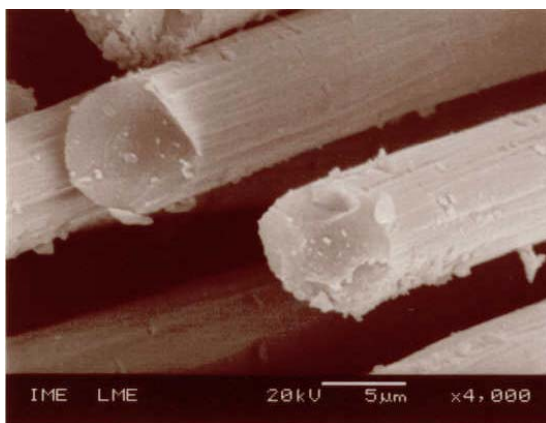
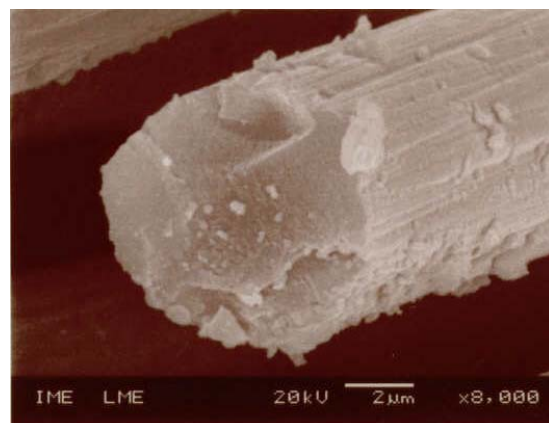


Figura 6.50 – Micrografia (MEV) das Fibras de Carbono Obtida por Imagem de Elétons Secundários (2700 X)

A Figura 6.51 mostra a micrografia do compósito fraturado, onde se pode observar que houve ruptura por clivagem, revelando a natureza frágil das fibras de carbono. Verifica-se que houve partículas de matriz aderidas à superfície das fibras, indicando que houve boa aderência na interface.



(a) Grau de Magnificação 4000 X



(b) Grau de Magnificação 8000 X

Figura 6.51 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído de um Pilar de Seção Transversal Circular do Grupo II, Obtida por Imagem de Elétons Secundários

A superfície de fratura do compósito extraído do canto de um espécime ensaiado de pilar de seção transversal retangular com 2 camadas de reforço pode ser observada na

Figura 6.52a. Nota-se que houve umectação das fibras pela matriz de resina epóxi, não ocorrendo formação de aglomerados de fibras. É possível perceber a presença de matriz de cimento *Portland* (concreto) aderida ao compósito de reforço. Detalhes que revelam o mecanismo de arrancamento lateral das fibras podem ser vistos na Figura 6.52b .

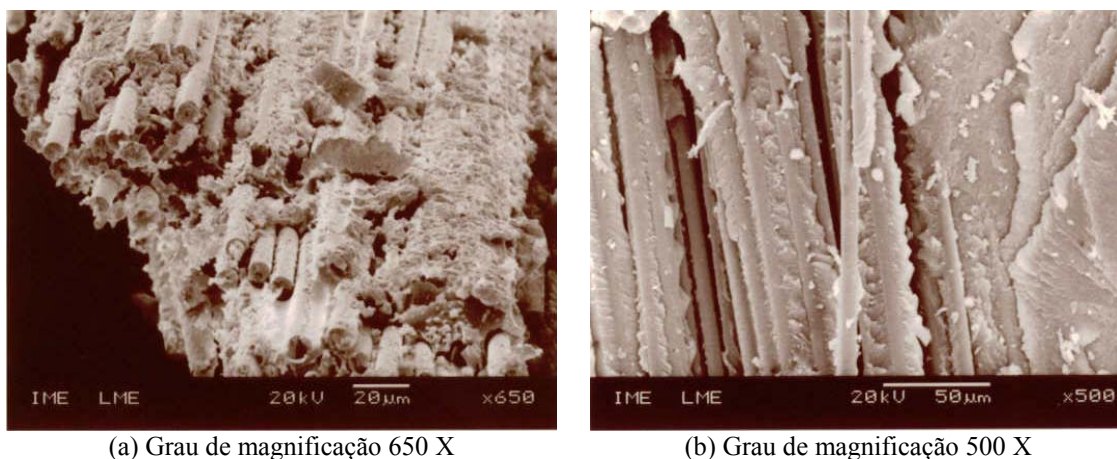
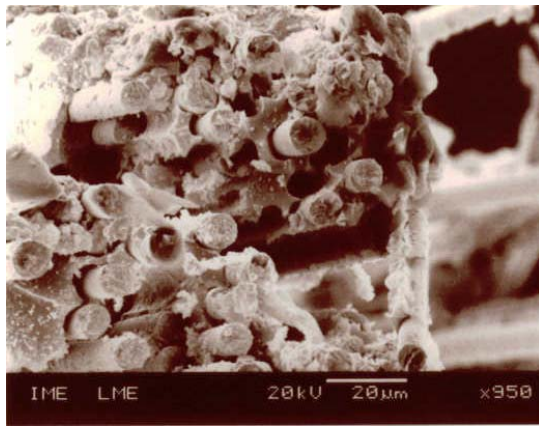


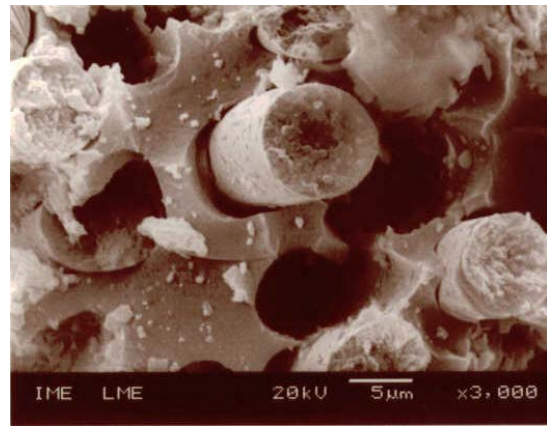
Figura 6.52 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído do Canto de um Pilar de Seção Transversal Retangular com 2 Camadas de Reforço do Grupo III, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários

O mecanismo de arrancamento das fibras de carbono (*pull – out*), oriundas de um espécime de pilar de seção transversal circular com 1 camada de reforço do grupo IV, pode ser visto na Figura 6.53. Conclui-se que houve ação total por parte da transferência de tensões entre as fibras e matriz de resina epóxi. Nota-se que a superfície da matriz de resina epóxi manteve a característica frágil, expressa pela sua textura lisa.

A matriz de cimento *Portland* (pasta) hidratado encontrada num espécime de compósito de resina e fibras de carbono, extraído de um pilar de seção transversal circular do grupo V com uma camada de reforço, é mostrada na Figura 6.54a. Nesta percebe-se a presença de silicato de cálcio hidratado C-S-H tipos I e II e a ausência de hidróxido de cálcio hidratado Ca(OH)_2 e aluminatos. O tipo I, fibrilar, indica regiões de maiores resistência e quantidade de silício, e o tipo II, massivo ou compacto, revela localidades de menores resistência e quantidade de silício. Visualiza-se nas Figuras 6.54b e 6.54c a presença de produtos de hidratação do cimento *Portland*, ou seja, houve boa aderência entre a cola e o concreto.

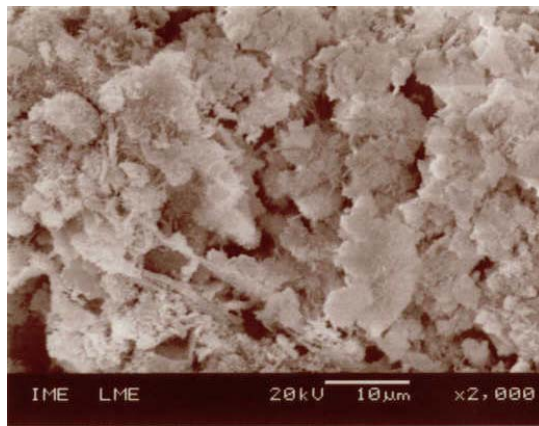


(a) Grau de magnificação 950 X

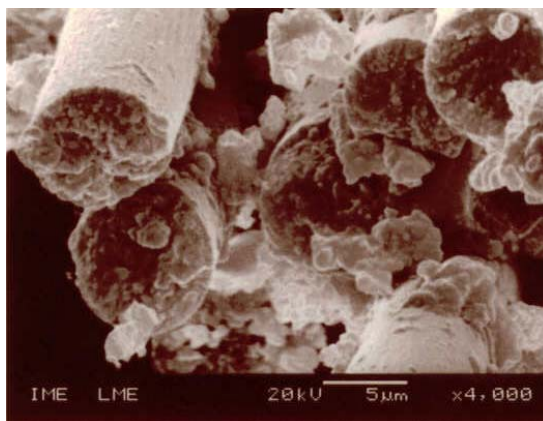


(b) Grau de magnificação 3000 X

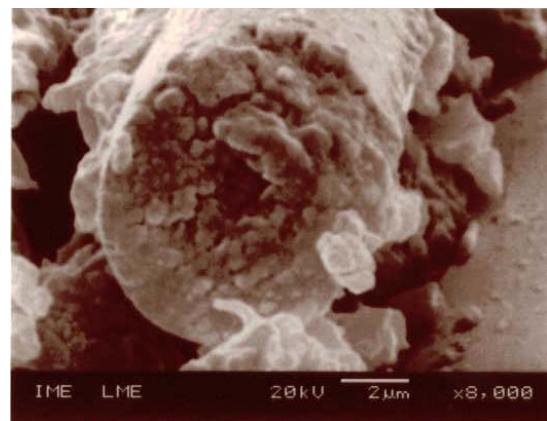
Figura 6.53 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído do Canto de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do Grupo III, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários



(a) Grau de magnificação 2000 X



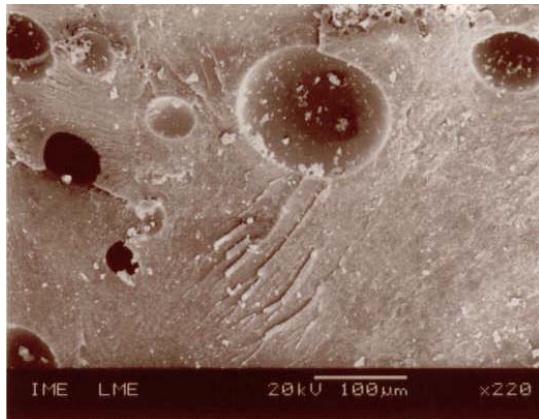
(b) Grau de magnificação 4000 X



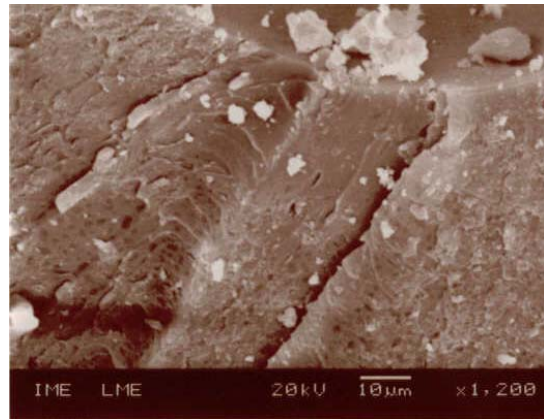
(c) Grau de magnificação 8000 X

Figura 6.54 – Micrografia (MEV) do Compósito Fraturado Extraído de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do grupo V, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários

A superfície de fratura da resina à base de epóxi pode ser vista na Figura 6.55. A imagem revela ruptura frágil, característica deste tipo de resina.



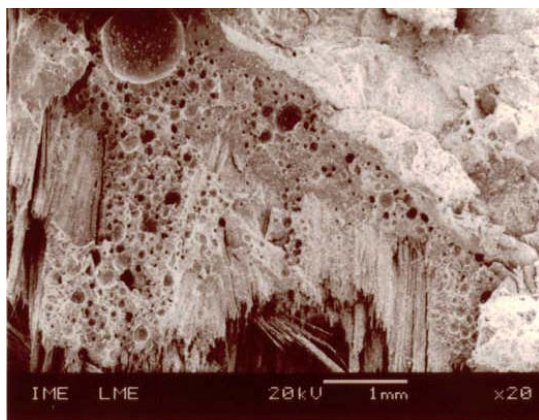
(b) Grau de magnificação 220 X



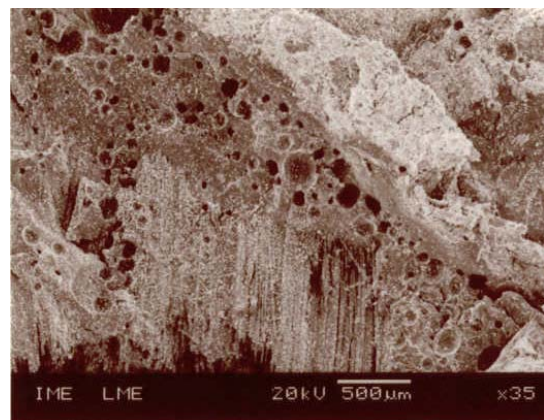
(c) Grau de magnificação 1200 X

Figura 6.55 – Micrografia (MEV) da Matriz de Resina Epóxi Extraída de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do grupo III, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários

A interface do composto de reforço – concreto é apresentada na Figura 6.56. Nota-se a ausência da zona de transição tradicional, rica em hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , embora se perceba a existência de uma camada de ligação (imprimação) rica em resina com elevada porosidade.



(b) Grau de magnificação 20 X



(c) Grau de magnificação 35 X

Figura 6.56 – Micrografia (MEV) da Interface Compósito de Reforço – Concreto Extraída de um Pilar de Seção Transversal Circular com 1 Camada de Reforço do grupo II, Obtida por Imagem de Elétrons Secundários

CAPÍTULO 7

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO PROPOSTOS

7.1 – Introdução

Neste capítulo são propostos critérios para dimensionamento de vigas e pilares de concreto armado reforçados com materiais compósitos de resina e fibras, que tiveram por base os resultados dos ensaios do programa experimental deste trabalho e os encontrados na literatura.

7.2 – Vigas

7.2.1 – Flechas

Para estimativa de flechas imediatas em vigas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras, podem ser utilizadas as expressões propostas por EL-MIHILMY e TEDESCO (2000b), listadas no item 3.4.4 (pág. 97).

Apesar de fornecer valores de flechas praticamente iguais aos calculados conforme o ACI 318 RM.2R (2002) e a norma NBR 6118 (2003) no estágio não fissurado do concreto (fase elástica), as expressões de EL-MIHILMY e TEDESCO (2000b) estimam com maior aproximação dos valores reais as flechas no estágio fissurado do concreto até o escoamento da armadura longitudinal interna de tração das vigas reforçadas à flexão com materiais compósitos de resina e fibras (v. Figuras 6.9 a 6.14, págs. 250 a 255).

As Equações 7.1 a 7.6 correspondem ao cálculo dos momentos de inércia da seção bruta de concreto I_c e da seção fissurada de concreto no estágio II I_{II} para vigas reforçadas (v. Figura 7.1).

Para seção retangular tem-se:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y_{CG} - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_s - 1)A_s(d - y_{CG})^2 + \alpha_f A_f (d_f - y_{CG})^2 \quad (7.1)$$

$$I_{II} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_s A_s (d - x)^2 + \alpha_f A_f (d_f - x)^2 \quad (7.2)$$

onde:

y_{CG} é a altura do centro de gravidade da seção bruta de concreto;

α_f é a relação entre os módulos de elasticidade do compósito e do concreto;

x é a altura da linha neutra, igual a:

$$x = -\frac{[\alpha_s(A_s + A'_s) + \alpha_f A_f]}{b} + \frac{\sqrt{[\alpha_s(A_s + A'_s) + \alpha_f A_f]^2 + 2b[\alpha_s(dA_s + d'A'_s) + \alpha_f d_f A_f]}}{b} \quad (7.3)$$

No caso de seção “T” tem-se:

$$I_c = \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left(y_{CG} - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b(h - h_f)^3}{12} + b(h - h_f) \left(\frac{h + h_f}{2} - y_{CG}\right)^2 + (\alpha_s - 1)A_s(d - y_{CG})^2 + \alpha_f A_f (d_f - y_{CG})^2 \quad (7.4)$$

$$I_{II} = \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f \left(x - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b(x - h_f)^3}{3} + \alpha_s [A_s(d - x)^2 + A'_s(x - d')^2] + \alpha_f A_f (d_f - x)^2 \quad (7.5)$$

sendo:

$$x = -\frac{[h_f(b_f - b) + \alpha_s(A_s + A'_s) + \alpha_f A_f]}{b} + \frac{\sqrt{[h_f(b_f - b) + \alpha_s(A_s + A'_s) + \alpha_f A_f]^2 + b[h_f^2(b_f - b) + 2\alpha_s(dA_s + d'A'_s) + \alpha_f d_f A_f]}}{b} \quad (7.6)$$

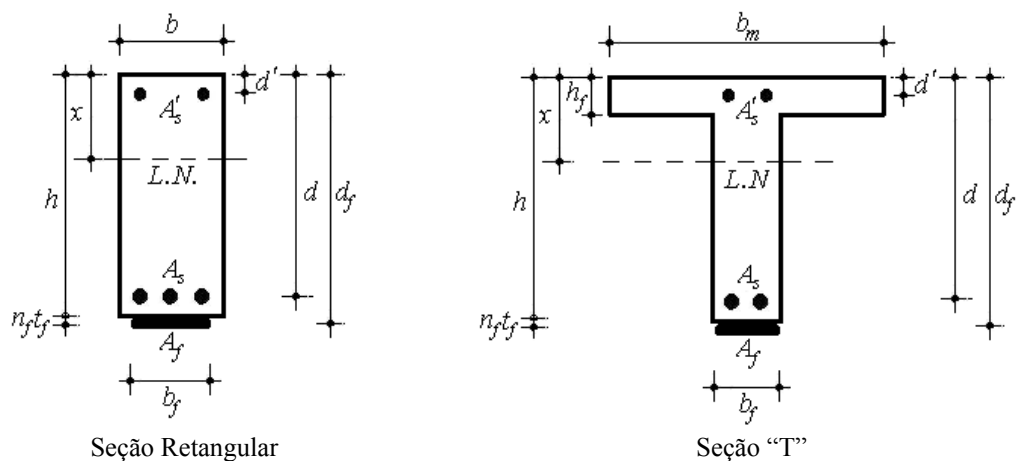


Figura 7.1 – Características de Vigas Reforçadas para Cálculo de Momento de Inércia

7.2.2 – Abertura de Fissuras de Flexão

Com o propósito de garantir a durabilidade, a funcionalidade e a aceitabilidade sensorial, faz-se necessário o controle da abertura de fissuras de flexão de vigas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras em serviço.

As Equações 3.33 a 3.36 (pág. 100), propostas pelo CEB (2001), podem ser utilizadas na estimativa da abertura característica de fissuras de flexão w_k de vigas reforçadas (v. Figura 6.15, pág. 257), cujo limite sugerido é de 0,3 mm. A norma NBR 6118 (2003) limita w_k em até 0,4 mm para que não seja atingido o estado limite de abertura de fissuras em vigas de concreto armado.

7.2.3 – Resistência à Flexão

Na avaliação da resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras, são consideradas as hipóteses da teoria da flexão simples e a monoliticidade da seção transversal da viga de concreto com a amadura de reforço.

Adota-se que as armaduras internas resistam ao peso próprio e a uma parte da sobrecarga, e a armadura de reforço colada resista apenas à outra parte da sobrecarga.

O estado inicial de carregamento da viga de concreto armado a ser reforçada deve ser considerado no dimensionado do reforço, cujos diagramas de tensão e deformação encontram-se na Figura 7.2.

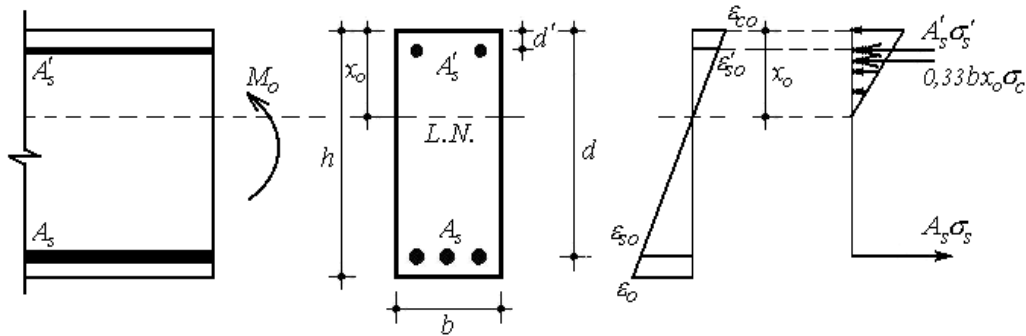


Figura 7.2 – Distribuição de Deformações e Forças ao Longo de Seção Transversal Retangular de Viga Antes do Reforço à Flexão

Com base na relação linear entre tensões e deformações e conhecendo o momento fletor atuante antes do reforço M_o , sem levar em conta os coeficientes de ponderação de ações e de resistência dos materiais, pode-se determinar os valores de tensões e deformações ao longo da altura da seção transversal da viga. Caso M_o seja menor que o momento de fissuração M_r (v. Equação 3.25, pág. 98), a deformação do bordo mais tracionado da viga sem reforço ε_o pode ser desprezada. Para valores de M_o maiores que M_r , o valor de ε_o é dado por:

$$\varepsilon_o = \varepsilon_{co} \frac{h - x_o}{x_o} \quad (7.7)$$

onde:

$$\varepsilon_{co} = \frac{M_o x_o}{E_{cs} I_{II}} \quad (7.8)$$

sendo:

$$x_o = - \frac{[\alpha_s (A_s + A'_s)] + \sqrt{[\alpha_s (A_s + A'_s)]^2 + 2b\alpha_s (dA_s + d' A'_s)}}{b} \quad (7.9)$$

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto, dado pela Equação 3.24 (pág. 97);

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, definido na Equação 7.2, para $x = x_o$.

Tendo sido medidos os valores de abertura máxima de fissuras de flexão e de espaçamento médio entre as fissuras, a deformação do bordo mais tracionado da viga sem reforço ε_o também pode ser estimada a partir da expressão proposta por VENTORINI (1996), que correlaciona a relação entre a abertura característica das fissuras de flexão e o espaçamento médio entre as fissuras w_k/s_m com a deformação da armadura longitudinal interna de tração antes do reforço ε_{so} . Assumindo que ε_o seja aproximadamente igual a ε_{so} , tem-se que:

$$\varepsilon_o \cong \varepsilon_{so} = \frac{4w_k}{3s_m} \quad (7.10)$$

Para uma estimativa prévia da área necessária da seção transversal da armadura de reforço à flexão A_f , supondo que os braços de alavanca da armadura interna longitudinal de tração e da armadura de reforço sejam iguais, e que a armadura interna longitudinal de compressão seja desprezada, pode-se utilizar a seguinte expressão:

$$A_f = \frac{\Delta M}{E_f \varepsilon_{fud} 0,87d} \quad (7.11)$$

onde:

ΔM é a diferença entre o momento fletor resistente da viga reforçada requerido e o momento fletor resistente da viga antes do reforço;

ε_{fud} é a deformação última de cálculo do material de reforço (v. Equação 7.18).

Como mostra a Figura 7.3, o valor do momento de cálculo a ser resistido por uma viga de concreto armado reforçada à flexão com materiais compósitos de resina e fibras para que ocorra ruptura dúctil, no estado limite último, deve ser igual a:

$$M_{ud} = A_s f_{yd} (d - 0,40x_u) + A'_s \sigma'_{sd} (0,40x_u - d') + A_f E_f \varepsilon_{fud} (d_f - 0,40x_u) \quad (7.12)$$

onde:

M_{ud} é o momento de cálculo resistente da viga reforçada;

x_u é a altura da linha neutra da viga reforçada na ruptura e igual a:

$$x_u = \frac{A_s f_{yd} - A'_s \sigma'_{sd} + A_f E_f \varepsilon_{fud}}{0,85 f_{cd} b} \quad (7.13)$$

σ'_{sd} é a tensão de cálculo na armadura de compressão, dada por:

$$\sigma'_{sd} = \varepsilon'_{su} E_s \leq f_{yd} \quad (7.14)$$

$$\varepsilon'_{su} = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu} \quad (7.15)$$

$$\varepsilon_{fud} = \frac{h - x}{x} \varepsilon_{cu} - \varepsilon_o \quad (7.16)$$

f_{cd} e ε_{cu} são a resistência de cálculo à compressão e a deformação última de cálculo do concreto, igual a 3,5%;

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento da armadura longitudinal interna de tração.

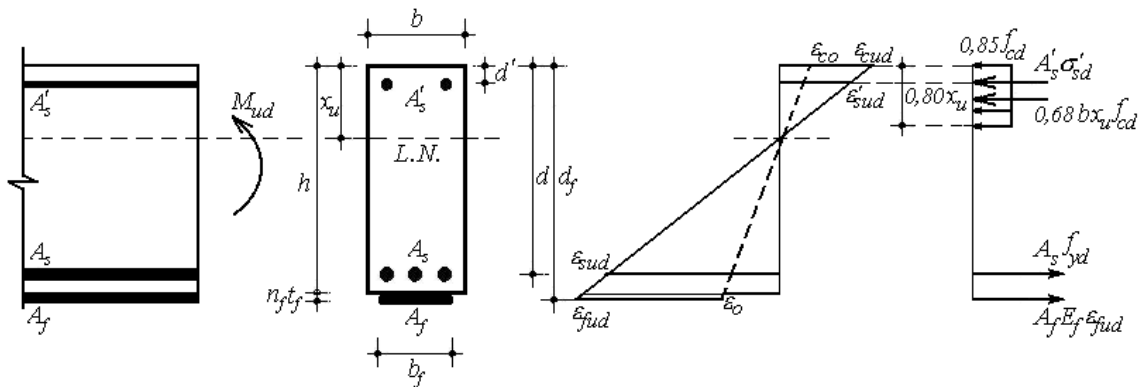


Figura 7.3 – Distribuição de Deformações e Forças ao Longo de Seção Transversal Retangular de Viga Reforçada no Estado Limite Último

Deve ser limitada a deformação do material de reforço para que seu descolamento seja evitado e, assim, garantir a ação conjunta do reforço com a armadura interna.

Com base na averiguação feita nos itens 6.2.1.2 (pág. 240) e 6.2.2.3 (pág. 257), que mostrou que há uma tendência das vigas reforçadas com compósitos de folha de

fibras apresentarem valores de deformação última do reforço maiores que as vigas com compósitos de lâmina de fibras, propõe-se o valor de ε_{fud} igual a 5,0‰, para reforço pré-fabricado (compósitos de resina e lâminas de fibras), ou 6,0‰, para reforço *in situ* (compósitos de resina e folhas ou tecidos de fibras). Estes valores provavelmente poderão ser aumentados caso sejam utilizados sistemas especiais de ancoragem do material de reforço.

Além disso, a tensão cisalhante a ser resistida pelo concreto deve ser avaliada para impedir-se o destacamento do reforço. O valor sugerido para a tensão cisalhante limite τ_{lim} (Equação 7.17) é o mesmo proposto por PINTO (2000). Esta equação, das representadas na Figura 6.17 (v. pág. 258), é a das que se mostrou a mais conservadora.

$$\tau_{lim} = 0,25 \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,075 \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (7.17)$$

com f_{ck} em MPa.

Por conseguinte, a deformação última de cálculo do material de reforço ε_{fud} deve ser o menor entre os seguintes valores:

$$\varepsilon_{fud} \leq 5,0 \text{ ‰} \quad (7.18a)$$

para reforço pré-fabricado (compósitos de resina e lâminas de fibras); ou

$$\varepsilon_{fud} \leq 6,0 \text{ ‰} \quad (7.18b)$$

para reforço *in situ* (compósitos de resina e folhas ou tecidos de fibras); ou

$$\varepsilon_{fud} \leq \frac{f_{fk}}{\gamma_f E_f} \quad (7.18c)$$

onde:

f_{fk} é a resistência característica do material de reforço à tração;

γ_f é o coeficiente de ponderação de resistência do material de reforço.

O CEB (2001) sugere os valores de γ_f iguais a 1,20 e 1,35 para compósitos de fibras de carbono (v. Tabela 3.6, pág. 90). Visando simplicidade, propõe-se adotar para

γ_f o valor único de 1,30 que, aliás, é o recomendado pelo JSCE (1997).

$$\varepsilon_{fud} \leq \frac{\tau_{lim} L_{fe}}{n_f t_f E_f} \quad (7.18d)$$

onde:

L_{fe} é o comprimento efetivo do material de reforço, igual ao comprimento entre a seção de maior momento e a extremidade do reforço, no qual há variação de momento.

A Figura 7.4 mostra L_{fe} para o caso de vigas com 2 cargas concentradas simétricas com relação ao meio do vão. Ressalta-se que, segundo o CEB (2001), a distância entre a extremidade do material de reforço e a face do apoio da viga a_f deve ser menor ou igual a 50 mm.

Na Figura 7.5 pode ser vista comparação entre momentos últimos calculados segundo proposta pelo autor, cujo procedimento para análise à flexão é o representado pelo fluxograma ilustrado na Figura 7.6, e experimentais obtidos neste trabalho e por diversos autores para vigas reforçadas à flexão com compósitos.

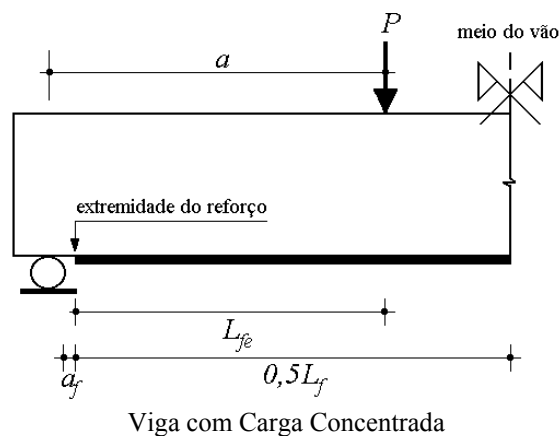


Figura 7.4 – Esquema para Determinação do Comprimento Efetivo do Reforço à Flexão

Considerando os dados das vigas ensaiadas neste trabalho, os valores médio e de desvio padrão de $M_{u\text{exp}}/M_{u\text{cal}}$ com $M_{u\text{cal}}$ segundo proposta do autor, para coeficientes de ponderação de resistência dos materiais unitários, foram iguais a 1,56 e 0,70. Apesar de apresentar o maior desvio padrão (v. Tabela 6.2, pág. 247), a proposta do autor conduziu ao maior valor médio de $M_{u\text{exp}}/M_{u\text{cal}}$ do que as demais propostas.

Levando em conta os resultados de $M_{u\text{exp}}/M_{u\text{cal}}$ das vigas ensaiadas por outros autores, estes valores passaram a 1,53 e 0,46. Segundo Tabela 6.6 (pág. 260), nota-se que a proposta do autor é a mais conservadora.

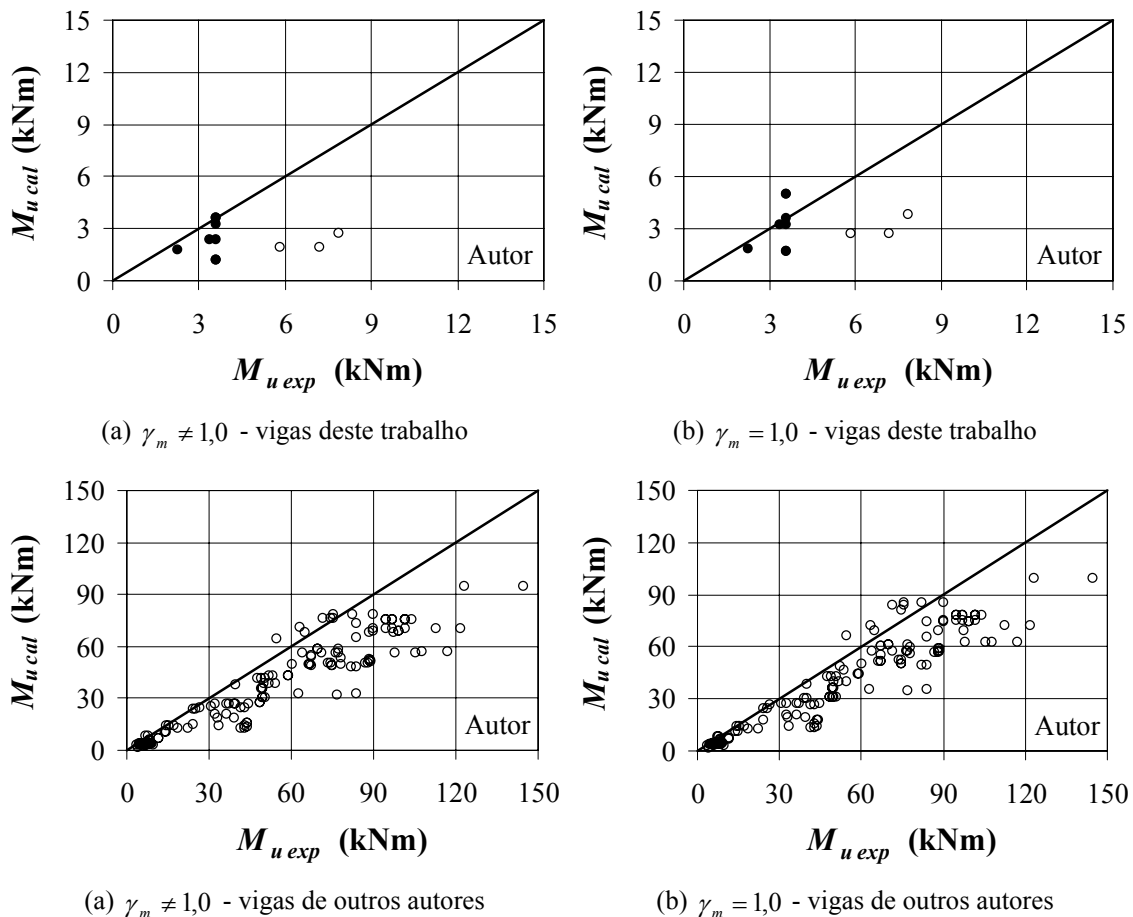


Figura 7.5 – Comparação entre Momentos Últimos Calculados Segundo Proposta do Autor e Experimentais Obtidos Neste Trabalho e por Diversos Autores para Vigas Reforçadas à Flexão

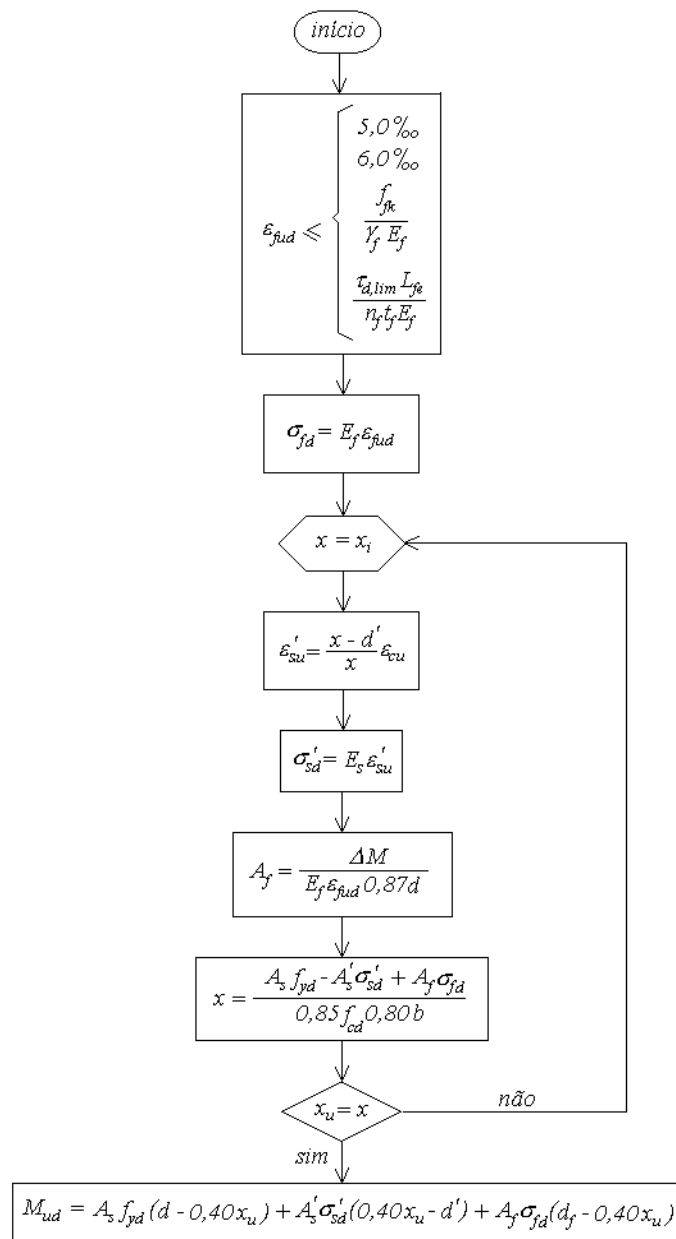


Figura 7.6 – Fluxograma do Modelo Proposto para Dimensionamento do Reforço à Flexão de Vigas de Concreto com Compósitos

7.2.4 – Resistência ao Cortante

O modelo de cálculo proposto para o dimensionamento de vigas de concreto reforçadas ao esforço cortante com materiais compósitos de resina e fibras colados baseia-se no modelo estático de treliça de Morsch, já que estudos encontrados na literatura comprovaram que a armadura de reforço deforma-se e resiste a forças de tração transversais junto com a armadura interna transversal.

Inicialmente, a viga a ser reforçada ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras colados deve ter sua capacidade resistente avaliada. Após medidos os valores de abertura de fissuras de cortante e do espaçamento entre as fissuras, uma das maneiras de avaliá-la é a partir da deformação da armadura transversal interna antes do reforço, ε_{swo} , que pode ser estimada por meio da expressão proposta por VENTORINI (1996), que é:

$$\varepsilon_{swo} = \frac{2w_k}{3s_m} \quad (7.19)$$

Outra maneira aproximada para avaliar a deformação ε_{swo} é, segundo CERQUEIRA (2000), considerar:

$$\varepsilon_{swo} = \frac{V}{V_u} \varepsilon_{wy} \quad (7.20)$$

onde:

V é o esforço cortante atuante quando da execução do reforço;

V_u é o esforço cortante resistente da viga sem reforço.

De maneira aproximada, adotando-se o modelo estático de treliça de Mörsh com diagonais de compressão inclinadas de θ igual a 45° em relação ao eixo longitudinal, a área da seção transversal da armadura de reforço ao cortante da viga sem reforço é igual a:

$$\frac{A_f}{s_f} = \frac{\Delta V}{\varepsilon_{fud} E_f} \quad (7.21)$$

onde:

ΔV é a diferença entre o esforço cortante resistente da viga reforçada requerido e o esforço cortante resistente da viga antes do reforço;

ε_{fud} é a deformação última de cálculo do material de reforço.

O valor da deformação última de cálculo do material de reforço ε_{fud} deve ser limitado, assim como foi feito para o reforço à flexão. Para impedir-se o descolamento

do reforço, seu valor é dado pelas Equações (7.18a) e (7.18b), que foi o mesmo valor sugerido por CERQUEIRA (2000) e ARAÚJO (2001b) para reforço ao cortante com compósitos de lâminas e folhas de fibras de carbono. Para evitar o destacamento do reforço, segundo CERQUEIRA (2000), adotando a área de contato do material de reforço com o concreto igual à do esquema da Figura 7.7, ε_{fud} é igual a:

$$\varepsilon_{fud} = \frac{\tau_{lim}}{E_f} \left(\frac{h_f + 4b_{sf}}{2n_f t_f} \right) \quad (7.22)$$

onde:

τ_{lim} é a tensão cisalhante limite a ser resistida pelo concreto (CERQUEIRA, 2000), dada por:

$$\tau_{lim} = 0,50 \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,15 \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (7.23)$$

com f_{ck} em MPa.

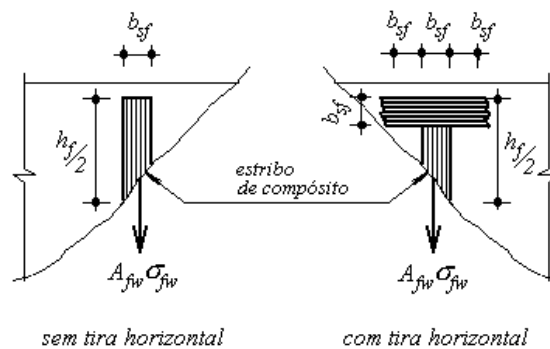


Figura 7.7 – Esquema da Área de Contato do Compósito com Concreto

Garantindo que a resistência de cálculo das diagonais comprimidas não seja esgotada, a resistência de cálculo de vigas de concreto reforçadas ao esforço cortante com materiais compósitos de resina e fibras colados pode ser determinada somando-se a resistência da viga sem reforço e a parcela resistente da armadura de reforço, conforme mostra a Equação 7.24.

$$V_{ud} = V_o + V_{fd} \quad (7.24)$$

onde:

V_o é a resistência ao cortante da viga sem reforço;

V_{fd} é a parcela do esforço cortante de cálculo resistida pelo material de reforço, dada por:

$$V_{fd} = \frac{A_{fw} E_f \varepsilon_{fud} z (\text{sen} \alpha_f + \text{cos} \alpha_f)}{s_f} \quad (7.25)$$

sendo:

A_{fw} a área da seção transversal da armadura transversal do material de reforço por unidade de comprimento, igual a:

$$\frac{A_{fw}}{s_f} = \frac{2n_f t_f b_{sf}}{s_f} \quad (7.26a)$$

para reforço com compósito em tiras; ou

$$\frac{A_{fw}}{s_f} = 2n_f t_f \quad (7.26b)$$

para reforço contínuo;

b_{sf} a largura do compósito;

s_f o espaçamento entre compósitos;

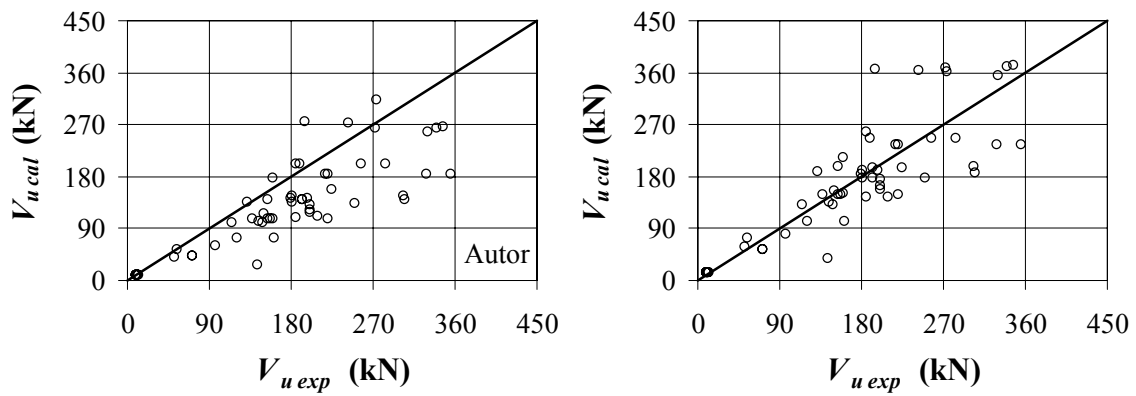
ε_{fud} a deformação última de cálculo do material de reforço (v. Equação 7.18);

z o braço de alavanca;

α_f o ângulo de inclinação do compósito com relação ao eixo da viga.

Comparação entre esforços cortantes últimos calculados segundo a Equação 7.24 e experimentais de diversos autores para vigas reforçadas ao cortante com compósitos pode ser vista na Figura 7.8.

Os valores médio e de desvio padrão de $V_{u\text{exp}}/V_{u\text{cal}}$, para coeficientes de ponderação de resistência dos materiais unitários γ_m , foram iguais a 1,08 e 0,44, tendo sido considerada a parcela resistente provida pelos mecanismos complementares ao da treliça V_{cd} de acordo com a NBR 6118 (2003) modelo I no cálculo da resistência ao cortante da viga reforçada. Para caso de γ_m diferente da unidade, estes valores passaram a 1,45 e 0,61.



(a) $\gamma_m \neq 1,0$ - vigas de outros autores

(b) $\gamma_m = 1,0$ - vigas de outros autores

Figura 7.8 – Comparação entre Esforços Cortantes Últimos Calculados Segundo Proposta do Autor e Experimentais de Diversos Autores para Vigas Reforçadas ao Cortante

7.3 – Pilares

7.3.1 – Resistência

A carga máxima de pilares de concreto armado reforçados com materiais compósitos de resina e fibras, no estado limite último, é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$P_u = 0,85f_{cc}A_{cc} + A_s f_y \quad (7.27)$$

onde:

A_{cc} é a área da seção transversal do núcleo de concreto confinado, devendo ser desconsideradas as áreas do cobrimento de concreto e das armaduras internas;

A_s é a área total da seção transversal da armadura longitudinal interna do pilar;

f_y é a resistência ao escoamento da armadura longitudinal interna do pilar;

f_{cc} é a resistência do concreto confinado, dada por:

$$f_{cc} = f_{co} \left(1 + k_e k_l \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (7.28)$$

sendo:

f_{co} a resistência do concreto não confinado à compressão;

k_e o coeficiente que leva em conta as características geométricas da seção transversal do pilar;

Para pilares de seção circular, tem-se:

$$k_e = 1,0 \quad (7.29)$$

$$k_l = 2,0 \quad (7.30)$$

o que leva à Equação 6.8 (pág. 291) de f_{cc} .

Objetivando incluir nas expressões de f_{cc} relativas a seções quadrada e retangular os parâmetros relevantes r_c e as suas dimensões, foram feitas modificações nas Equações 6.9 (pág. 291) e 6.10 (pág. 291), fazendo-se:

$$k_e = \left[1 - \frac{(b_x - 2r_c)^2 + (b_y - 2r_c)^2}{3(b_x b_y - A_s)} \right] \leq 1,0 \quad (7.31)$$

com b_x , b_y e r_c as dimensões e o raio das arestas arredondadas de cantos da seção transversal do pilar não confinado;

$$k_l = 1,0 \quad (7.32)$$

para pilares de seção de seção quadrada;

$$k_l = 0,5 \quad (7.33)$$

para pilares de seção retangular.

f_l a tensão lateral máxima de confinamento, dada por:

$$f_l = \frac{2t_f f_f}{b} \quad (7.34a)$$

para confinamento contínuo;

$$f_l = \left[\frac{A_g (1 - 0,5s_{fo}/b)^2}{(A_g - A_s)} \right] \frac{2b_f t_f f_f}{s_f b} \quad (7.34b)$$

para confinamento parcial somente em pilares de seção circular (MATTHYS, 2000);

com:

t_f e f_f a espessura e a resistência das fibras de reforço;

b_f a largura do compósito de reforço;

s_f e s_{fo} os espaçamentos entre as tiras do compósito de reforço (v. Figura 7.9);

b a maior entre as dimensões da seção transversal do núcleo de concreto confinado.

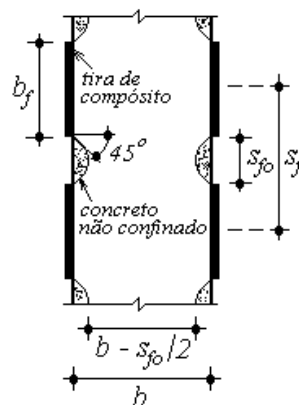


Figura 7.9 – Detalhe do Espaçamento entre Tiras de Compósito no Confinamento Parcial de Pilares de Seção Transversal Circular (CEB, 2001)

7.3.2 – Deformação Última

A deformação última longitudinal de pilares de concreto armado reforçados com materiais compósitos de resina e fibras é estimada com o uso da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_o \left(1 + k_l \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}} \frac{f_{cc}}{E_f}} \right) \left(\frac{30}{f_{co}} \right) \quad (7.35)$$

onde:

ε_o é a deformação do concreto não confinado à compressão no pico da curva tensão – deformação, proposta por AHMAD e SHAH (1979) e igual a:

$$\varepsilon_o = \frac{1,65 + 0,0165f_{co}}{1000} \quad (7.36)$$

com f_{co} em MPa;

k_l é o coeficiente que considera o tipo de seção transversal, igual a 495 para pilares de seção circular, e 295 para pilares de seção quadrada ou retangular;

f_l é a tensão lateral máxima de confinamento em MPa (v. Equação 7.34);

f_{cc} é a resistência do concreto confinado à compressão em MPa (v. Equação 7.28);

f_{co} a resistência do concreto não confinado à compressão em MPa;

E_f é o módulo de elasticidade longitudinal das fibras em MPa.

7.3.3 – Curvas Tensão – Deformação

7.3.3.1 – Pilares de Seção Circular

Para pilares de seção transversal circular confinados externamente com materiais compósitos de resina e fibras, propõe-se uma curva tensão – deformação na direção longitudinal com dois trechos (v. Figura 7.10): o trecho inicial calculado com o uso da Equação 7.37 e o trecho final obtido por meio de uma expressão linear (v. Equação 7.48).

A expressão proposta para o trecho inicial da curva tensão – deformação do concreto confinado é:

$$\sigma_c = f_{cco} \left[\frac{A(\varepsilon_c/\varepsilon_{oc}) + (B-1)(\varepsilon_c/\varepsilon_{oc})^2}{1 + (A-2)(\varepsilon_c/\varepsilon_{oc}) + B(\varepsilon_c/\varepsilon_{oc})^2} \right] \quad (7.37)$$

para deformações longitudinais ε_c no intervalo $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_a$;

onde:

f_{cco} é a tensão do concreto à compressão no pico do trecho inicial da curva tensão – deformação, igual a:

$$f_{cco} = f_{co} \left(1 + 0,50 \frac{f_l}{f_{co}} \frac{f_{co}}{30} \right) \quad (7.38)$$

sendo f_l a tensão lateral máxima de confinamento em MPa (v. Equação 7.34) e f_{co} a resistência do concreto não confinado à compressão em MPa;

ε_{oc} é a deformação do concreto confinado à compressão no pico da curva do trecho inicial, dada por:

$$\varepsilon_{oc} = \varepsilon_o \left(1 + 70 \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}} \frac{f_{cc}}{E_f}} \right) \quad (7.39)$$

sendo ε_o a deformação do concreto não confinado à compressão no pico da curva tensão – deformação (v. Equação 7.36) e f_{cc} a resistência do concreto confinado (v. Equação 7.28);

A e B são coeficientes que influenciam o comportamento do trecho inicial da curva do concreto confinado, iguais a:

$$A = A_o \left(1 + \alpha \frac{f_l}{f_c} \right) \quad (7.40)$$

$$B = B_o \left(1 + \beta \frac{f_l}{f_c} \frac{E_f}{E_{cs}} \right) \quad (7.41)$$

sendo:

A_o e B_o os coeficientes propostos por AHMAD e SHAH (1979) para curva tensão – deformação do concreto não confinado, podendo ser obtidos com o uso da Tabela 7.1 ou por meio das expressões a seguir;

$$A_o = 2,6348056 - 0,06968962021f_c + 0,001632796398f_c^2 - 0,20065241 \cdot 17 \cdot 10^{-4} f_c^3 + 0,12289531 \cdot 96 \cdot 10^{-6} f_c^4 - 0,28855231 \cdot 04 \cdot 10^{-9} f_c^5 \quad (7.42)$$

$$B_o = 3,910488 - 0,25319f_c + 0,0074f_c^2 - 0,000112f_c^3 + 0,85866 \cdot 10^{-6} f_c^4 - 0,262478 \cdot 1 \cdot 0^{-8} f_c^5 \quad (7.43)$$

Tabela 7.1 – Valores dos Coeficientes A_o e B_o para o Trecho Inicial da Curva Tensão – Deformação do Concreto Não Confinado (AHMAD e SHAH, 1979)

f_{co} (MPa)	A_o	B_o
27,6	1,60	0,66
34,5	1,51	0,47
48,3	1,41	0,30
62,0	1,36	0,23
75,8	1,33	0,20
89,6	1,32	0,19

α e β constantes sugeridas iguais a 1,0;

E_{cs} o módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto não confinado (NBR 6118, 2003), igual a:

$$E_{cs} = 4760 \sqrt{f_{co}} \quad (7.44)$$

ε_a é a deformação longitudinal correspondente ao ponto de interseção dos trechos inicial e final, para uma tensão σ_a , sendo ε_a e σ_a , aproximadamente (MIYAUCHI *et al.*, 1997), dada por:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{cc} - \frac{1}{2f_{cco}} \sqrt{4f_{cco} (f_{cco} \varepsilon_{cc}^2 - 2f_{cco} \varepsilon_{oc} \varepsilon_{cc} + f_{cc} \varepsilon_{oc}^2)} \quad (7.45)$$

$$\sigma_a = f_{cco} \left[\frac{A(\varepsilon_a/\varepsilon_{oc}) + (B-1)(\varepsilon_a/\varepsilon_{oc})^2}{1 + (A-2)(\varepsilon_a/\varepsilon_{oc}) + B(\varepsilon_a/\varepsilon_{oc})^2} \right] \quad (7.46)$$

Para o trecho final da curva tensão – deformação do concreto confinado, a expressão é:

$$\sigma_c = f_{cc} - \lambda(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_c) \quad (7.47)$$

para deformações longitudinais ε_c no intervalo $\varepsilon_a \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$:

onde:

ε_{cc} é a deformação última longitudinal, dada pela Equação 7.35;

λ é uma constante (MIYAUCHI *et al.*, 1997) dada por:

$$\lambda = \frac{-2f_{cco}(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{oc}) + \sqrt{4f_{cco}^2(f_{cco}\varepsilon_{cc}^2 - 2f_{cco}\varepsilon_{oc}\varepsilon_{cc} + f_{cc}\varepsilon_{oc}^2)}}{\varepsilon_{oc}^2} \quad (7.48)$$

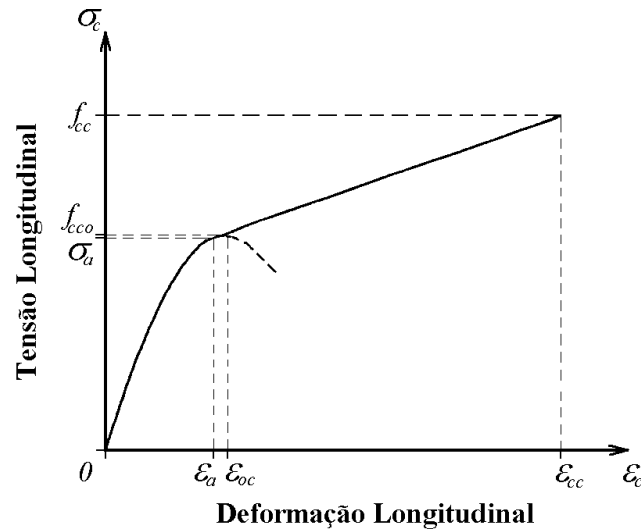


Figura 7.10 – Curva Tensão – Deformação para Pilares de Seção Transversal Circular Proposta pelo Autor

7.3.3.2 – Pilares de Seção Quadrada ou Retangular

O modelo proposto para curva tensão – deformação longitudinal do concreto confinado externamente com materiais compósitos de resina e fibras de pilares de seção transversal quadrada ou retangular foi baseado no modelo sugerido por AHMAD e SHAH (1979), cuja expressão é:

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\frac{A(\varepsilon_c / \varepsilon_{oc}) + (B - 1)(\varepsilon_c / \varepsilon_{oc})^2}{1 + (A - 2)(\varepsilon_c / \varepsilon_{oc}) + B(\varepsilon_c / \varepsilon_{oc})^2} \right] \quad (7.49)$$

para deformações longitudinais ε_c no intervalo $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$;

onde:

f_{cc} é a resistência do concreto confinado (v. Equação 7.28);

ε_{oc} é a deformação do concreto confinado à compressão no pico da curva (v. Figura 7.11), dada por:

$$\varepsilon_{oc} = \varepsilon_o \left(1 + 7 \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}} \frac{f_{cc}}{E_f}} \right) \quad (7.50)$$

sendo:

A e B são coeficientes que influenciam o comportamento da curva do concreto confinado, iguais aos das Equações 7.42 e 7.43, nas quais:

A_o e B_o são obtidos com o uso da Tabela 7.1 ou das expressões 7.42 e 7.43, para o trecho ascendente ($0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{oc}$), ou por meio da Tabela 7.2 ou das expressões a seguir, para o trecho descendente ($\varepsilon_{oc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$);

$$A_o = 19,78699 - 1,55335f_{co} + 0,050017f_{co}^2 - 0,000804f_{co}^3 + 0,638931.10^{-5} f_{co}^4 - 0,2001284.10^{-7} f_{co}^5 \quad (7.51)$$

$$B_o = 3,910488 - 0,25319f_{co} + 0,0074f_{co}^2 - 0,000112f_{co}^3 + 0,85866 \cdot 10^{-6} f_{co}^4 - 0,262478 \cdot 10^{-8} f_{co}^5 \quad (7.52)$$

Tabela 7.2 – Valores dos Coeficientes A_o e B_o para o Trecho Final da Curva Tensão – Deformação do Concreto Não Confinado (AHMAD e SHAH, 1979)

f_{co} (MPa)	A_o	B_o
27,6	1,50	0,88
34,5	0,79	0,95
48,3	0,37	0,98
62,0	0,22	0,99
75,8	0,14	0,99
89,6	0,09	1,00

α e β são constantes sugeridas iguais a 1,0, para seção quadrada, e 1,0 e 2,0, respectivamente, para seção retangular;

ε_{cc} é a deformação última longitudinal do concreto confinado (v. Equação 7.35).

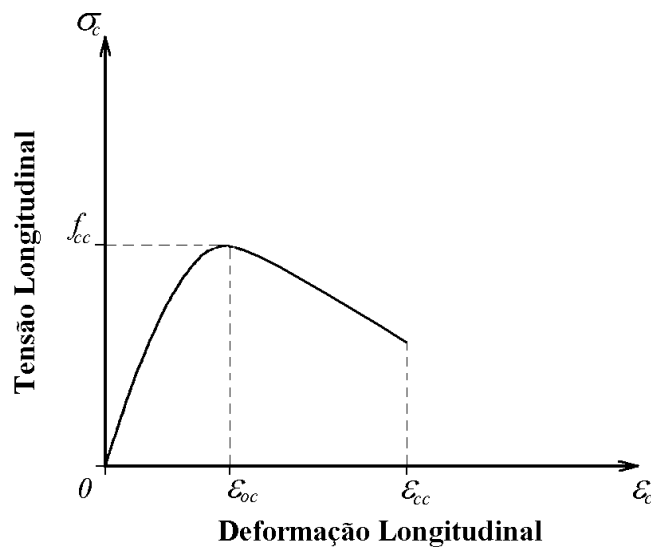


Figura 7.11 – Curva Tensão – Deformação para Pilares de Seção Transversal Quadrada ou Retangular Proposta pelo Autor

A Figura 7.12 apresenta comparação entre as resistências relativas calculadas conforme a Equação 7.28 e as experimentais verificadas em elementos de seções circular, quadrada e retangular. Valores da média e do desvio padrão das relações $(f_{cc}/f_{co})_{exp}/(f_{cc}/f_{co})_{cal}$ estão reunidos na Tabela 7.3.

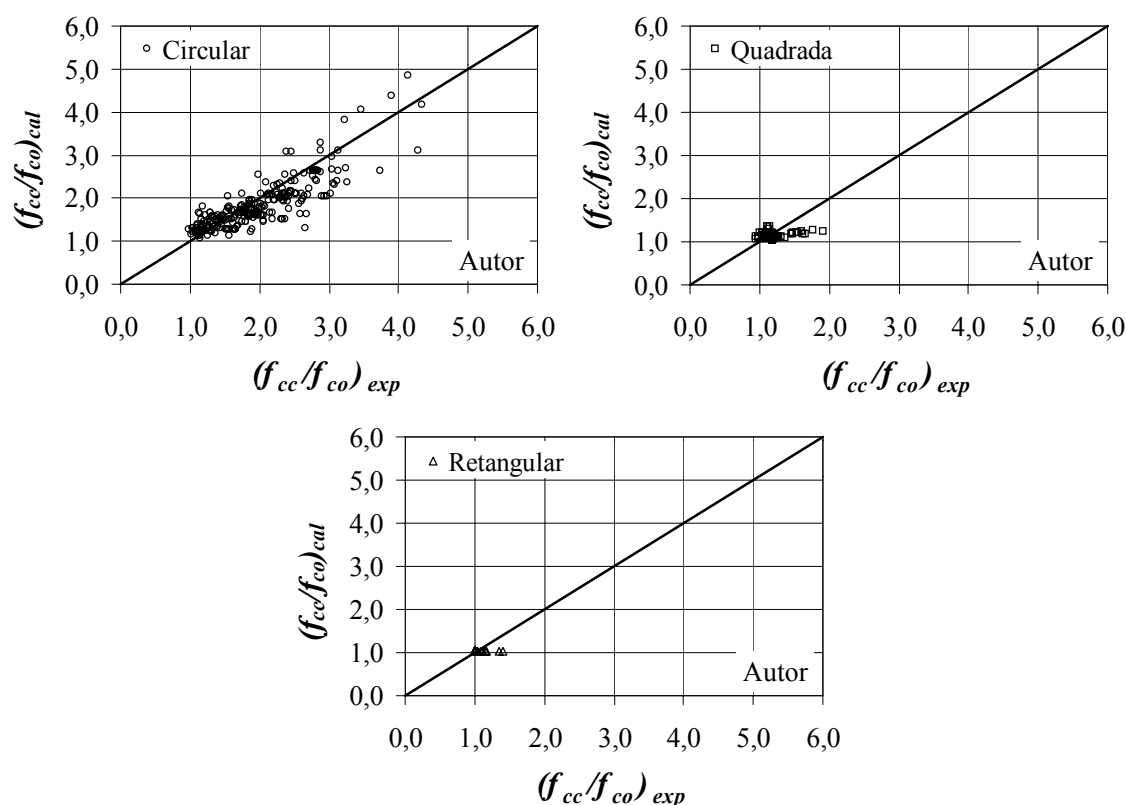


Figura 7.12 – Comparação entre Resistências Relativas Calculadas Segundo Equação 7.28 e Resistências Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores para Pilaretes de Seções Circular, Quadrada e Retangular

Tabela 7.3 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $(f_{cc}/f_{co})_{exp}/(f_{cc}/f_{co})_{cal}$ Relativos à Expressão Proposta pelo Autor

	Média	Desvio Padrão
SEÇÃO CIRCULAR		
AUTOR	1,08	0,19
SEÇÃO QUADRADA		
AUTOR	1,07	0,17
SEÇÃO RETANGULAR		
AUTOR	1,07	0,13

Nessa tabela e na Figura 7.12, para todas as seções avaliadas, constata-se que a expressão proposta pelo autor propicia resultados em média de 7% a favor da segurança.

Comparação entre as deformações últimas relativas calculadas segundo proposta do autor (v. Equação 7.35) e as experimentais verificadas em elementos de seções circular, quadrada e retangular pode ser vista na Figura 7.13. Na Tabela 7.4 estão agrupados os valores da média e do desvio padrão das relações $(\epsilon_{cc}/\epsilon_{co})_{cal}/(\epsilon_{cc}/\epsilon_{co})_{exp}$.

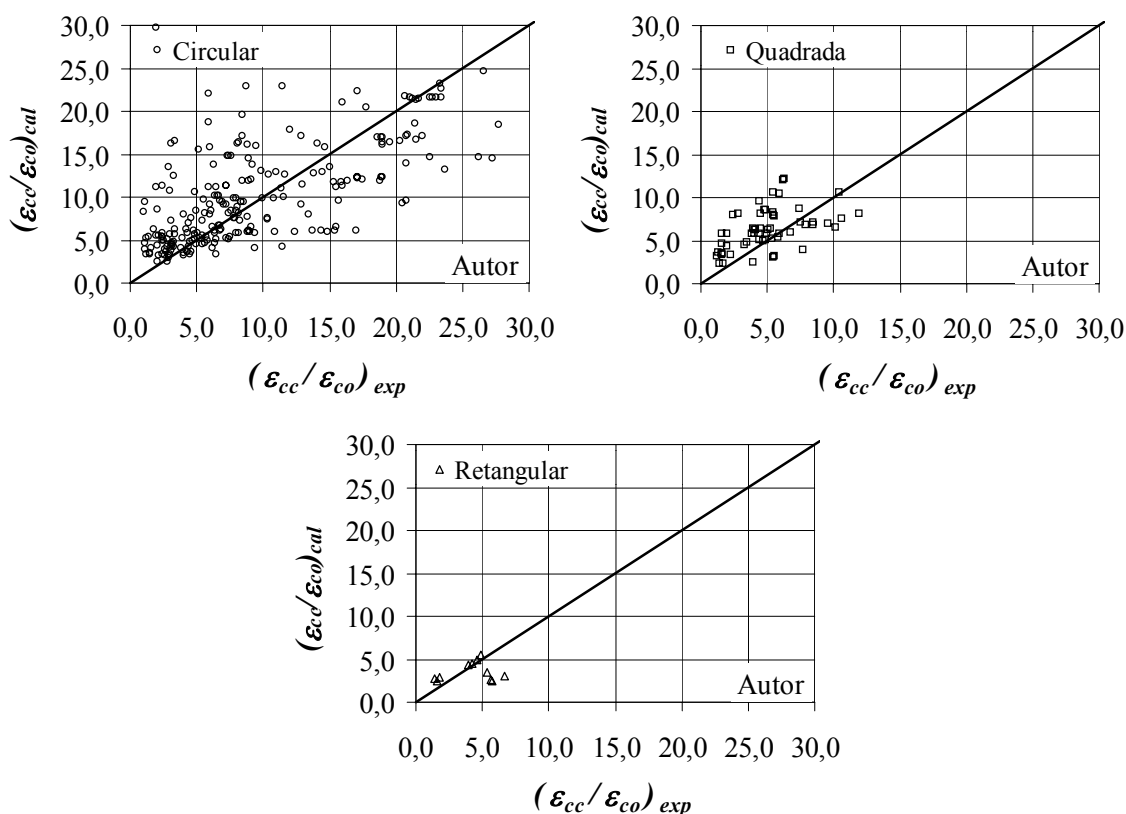


Figura 7.13 – Comparação entre Deformações Últimas Relativas Experimentais Obtidas por Diversos Autores e Deformações Últimas Relativas Calculadas Segundo Equação 7.35 para Pilaretes de Concreto Simples de Seções Circular, Quadrada e Retangular

Tabela 7.4 – Valores da Média e do Desvio Padrão das Relações $(\epsilon_{cc}/\epsilon_{co})_{cal}/(\epsilon_{cc}/\epsilon_{co})_{exp}$ Relativos à Expressão Proposta pelo Autor

	Média	Desvio Padrão
SEÇÃO CIRCULAR		
AUTOR	0,96	0,51
SEÇÃO QUADRADA		
AUTOR	0,82	0,40
SEÇÃO RETANGULAR		
AUTOR	1,25	0,69

Verifica-se nessa tabela e na Figura 7.13 que, em média, para seções circular e quadrada, a expressão proposta pelo autor estima deformações últimas um pouco

menores que as reais e para seção retangular maiores. Todas as expressões propostas avaliam mais adequadamente a deformação última do concreto confinado que as dos autores listados na Tabela 6.11 (pág. 303).

Pode ser vista na Figura 7.14 comparação entre cargas máximas e as experimentais de 54 espécimes de pilares de concreto armado de seção circular. A Equação 7.27 leva a valores de carga máxima em média de 29% menores que os reais, com desvio padrão de 37%.

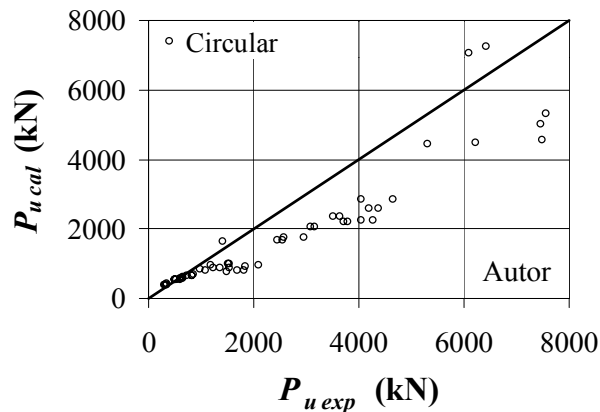
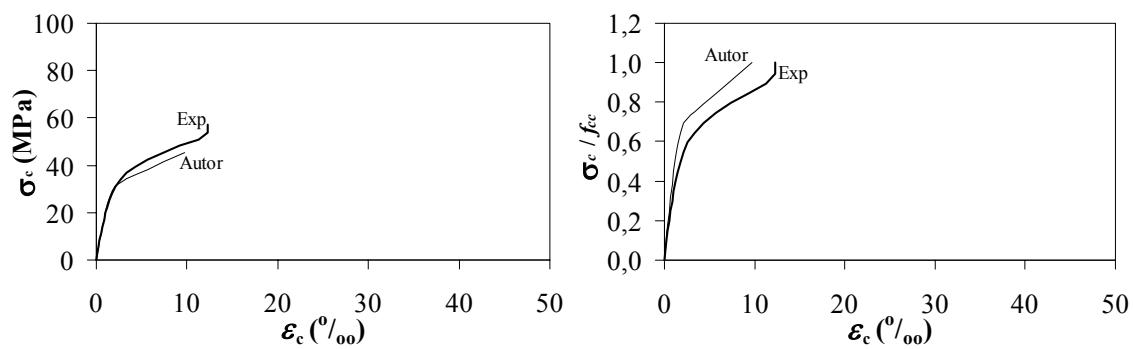


Figura 7.14 – Comparação entre Cargas Máximas Calculadas Segundo Equação 7.27 e Cargas Máximas Experimentais Obtidas por Diferentes Autores para Pilares de Concreto Armado de Seção Circular

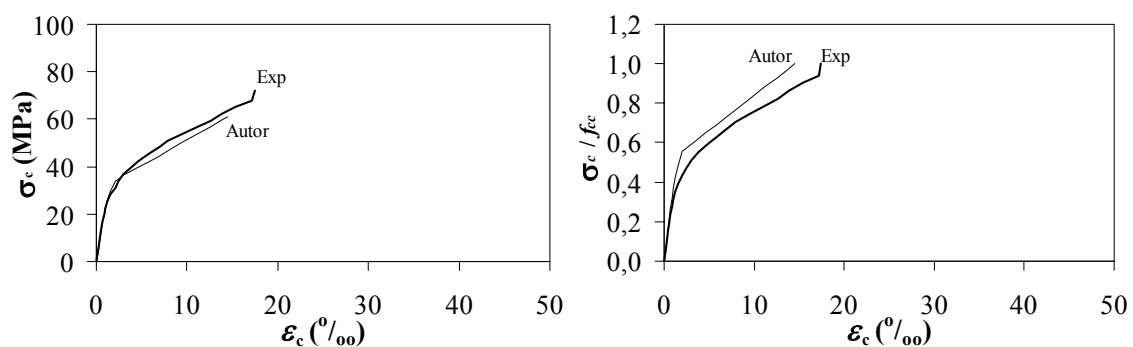
Curvas tensão – deformação longitudinal experimental e obtidas por outros autores, e propostas pelo autor para pilares de concreto simples de seções circular, quadrada e retangular são confrontadas nas Figuras 7.15 a 7.21.

Observa-se em geral que as expressões propostas para curvas tensão – deformação longitudinal do concreto confinado com materiais compósitos de resina e fibras de pilares de concreto simples de diferentes seções traduziram de maneira satisfatória a tendência de comportamento real.

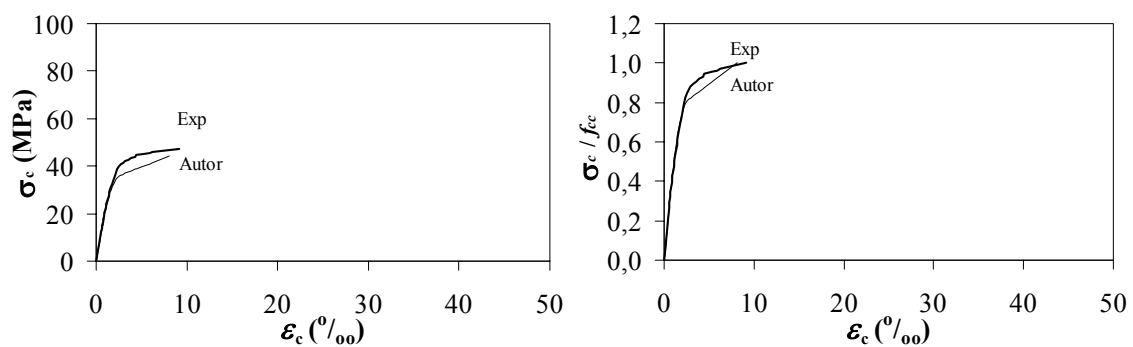
Além disso, essas expressões prevêm valores de resistência e deformação última próximos dos reais para todos os tipos de seção transversal.



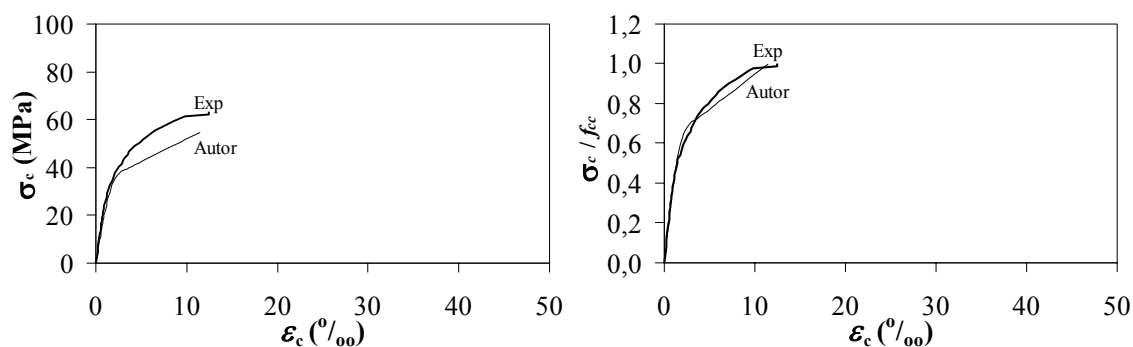
Grupo II – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,8$ MPa



Grupo II – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,8$ MPa

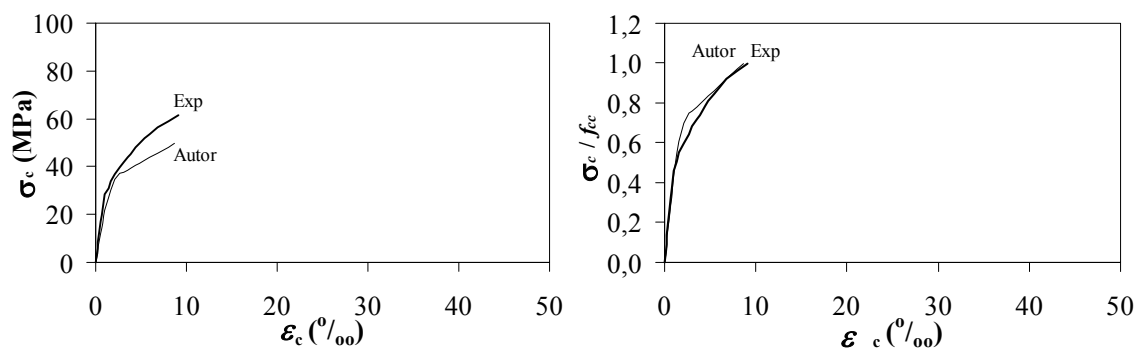


Grupo III – 1 Camada de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

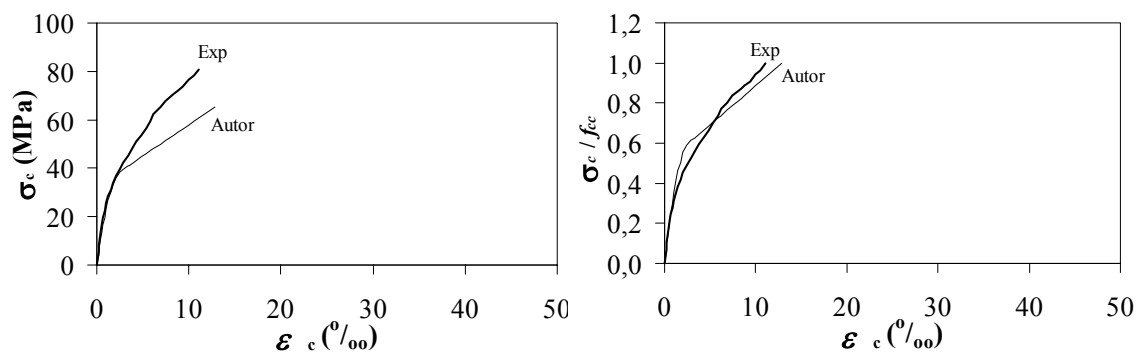


Grupo III – 2 Camadas de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

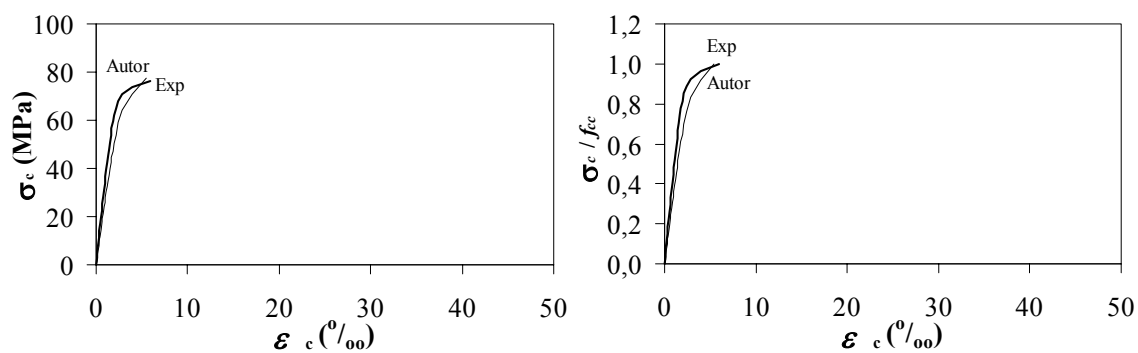
Figura 7.15 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaiaados (Continua)



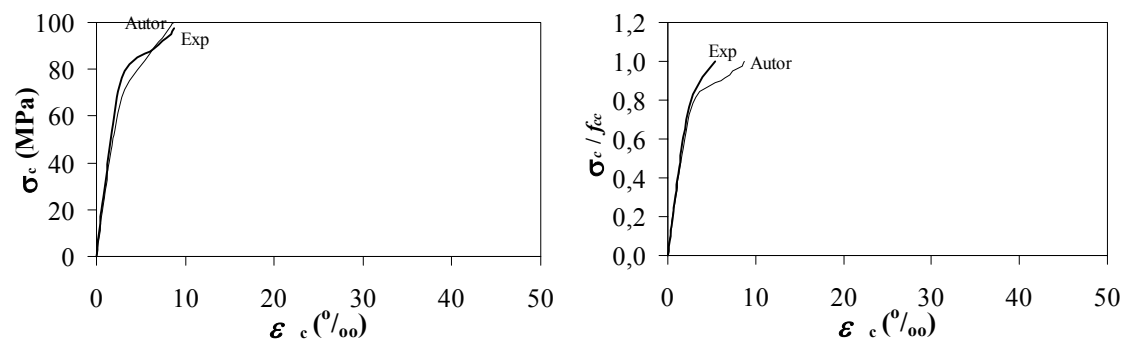
Grupo IV – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa



Grupo IV – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

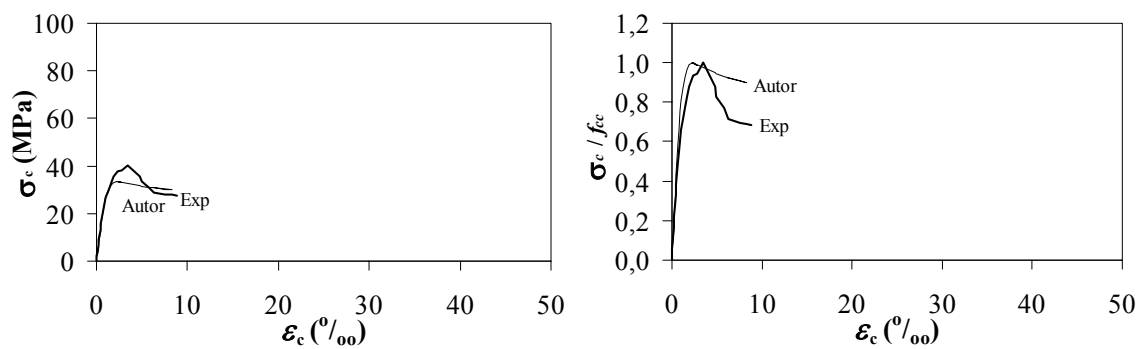


Grupo V – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 61,7$ MPa

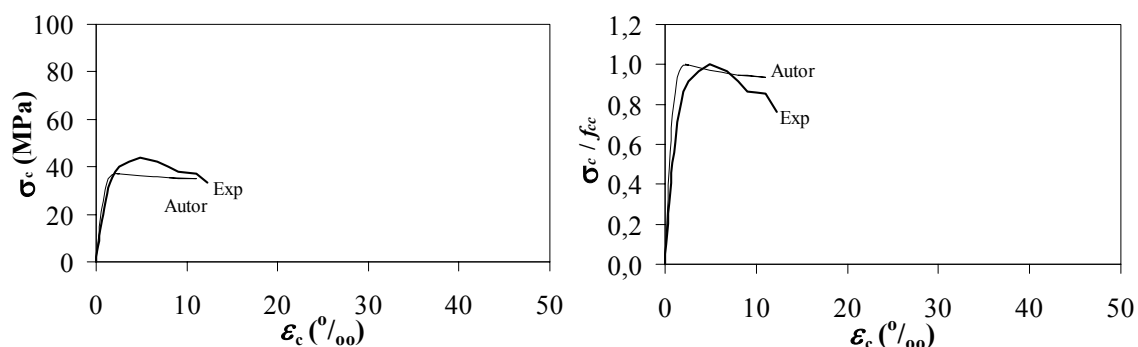


Grupo V – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 61,7$ MPa

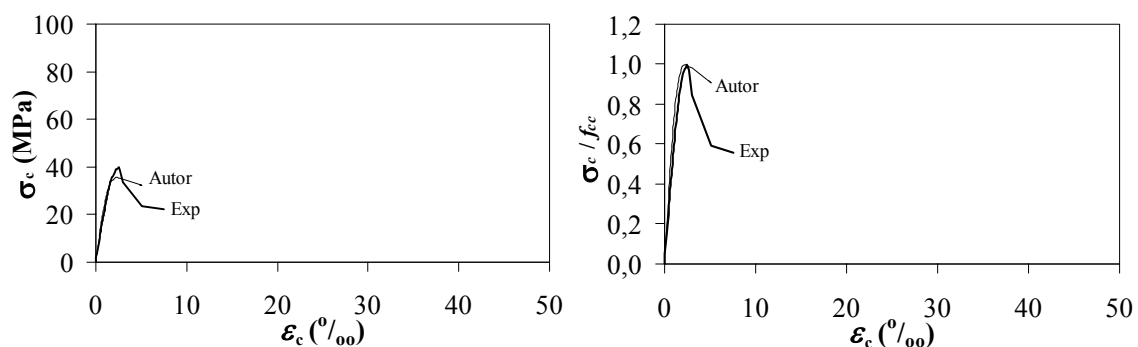
Figura 7.15 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular Ensaçados (Continuação)



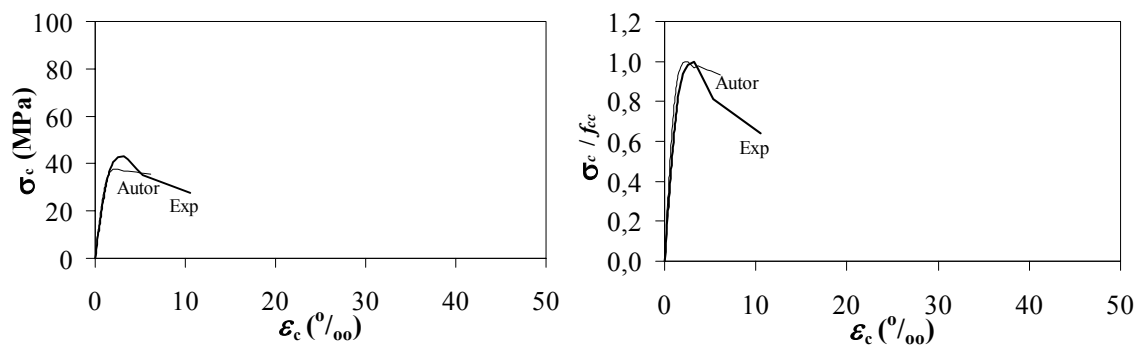
Grupo II – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,5$ MPa



Grupo II – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 29,5$ MPa

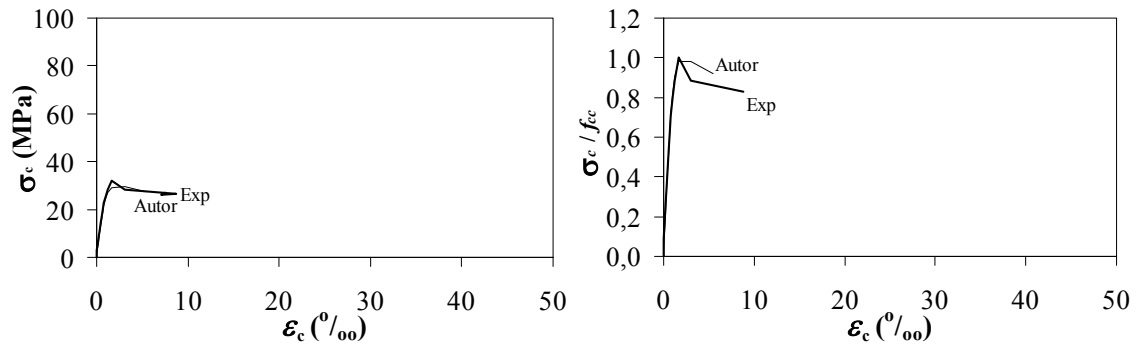


Grupo III – 1 Camada de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

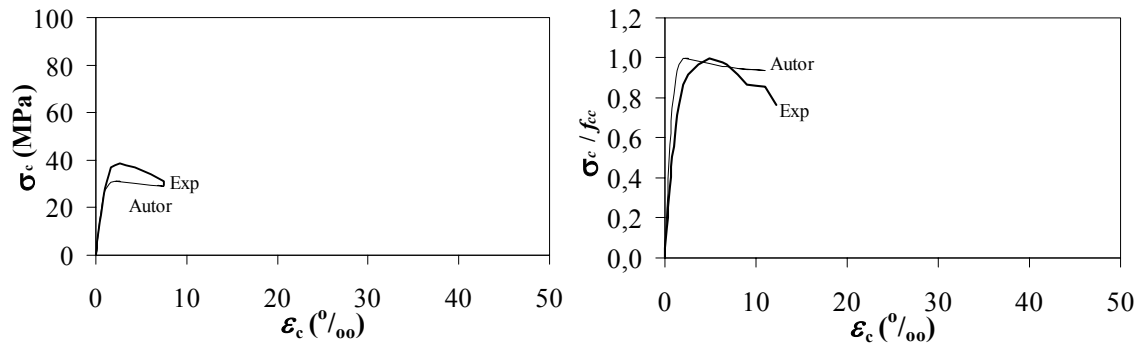


Grupo III – 2 Camadas de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 34,0$ MPa

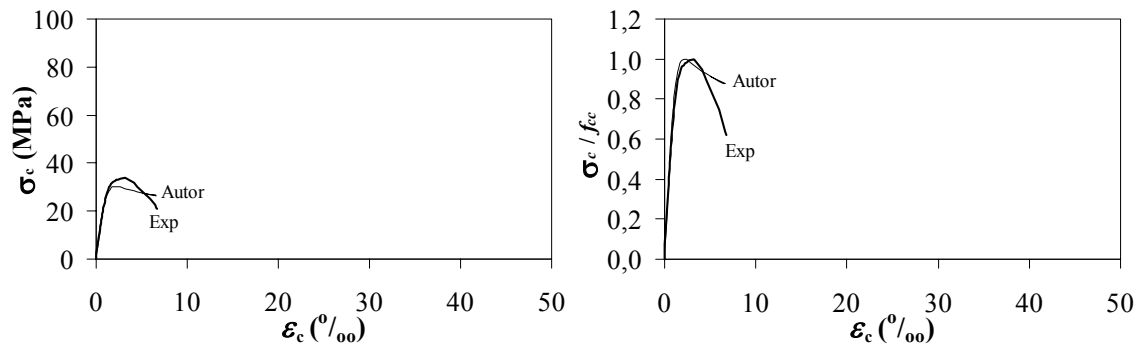
Figura 7.16 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada Ensaçados



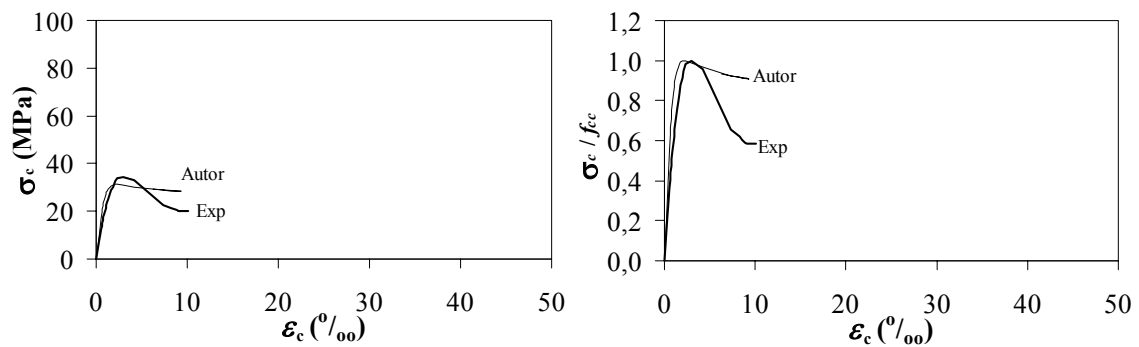
Grupo II – 1 Camada de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 28,8$ MPa



Grupo II – 2 Camadas de Reforço – 150 mm x 300 mm – $f_{co} = 28,8$ MPa

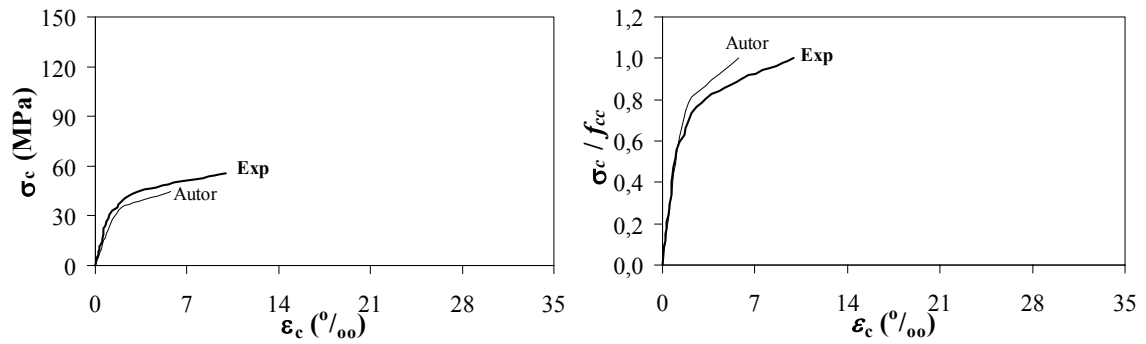


Grupo III – 1 Camada de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 29,4$ MPa

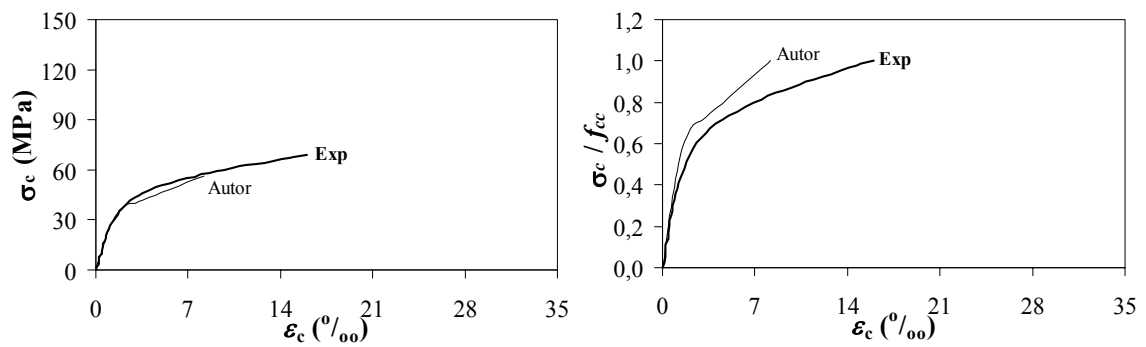


Grupo III – 2 Camadas de Reforço – 225 mm x 450 mm – $f_{co} = 29,4$ MPa

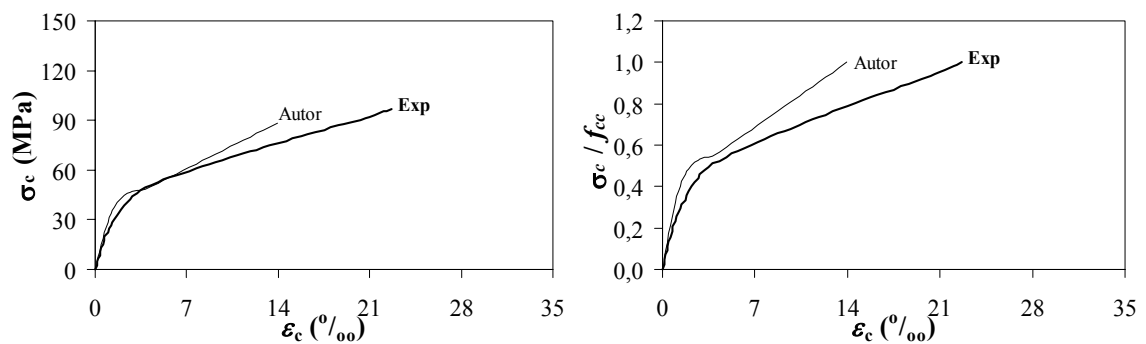
Figura 7.17 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Experimental e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Retangular Ensaçados



1 Camada de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 435 mm – $f_{co} = 35,0$ MPa

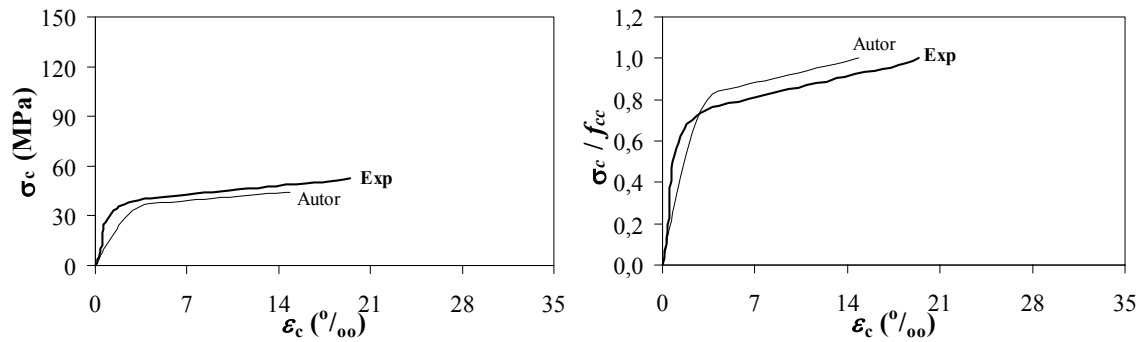


2 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 435 mm – $f_{co} = 35,0$ MPa

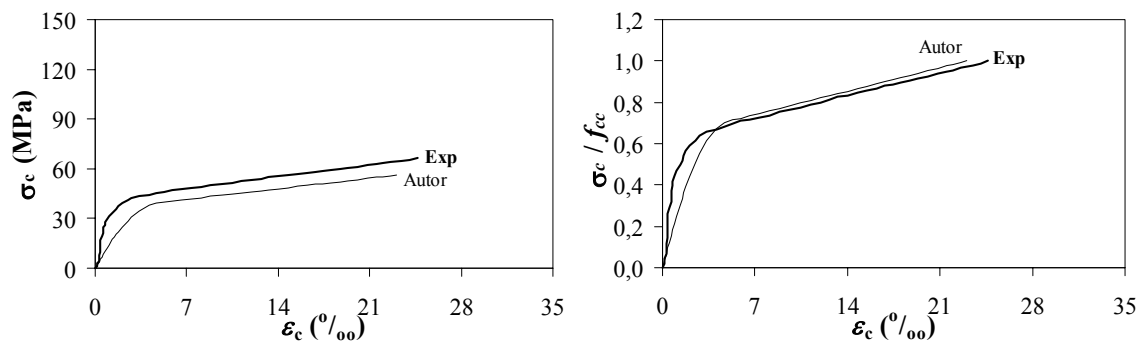


3 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 435 mm – $f_{co} = 35,0$ MPa

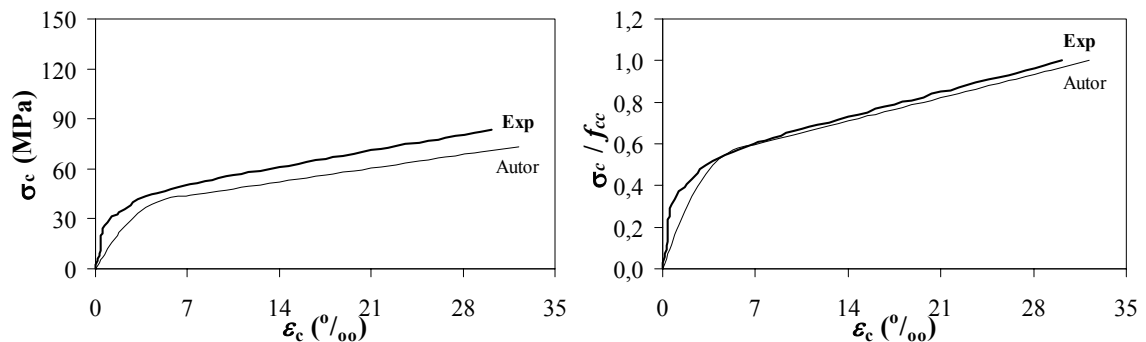
Figura 7.18 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por SAAFI *et al.* (1999) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continua)



1 Camada de Reforço com Fibras de Vidro – 152 mm x 435 mm – $f_{co} = 35,0$ MPa

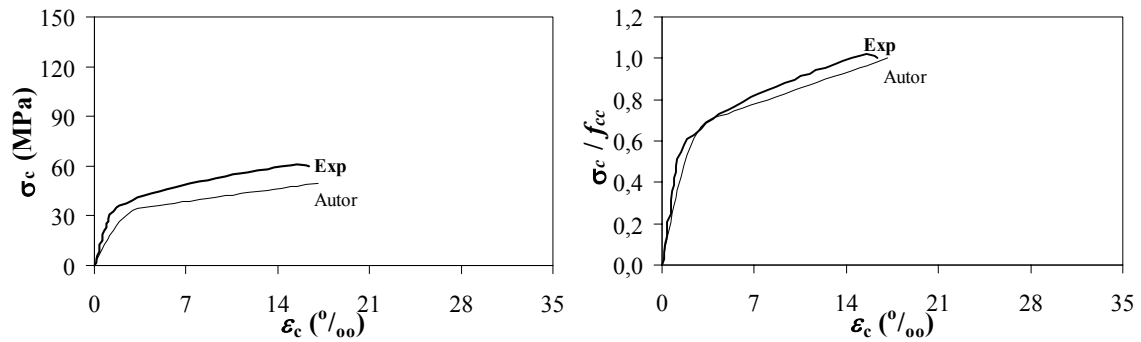


2 Camadas de Reforço com Fibras de Vidro – 152 mm x 435 mm – $f_{co} = 35,0$ MPa

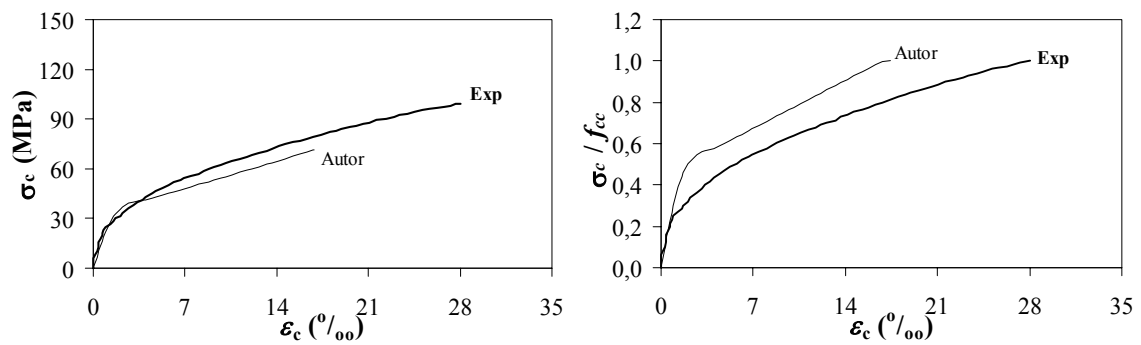


3 Camadas de Reforço com Fibras de Vidro – 152 mm x 435 mm – $f_{co} = 35,0$ MPa

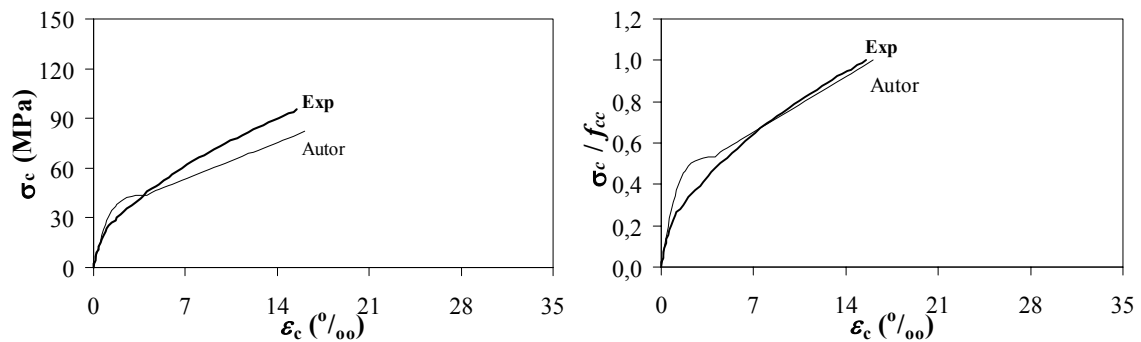
Figura 7.18 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por SAAFI *et al.* (1999) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continuação)



1 Camada de Reforço com Fibras de Carbono e Vidro – 76 mm x 305 mm – $f_{co} = 30,9$ MPa

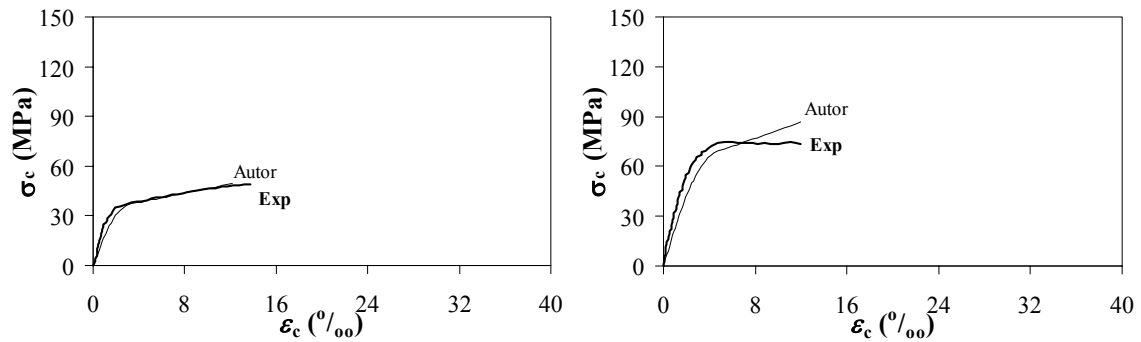


2 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 76 mm x 305 mm – $f_{co} = 30,9$ MPa

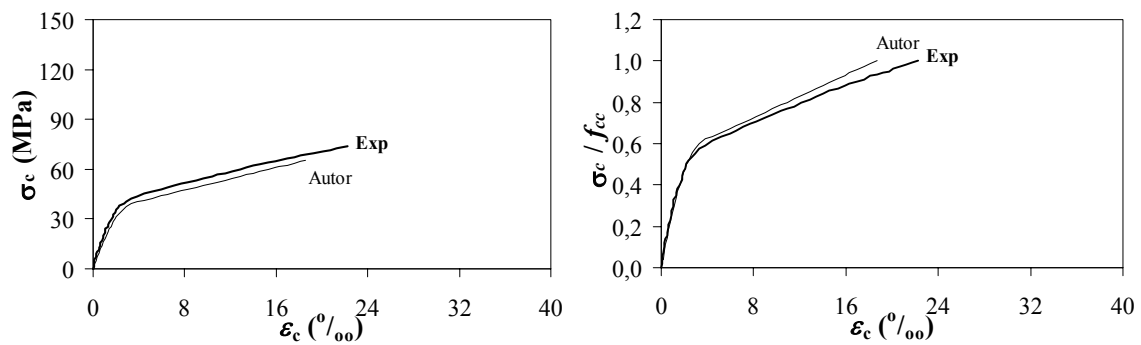


2 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 76 mm x 305 mm – $f_{co} = 30,9$ MPa

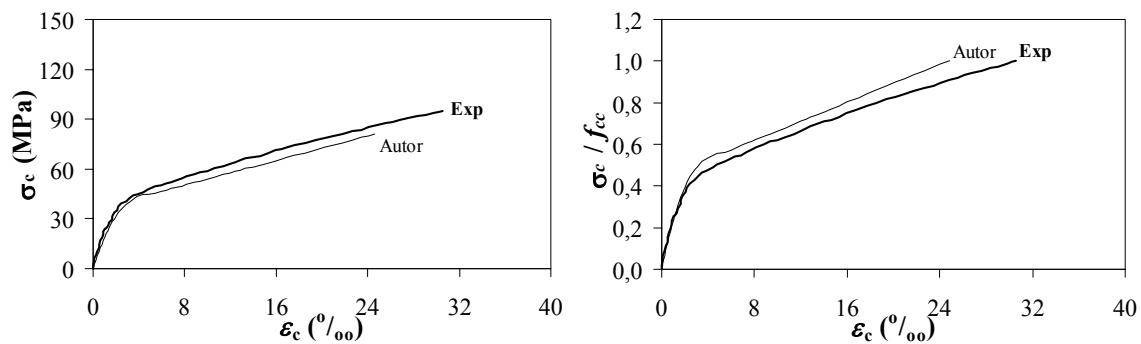
Figura 7.19 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por TOUTANJI (1999b) e Calculadas Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular



1 Camada de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 33,7$ MPa

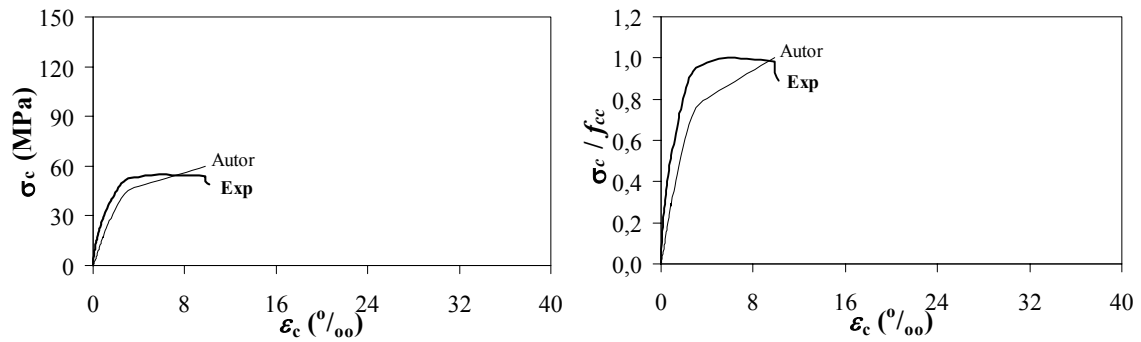


2 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 33,7$ MPa

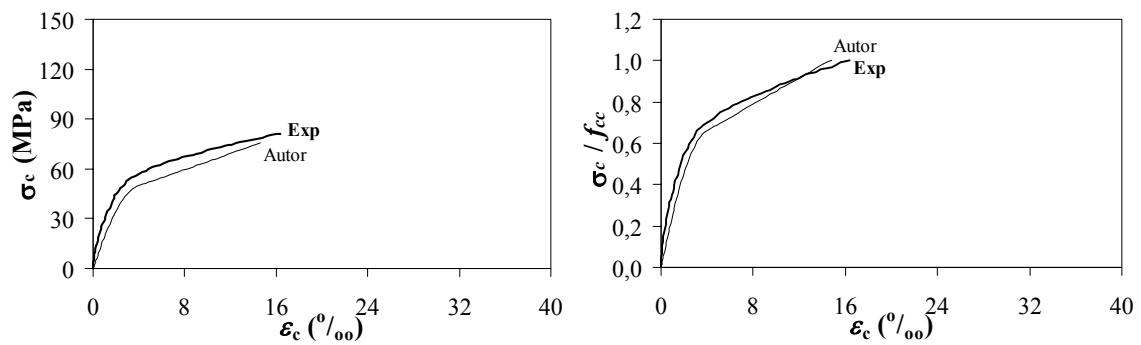


3 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 33,7$ MPa

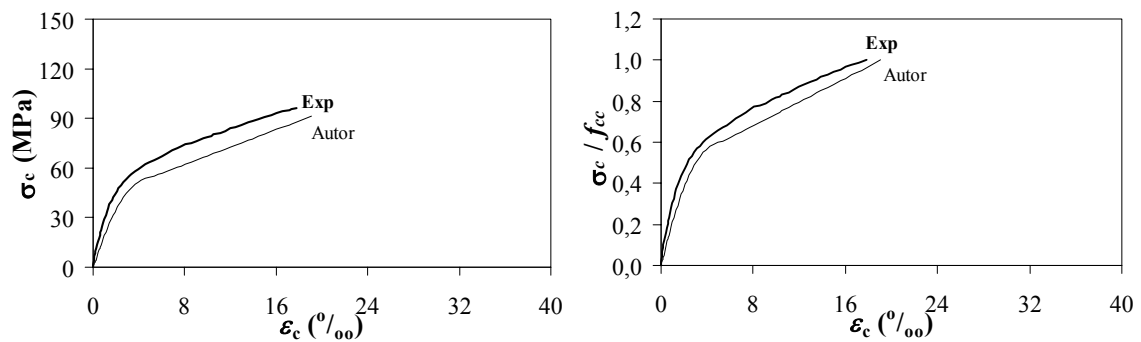
Figura 7.20 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por XIAO e WU (2000) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continua)



1 Camada de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 43,8$ MPa

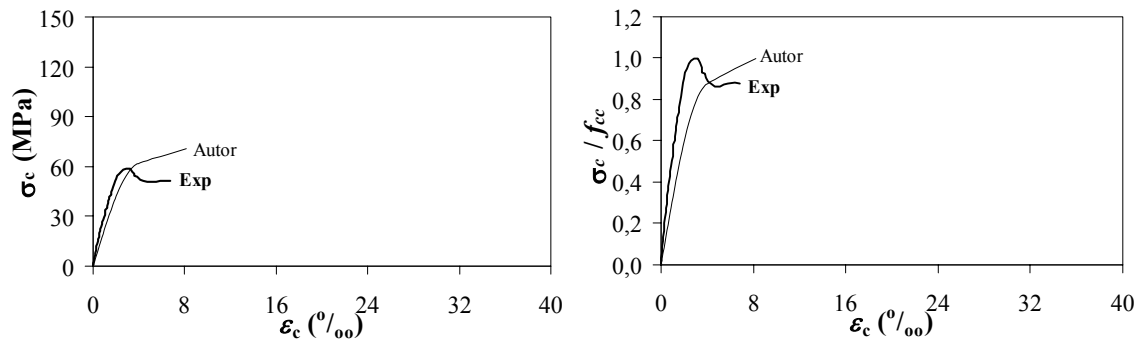


2 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 43,8$ MPa

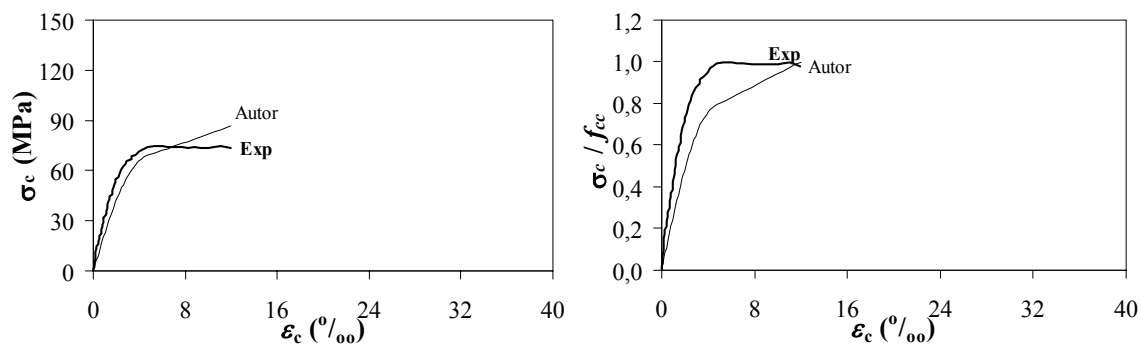


3 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 43,8$ MPa

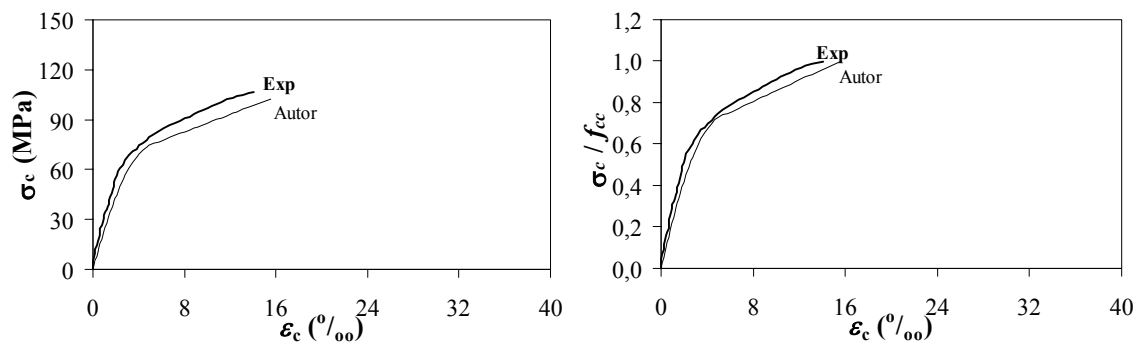
Figura 7.20 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por XIAO e WU (2000) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continua)



1 Camada de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 55,2$ MPa

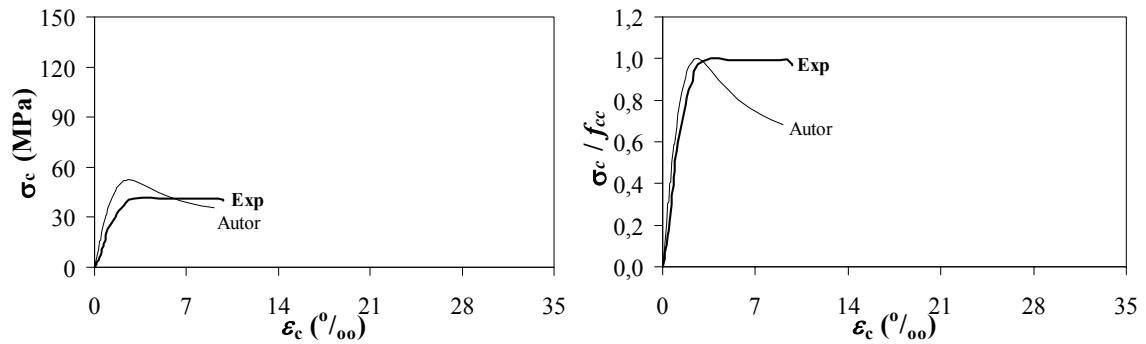


2 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 55,2$ MPa

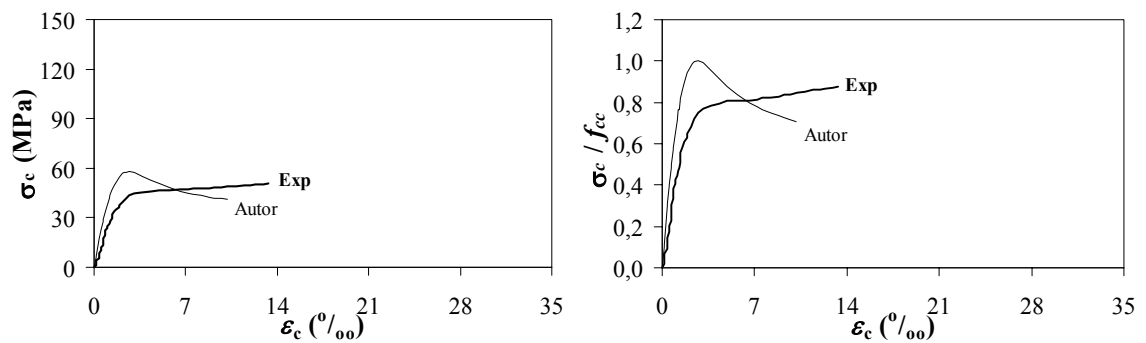


3 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 55,2$ MPa

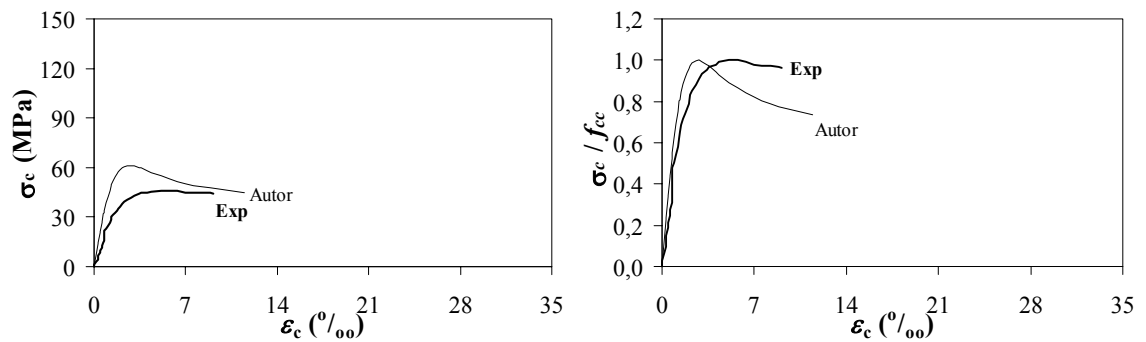
Figura 7.20 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por XIAO e WU (2000) e Calculada Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Circular (Continuação)



3 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 42,0$ MPa e $r_c = 25$ mm



4 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 43,9$ MPa e $r_c = 25$ mm



5 Camadas de Reforço com Fibras de Carbono – 152 mm x 305 mm – $f_{co} = 43,9$ MPa e $r_c = 25$ mm

Figura 7.21 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) e Calculada Segundo Autor para Pilares de Concreto Simples de Seção Quadrada (Continua)

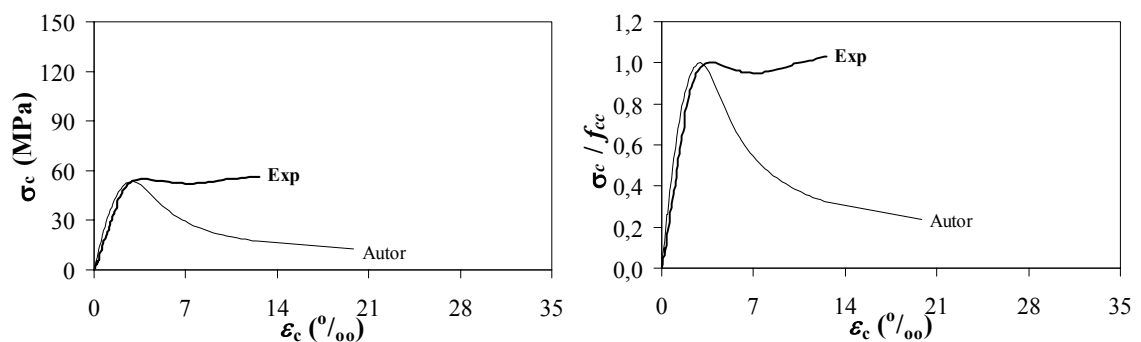
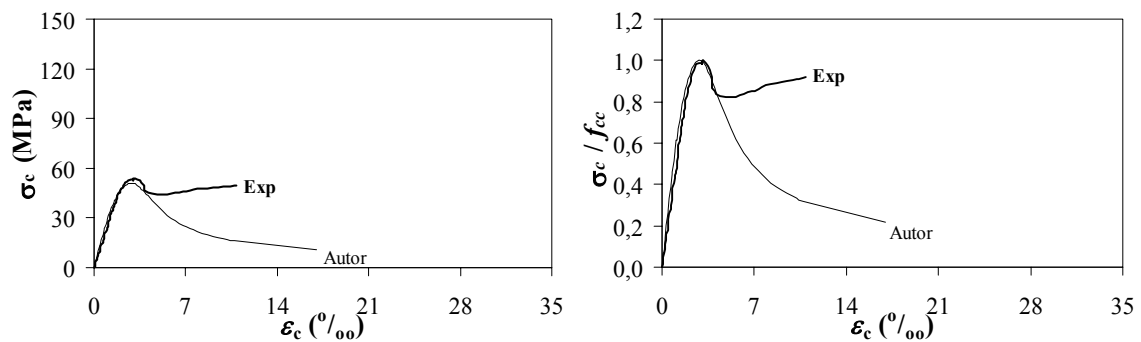
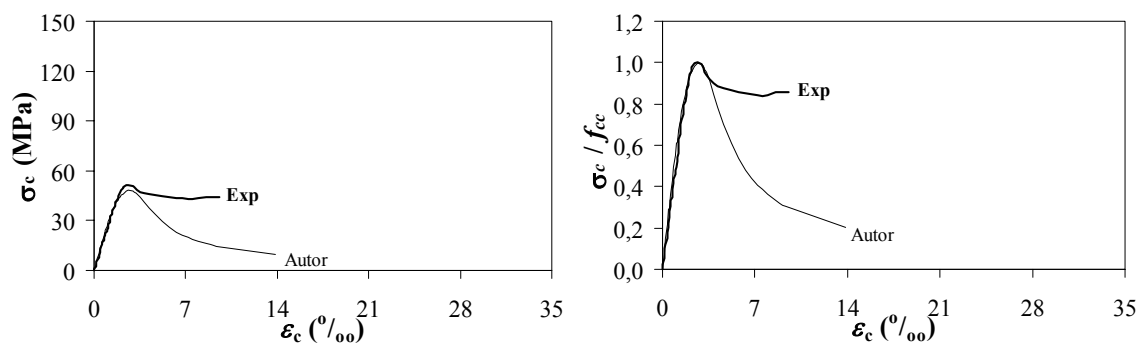
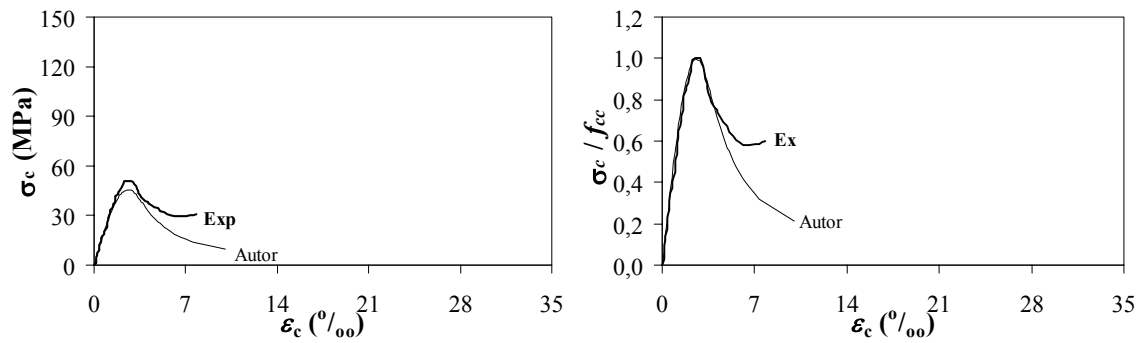


Figura 7.21 – Comparação entre Curvas Tensão – Deformação Longitudinal Obtidas por ROCHETTE e LABOSSIÈRE (2000) e Calculadas Segundo Autor para Pilaretes de Concreto Simples de Seção Quadrada (Continuação)

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dos inúmeros estudos sobre vigas de concreto reforçadas à flexão e/ou cortante encontrados na literatura e dos ensaios deste trabalho de 20 vigas de concreto com entalhe no meio do vão, sendo 8 vigas sem armadura interna e 12 vigas com armadura interna reforçadas com uma, duas ou três camadas de reforço à flexão, foi possível tirar algumas conclusões, sendo as principais abaixo mencionadas.

Os parâmetros que mais afetam o comportamento de vigas reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras são a taxa e as propriedades dos materiais (concreto, armaduras interna e de reforço), o detalhamento, sistema de ancoragem de extremidades e a execução do reforço, e o estado das vigas a serem reforçadas, além da qualidade da ligação das interfaces concreto – cola – material de reforço.

Nos estudos que investigaram o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e/ou ao cortante com materiais compósitos de resina e fibras, constataram-se a diminuição da deformação da armadura interna, devida à ação conjunta do material de reforço e da armadura interna, o aumento dos ganhos de resistência relativa para menores taxas de armadura interna e a diminuição da ductilidade para materiais compósitos de resina e fibras mais rígidos. Particularmente no caso de reforço à flexão de vigas, também notou-se que quanto maior a taxa de armadura de reforço, mais frágil é o modo de ruptura, maior o controle da fissuração e menores os valores de flechas e de deformações das armaduras internas.

Verificaram-se significativos aumentos de resistência, de rigidez e de controle de fissuração, desde que sejam feitos o emprego de adequados sistemas de ancoragem nas extremidades do reforço e nas regiões de maiores aberturas de fissuras de vigas, e a limitação, no estado limite último, da deformação do compósito, além da utilização de

colas com maior capacidade de deformação, devido ao melhor aproveitamento das propriedades do reforço.

Constatou-se que os modelos da teoria de flexão simples e da treliça de Morsch podem ser utilizados na avaliação da resistência à flexão e ao cortante de vigas reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras, desde que os valores da deformação última do material de reforço, dependendo do tipo de reforço, e da tensão de cisalhamento no concreto das vigas reforçadas sejam limitados, com o objetivo de impedir rupturas indesejáveis devidas a descolamento e/ou destacamento do reforço.

Com o intuito de evitar o descolamento do reforço, o valor proposto da deformação última no dimensionamento de vigas reforçadas é igual a 5‰, para o caso de reforço pré-fabricado (lâminas), e 6‰, para reforços curados *in situ* (folhas). Objetivando-se impedir o destacamento do reforço, o valor da tensão de cisalhamento a ser suportada pela superfície de concreto deve ser limitado em função da resistência do concreto à tração direta, conforme Equações 7.17 (reforço à flexão, v. pág. 316) e 7.23 (reforço ao cortante, v. pág. 321).

A resistência à tração direta do substrato de concreto deve ser superior a pelo menos 1,0 MPa, conforme preconiza o CEB (2001). Além disso, devem ser seguidas instruções do fabricante do material de reforço para sua aplicação quanto ao preparo, limpeza e nivelamento da superfície do concreto. Cantos angulosos na superfície do concreto devem ser arredondados, cujo raio de arredondamento de cantos angulosos deve ser maior que 13 mm (ACI 440.2R, 2002), com o propósito de se evitar dano local do material de reforço.

Com relação ao detalhamento do reforço à flexão, sugere-se que menores devam ser a distância entre a extremidade do reforço e a face do apoio da viga (até 50 mm, de acordo com o CEB, 2001), o módulo de elasticidade da cola e do compósito, e a espessura do reforço, visando à diminuição de concentrações de tensões de cisalhamento e normal que ocorrem nas extremidades do reforço, e que sejam utilizados apropriados sistemas de ancoragem das extremidades e nas regiões de maiores aberturas de fissuras. Etribos na forma de “U” compõem um dos tipos de sistemas de ancoragem

que propiciou resultados satisfatórios. Para comprimento de ancoragem e emendas entre compósitos, recomendam-se comprimentos maiores que 500 mm (ARYA e FARMER, 2001; NEUBAUER e ROSTASY, 1997 *apud* ARYA *et al.*, 2002) e 100 mm (MBT, 198b).

Em se tratando do detalhamento do reforço ao cortante, indica-se o uso de estribos verticais com relação ao eixo longitudinal da viga na forma de “U”, espaçados de acordo com o que prescreve a NBR 6118 (2003) para armadura transversal interna, com tiras horizontais coladas nas suas extremidades, ou, onde for possível a execução, o uso de estribos fechados.

Não se aconselha o uso de sistema de reforço com materiais compósitos de resina e fibras em regiões onde a temperatura sensivelmente ultrapasse 50 °C. Em regiões onde a temperatura seja próxima de cerca de 50 °C, indica-se o uso de isolantes térmicos, argamassa polimérica e/ou pintura resistente para proteger as estruturas de concreto reforçadas com materiais compósitos de resina e fibras dos nocivos efeitos da variação de temperatura.

Dos diversos estudos sobre pilares de concreto coletados da literatura e dos resultados de ensaios deste trabalho de 99 pilaretes de concreto sem armadura interna, sendo 66 reforçados com uma ou duas camadas, pôde-se chegar a algumas conclusões, sendo as mais importantes resumidas.

Os mais relevantes parâmetros que influenciam o comportamento de pilares confinados externamente com compósitos de resina e fibras são as propriedades do material confinante e do concreto, além da geometria, dos raios das arestas arredondadas da seção e da taxa de armadura interna do pilar.

O reforço realizado de modo contínuo e com fibras perpendiculares ao eixo longitudinal do pilar é o que conduz a um confinamento mais eficiente. Por serem mais resistentes e rígidos, recomenda-se a utilização de compósitos de fibras de carbono para se obter maior valor de resistência do concreto confinado. Os compósitos de fibras de

vidro ou de aramida são os mais indicados para concretos confinados em que se deseje uma maior ductilidade.

Para uma mesma taxa de armadura de reforço, pilares de concreto de maior resistência apresentam menores valores de resistência à compressão relativa que os de menor resistência.

Elementos de concreto de seção transversal circular confinados são os que têm melhor desempenho quando comparados com os de seção transversal quadrada ou retangular, pois neste tipo de seção a tensão lateral de confinamento é uniforme ao longo do seu perímetro.

O arredondamento das arestas em pilares de concreto confinado de seção transversal quadrada ou retangular deve ser feito para diminuir os efeitos desfavoráveis da não uniformidade da tensão lateral de confinamento. Quanto maior o raio das arestas arredondadas, menores estes efeitos.

Nas curvas tensão – deformação dos pilares de concreto e seção transversal circular confinados com compósito de resina e fibras pode surgir, para baixos níveis de tensão lateral de confinamento, ramo descendente. No caso de pilares de concreto de seção transversal quadrada ou retangular, devido à não uniformidade de tensão de confinamento no plano da seção, as curvas tensão – deformação tendem a apresentar um ramo descendente, que se estabiliza para uma tensão axial cerca de 70% a 100% da resistência do concreto não confinado à compressão.

Pôde-se observar que a ruptura dos espécimes de pilares de concreto de seção transversal circular confinados é brusca, apesar de ser possível ouvir ruídos nos estágios de fissuração do núcleo de concreto até a ruptura do material confinante. Nos pilares de seção transversal quadrada e retangular, há ruptura do compósito em uma ou mais das arestas arredondadas. Em espécimes de pilares de concreto armado confinados, na iminência da ruptura, ocorre o esmagamento do núcleo de concreto e, em seguida, a flambagem da armadura longitudinal interna dos mesmos.

Das expressões propostas para cálculo da resistência e da deformação última do concreto confinado com compósitos, poucas se aplicam ao caso de seção quadrada ou retangular. As expressões propostas neste trabalho levam a resultados próximos aos dos reais para os casos de seções circular, quadrada e retangular.

As expressões propostas neste trabalho para curvas tensão – deformação na direção longitudinal de concreto confinado de pilares de seções circular, quadrada e retangular tendem a melhor descrever o comportamento dos pilaretes.

Devido à menor eficiência do confinamento e ao menor número de ensaios em elementos com seções quadrada e retangular, restrições quanto ao raio mínimo das arestas, máximas dimensão e relação entre dimensões da seção têm sido recomendadas, como mostra a Tabela 4.8 (pág. 172).

Assim, embora o reforço com materiais compósitos de resina e fibras seja uma boa alternativa, já que aumenta a resistência de vigas e a ductilidade e resistência de pilares de concreto, cuidados especiais devem ser tomados ao se projetar este reforço face ao conhecimento relativamente limitado que ainda se tem sobre o assunto.

Com o objetivo de esclarecer alguns aspectos ainda questionáveis sobre o comportamento de vigas e pilares de concreto, são sugeridos:

- avaliação da deformação última do reforço para caso de descolamento e da tensão cisalhante limite no concreto contra o destacamento do compósito no reforço à flexão e ao cortante de vigas de concreto;
- estudo de sistemas de ancoragem de extremidades e em região de maiores abertura de fissuras a fim de aproveitar ao máximo as propriedades dos compósitos, identificando os mais eficientes;
- estudo de pilares de concreto armado com dimensões mais próximas das reais reforçados com diferentes taxas de armaduras internas e de reforço;
- estudo do comportamento de vigas e pilares de concreto reforçados com compósitos sob diferentes temperaturas, com sistemas de proteção térmica;
- estudo do comportamento de vigas e pilares de concreto armado reforçados com compósitos pré-tracionados;

- estudo do comportamento de pilares de concreto armado de seção retangular de diferentes relação entre dimensões da seção transversal e raio das arestas arredondadas;
- avaliação de abertura de fissuras de flexão e de cortante em vigas de concreto reforçadas com compósitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADHIKARY, B. B., MUTSUYOSHI, H., 2001, “Study on The Bond Between Concrete and Externally Bonded CFRP Sheet”, *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 371-378, Cambridge, UK, Jul.
- AHMAD, S. H., SHAH, S. P., 1979, “Complete Stress-Strain Curve of Concrete and Nonlinear Design”, In: *Proceedings Nonlinear Design of Concrete Structures*, Ontario, Canada, pp. 61-81, Aug.
- AHMAD, S. H., SHAH, S. P., 1982, “Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement”, *ACI Journal*, v. 79, n. 6, pp. 484-490.
- AHMED, O., GEMERT, D. V., VANDEWALLE, L., 2001, “Improved Model for Plate-End Shear of CFRP Strengthened RC Beams”, *Cement and Concrete Composites*, v. 23, n. 1, pp. 3-19.
- AIDOO, J., HARRIES, K. A., PETROU, M. F., 2002, “Fatigue Behavior of CFRP-Strengthened Reinforced Concrete Bridge Girders”, In: *Proceedings of International Conference on Composites in Infrastructure ICCI*, University of Arizona, San Francisco, California, USA, Jun.
- AIRE, C., GETTU, R., CASAS, J. R., 2001, “Study of The Compressive Behavior of Concrete Confined by Fiber Reinforced Composites”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 239-243, Oct.
- ALMUSALLAM, T. H., AL-SALLOUM, Y. A., 2001, “Ultimate Strength Prediction for RC Beams Externally Strengthened by Composite Materials”, *Composites Part B: Engineering*, v. 32, n. 7, pp. 609-619, Oct.

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318.RM, 2002, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit, USA.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 440.2R., 2002, “Guide for The Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, *ACI COMMITTEE 400*, Farmington Hills, Michigan, USA, 45 p., Oct.
- ARAÚJO, A. S. de, 2002a, *Reforço ao Cisalhamento de Vigas T de Concreto Armado com Fibra de Carbono com Dois Tipos de Ancoragem*, Dissertação de M.Sc., UnB, Brasília, DF, Brasil.
- ARAÚJO, C. M., 2002b, *Reforço de Vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento Tecidos de Fibras de Carbono*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ARDUINI, M., DI TOMMASO, NANNI, A., 1997, “Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams”, *ACI Structural Journal*, v. 94, n. 4, pp. 363-370, Jul.-Aug.
- ARDUINI, M., NANNI, A., 1997, “Parametric Study of Beams with Externally Bonded FRP Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, v. 94, n. 5, pp. 493-501, Sep.-Oct.
- ARYA, C., CLARKE, J. L., KAY, E. A., O’REGAN, P. D., 2002, “TR 55: Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials: A Review”, *Engineering Structures*, v. 24, n. 7, pp. 889-900, Jul.
- ARYA, C., FARMER, N., 2001, “Design Guidelines for Flexural Strengthening of Concrete Members Using FRP Composites”, *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 167-176, Cambridge, UK, Jul.

- ASCIONE, L., FEO, L., 2000, “Modeling of Composite/Concrete Interface of RC Beams Strengthened with Composite Laminates”, *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 6, pp. 535-540, Oct.
- ASSA, B., NISHIYAMA, M., WATANABE, F., 2001a, “New Approach for Modeling Confined Concrete. I: Circular Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 127, n. 7, pp. 743-750, Jul.
- ASSA, B., NISHIYAMA, M., WATANABE, F., 2001b, “New Approach for Modeling Confined Concrete. II: Rectangular Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 127, n. 7, pp. 751-757, Jul.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 5738, 1993, *Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de Ensaio*, Brasil, pp. 14, Abr.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 5739, 1994, *Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos - Método de Ensaio*, Brasil, pp. 4, Jul.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 6118, 2003, *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*, Brasil, pp. 221, Mar.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 6152, 1980, *Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos - Método de Ensaio*, Brasil, pp. 14.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 7222, 1994, *Argamassa e Concreto - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos - Método de Ensaio*, Brasil, pp. 3, Mar.

- BALÁZS, G., ALMAKT, M. M., 2000, “Strengthening with Carbon Fibres – Hungarian Experiences”, *Concrete Structures*, pp. 52-60.
- BALENDRAN, R. V., RANA, T. M., NADEEM, A., 2001, “Strengthening of Concrete Structures with FRP Sheets and Plates”, *Structural Survey*, MCB University Press, ISSN 0263-080X, v. 19, n. 4, pp. 185-192.
- BARNES, R. A., MAYS, G. C., 1999, “Fatigue Performance of Concrete Beams Strengthened with CFRP Plates”, *Journal of Composites for Construction*, v. 3, n. 2, pp. 63-72, May.
- BARROS, J. A. O., SENA-CRUZ, J. M., DIAS, S. J. E., *et al.*, 2003, “Investigação no Âmbito da Utilização de Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas de Betão”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- BEBER, A. J., CAMPAGNOLO, J. L., CAMPOS FILHO, A., 2003, “Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Compósito de Fibra de Carbono”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- BEBER, A. J., CAMPOS FILHO, A., CAMPAGNOLO, J. L., 2000, “Tecidos de Fibra de Carbono no Reforço de Vigas de Concreto Armado”, In: *Anais do 2º Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas*.
- BECQUE, J., PATNAIK, A. K., RIZKALLA, S. H., 2003, “Analytical Models for Concrete Confined with FRP Tubes”, *Journal of Composites for Construction*, v. 7, n. 1, pp. 31-38, Feb.
- BENCARDINO, F., COLOTTI, V., SPADEA, G., *et al.*, 2001, “Failure Analysis of RC Beams with Bonded FRP Laminates”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 505-510, Oct.

- BING, L., PARK, R., TANAKA, H., 2001, "Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal Strength Transverse Reinforcements", *ACI Structural Journal*, v. 98, n. 3, pp. 395-406, May-Jun.
- BLONTROCK, H., TAERWE, L., VANDEVELDE, P., 2001, "Fire Testing of Concrete Slabs Strengthened with Fibre Composite Laminates", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 547-556, Cambridge, UK, Jul.
- BONACCI, J. F., MAALEJ, M., 2000, "Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer for Rehabilitation of Corrosion Damaged Concrete Beams", *ACI Structural Journal*, v. 97, n. 5, pp. 703-711, Sep.-Oct.
- BROSENS, K., AHMED, O., GEMERT, D. V. *et al.*, 2000, "Performance of Hybrid CFRP/Steel Strengthening of RC Constructions", In: *Anais do 2^o Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas*.
- BROSENS, K., GEMERT, D. V., 2001, "Anchorage Analysis of Externally Bonded Bending Reinforcement", In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 211-216, Oct.
- BUYLE-BODIN, F., DAVID, E., RAGNEAU, E., 2002, "Finite Element Modelling of Flexural Behaviour of Externally Bonded CFRP Reinforced Concrete Structures", *Engineering Structures*, v. 24, n. 11, pp. 1423-1429, Nov.
- BUYUKOZTURK, O., HEARING, B., 1998, "Failure Behavior of Precracked Concrete Beams Retrofitted with FRP", *Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 3, pp. 138-144, Aug.
- CAMPIONE, G., MIRAGLIA, N., 2003, "Strength and Strain Capacities of Concrete Compression Members Reinforced with FRP", *Cement and Concrete Composites*, v. 25, n. 1, pp. 31-41, Jan.

- CARNEIRO, L. A. V., SHEHATA, I. A. E. M., SHEHATA, L. C. D., 2000, “Avaliação da Resistência de Colunas Curtas de Concreto Confinadas Externamente com Fibras de Carbono”, In: *Anais das XXIX Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estrutural*, Punta del Este, Uruguai, Nov.
- CAROLIN, A., HEJLL, A., TÄLJSTEN, B., 2002, “Behavior of Concrete Beams Strengthened with CFRP and Loaded in Fatigue During the Strengthening Process”, In: *Proceedings of International Conference on Composites in Infrastructure ICCI*, University of Arizona, San Francisco, California, USA, Jun.
- CARRAZEDO, R., HANAI, J. B., TAKEUTI, A. R., 2002, “Efeitos do Confinamento em Pilares Circulares de Concreto Armado Encamisados com Compósitos de Fibras de Carbono”, In: *Anais do 44^o Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte/BH, Brasil, Ago.
- CERONI, F., PROTA A., PECCE, M., 2001, “Experimental Behavior of RC Beams Strengthened by FRP Sheets”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 499-504, Oct.
- CERQUEIRA, E. C., 2000, *Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- CHAALLAL, O., NOLLET, M. -J., PERRATON, D., 1998, “Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Fiber-Reinforced-Plastic Plates: Design Guidelines for Shear and Flexure”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 25, n. 4, pp. 692-704, Aug.
- CHAALLAL, O., SHAHAWY, M., 2000, “Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column under Combined Axial-Flexural Loading”, *ACI Structural Journal*, v. 97, n. 4, pp. 659-668, Jul.-Aug.

- CHAJES, M. J., THOMSON, T. A., FARSCHMAN, J. C. A., 1995, “Durability of Concrete Beams Externally Reinforced with Composite Fabrics”, *Construction and Building Materials*, v. 9, n. 3, pp. 141-148.
- CHEN, W. F., 1982, *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, Inc., New York, USA.
- CHIMELLO, A. A., LA ROVERE, H. L., 2003, “Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Laminados de PRFC – Comparação entre Análise Numérica e Experimental”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- CHUNG, H. S., YANG, K. H., LEE, Y. H., *et al.*, 2002, “Stress-strain Curve of Laterally Confined Concrete”, *Engineering Structures*, v. 24, n. 9, pp. 1153-1163, Sep.
- COLE, C., BELARBI, A., 2001, “Confinement Characteristics of Rectangular FRP-Jacketed RC Columns”, *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 823-832, Cambridge, UK, Jul.
- COLOTTI, V., SPADEA, G., 2001, “Shear Strength of RC Beams Strengthened with Bonded Steel or FRP Plates”, *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 4, pp. 367-373, Apr.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, CEB, 1995, “High Performance Concrete”, *Bulletin d'Information n. 228*, p. 46, Lausanne, Switzerland.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, CEB-FIP TG 9.3 FRP, 2001, “Design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures”, *Technical Report Bulletin n.14*, Lausanne, Switzerland, 138 p., Jul.

- CUSSON, D., PAULTRE, P., 1995, “Stress-strain Model for Confined High-Strength Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 121, n. 3, pp. 468-477, Mar.
- DAVOL, A., BURGUEÑO, R., SEIBLE, F., 2001, “Flexural Behavior of Circular Concrete Filled FRP Shells”, *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 7, pp. 810-817, Jul.
- DEMERS, M., NEALE, K., W., 1999, “Confinement of Reinforced Concrete Columns with Fibre-Reinforced Composite Sheets – An Experimental Study”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 26, n. 2, pp. 226-241, Apr.
- DESKOVIC, N., MEIER, U., TRIANTAFILLOU, T. C., 1995a, “Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Long-Term Behavior”, *Journal of Structural Engineering*, v. 121, n. 7, pp. 1079-1089, Jul.
- DESKOVIC, N., TRIANTAFILLOU, T. C., MEIER, U., 1995b, “Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Short-Term Behavior”, *Journal of Structural Engineering*, v. 121, n. 7, pp. 1069-1078, Jul.
- DIAS, S. J. E., JUVANDES, L. F. P., FIGUEIRAS, J. A., 2002, “Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão com Sistemas Compósitos de CFRP Unidirecionais”, *Revista Engenharia Civil*, Universidade do Minho, Portugal.
- DUARTE, A., CONTARINI, B., 1999, “Reforço Torre – TV Globo”, In: *Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto*, Salvador, Bahia, Brasil, Ago.
- DUTHINH, D., STARNES, M., 2001, “Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Carbon FRP”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 493-498, Oct.

- EL-DASH, K. M., AHMAD, S. H., 1994, "A Model for The Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Normal and High Strength Concrete Columns", *Materials and Structures*, RILEM, v. 27, pp. 572-579.
- EL-DASH, K. M., AHMAD, S. H., 1995, "A Model for Stress-Strain Relationship of Spirally Confined Normal and High-Strength Concrete Columns", *Magazine of Concrete Research*, v. 47, n. 171, pp. 177-184, Jun.
- EL-MIHILMY, M. T., TEDESCO, J. W., 2000a, "Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Laminates", *Journal of Structural Engineering*, v. 126, n. 6, pp. 684-691, Jun.
- EL-MIHILMY, M. T., TEDESCO, J. W., 2000b, "Deflection of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Plates", *ACI Structural Journal*, v. 97, n. 5, pp. 679-688, Sep.-Oct.
- EL-MIHILMY, M. T., TEDESCO, J. W., 2001, "Prediction of Anchorage Failure for Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer Plates", *ACI Structural Journal*, v. 98, n. 3, pp. 301-314, May.-Jun.
- EL-TAWIL, S., OGUNC, C., OKEIL, A., *et al.*, 2001, "Static and Fatigue Analyses of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 4, pp. 258-267, Nov.
- EMMONS, P. H., VAYSBURD, A. M., THOMAS, J., 1998a, "Strengthening Concrete Structures, Part I", *Concrete International*, pp. 53-58, Mar.
- EMMONS, P. H., VAYSBURD, A. M., THOMAS, J., 1998b, "Strengthening Concrete Structures, Part II", *Concrete International*, pp. 56-60, Apr.
- ERKI, M. A., MEIER, U., 1999, "Impact Loading of Concrete Beams Externally Strengthened with CFRP Laminates", *Journal of Composites for Construction*, v. 3, n. 3, pp. 117-124, Aug.

- ETMAN, E. E., BEEBY, A. W., 2000, "Experimental Programme and Analytical Study of Bond Stress Distributions on A Composite Plate Bonded to A Reinforced Concrete Beam", *Cement and Concrete Composites*, v. 22, n. 4, pp. 281-291, Aug.
- FAM, A. Z., RIZKALLA, S. H., 2002, "Flexural Behavior of Concrete-Filled Fiber-Reinforced Polymer Circular Tubes", *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 2, pp. 123-132, May.
- FAM, A. Z., RIZKALLA, S. H., TADROS, G., 1997, "Behavior of CFRP for Prestressing and Shear Reinforcements of Concrete Highway Bridges", *ACI Structural Journal*, v. 94, n. 1, pp. 77-86, Jan.-Feb.
- FARDIS, M. N., KHALILI, H. H., 1982, "FRP-encased Concrete as a Structural Material", *Magazine of Concrete Research*, v. 34, n. 121, pp. 191-202, Dec.
- FARUQI, M. A., PLEIMANN, L. G., LEELANI, P., 2000, "A Mathematical Evaluation of Compressive Behavior of Steel Tubular Structures Filled with Composites Materials", *Construction and Building Materials*, v. 14, n. 1, pp. 1-5, Jan.
- FERREIRA, D., BARROS, J., 2003, "Mantas de CFRP no Confinamento de Elementos de Betão Submetidos à Compressão", In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- FERREIRA, A. J. M., MARQUES, A. T., SÁ, J. C., 2000, "Analysis of Reinforced Concrete with External Composite Strengthening", *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 6, pp. 527-534, Oct.
- FERREIRA, D. R. S. M., BARROS, J. O., LOURENÇO, P. B., 2001, "Aplicação de Laminados de Fibras de Carbono no Reforço de Pilares de Betão Armado", *Engenharia Civil*, Universidade do Minho, n. 12, pp. 7-18.

- FORTES, A. S., BARROS, J. A. O., PADARATZ, I. J., 2003a, “Estudo Comparativo de Três Técnicas de Reforço à Flexão com CFRP”, In: *Anais do 45º Congresso Brasileiro do Concreto*, Vitória, Espírito Santo, Brasil, Ago.
- FORTES, A. S., PADARATZ, I. J., BARROS, J. A. O., FREIRE, I. F., 2003b, “Eficiência do Reforço de CFRP em Estruturas de Concreto sob Efeito Térmico”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- FORTES, A. S., PADARATZ, I. J., ROVERE, H. L., 2000, “Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymeric Strips”, In: *Proceedings of 2nd International Conference on the Behaviour of Damaged Structures*.
- FRANGOU, M., PILAKOUTAS, K., DRITSOS, S., 1995, “Structural Repair/Strengthening of RC Columns”, *Construction and Building Materials*, v. 9, n. 5, pp. 259-266.
- FU, H. C., ERKI, M. A., SECKIN, M., 1991, “A Review of The Effects of Loading Rate on Concrete in Compression”, *Journal of Structural Engineering*, v. 117, n. 12, pp. 3660-3679.
- GANGARAO, H. V. S., VIJAY, P. V., 1998, “Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fabric”, *Journal of Structural Engineering*, v. 124, n. 1, pp. 3-10, Jan.
- GARCEZ, M. R., LOPES, M. I. P., SOARES, J. M. D., 2003, “Reforço com Mantas de Fibra de Carbono em Vigas de Concreto Armado Submetidas a um Carregamento Acima do Admissível”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.

- GARDEN, H. N., HOLLAWAY, L.C., 1998a, “An Experimental Study of the Failure Modes of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed Carbon Composite Plates”, *Composites Part B: Engineering*, v. 29, n. 4, pp. 411-424.
- GARDEN, H. N., HOLLAWAY, L.C., 1998b, “An Experimental Study of the Influence of Plate End Anchorage of Carbon Fibre Composite Plates Used to Strengthen Reinforced Concrete Beams”, *Composite Structures*, v. 42, pp. 175-188.
- GARDEN, H. N., HOLLAWAY, L.C., THORNE, A. M., 1997, “A Preliminary Evaluation of Carbon Fibre Reinforced Polymer Plates for Strengthening Reinforced Concrete Members”, In: *Proceedings of Inst. Civ. Engrs. Structs. & Bldgs.*, v. 123, pp. 127-142, May.
- GARDEN, H. N., HOLLAWAY, L.C., THORNE, A. M., 1998, “The Strengthening and Deformation Behavior of Reinforced Concrete Beams Upgraded Using Prestressed Composite Plates”, *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v. 31, pp. 247-258, May.
- GENDRON, G., PICARD, A., GUÉRIN, M. -C., 1999, “A Theoretical Study on Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Composite Plates”, *Composite Structures*, v. 45, n. 4, pp. 303-309, Aug.
- GHOBARAH, A., GHORBEL, M. N., CHIDIAC, S. E., 2002, “Upgrading Torsional Resistance of Reinforced Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Polymer”, *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 4, pp. 257-263, Nov.
- GIÃO, A. R., GOMES, A., 2001, “Experimental Study of Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with CFRP”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 523-528, Oct.
- GOULD, N. C., HARMON, T. G., 2002, “Confined Concrete Columns Subjected to Axial Load, Cyclic Shear, and Cyclic Flexure - Part II: Experimental Program”, *ACI Structural Journal*, v. 99, n. 1, pp. 42-50, Jan.-Fev.

- GRACE, N. F., 2001, "Strengthening of Negative Moment Region of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strips", *ACI Structural Journal*, v. 98, n. 3, pp. 347-358, May-Jun.
- GRACE, N. F., SAYED, G. A., SOLIMAN, A. K., *et al.*, 1999, "Strengthening Reinforced Concrete Beams Using Fibre Reinforced Polymer (FRP) Laminates", *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 5, pp. 865-874, Sep.-Oct.
- GREEN, M. F., BISBY, L. A., BEAUDOIN, Y., *et al.*, 2000, "Effect of Freeze-Thaw Cycles on The Bond Durability Between Fibre Reinforced Polymer Plate Reinforcement and Concrete", *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 27, n. 5, pp. 949-959, Oct.
- HANNA, S., JONES, R., 1997, "Composite Wraps for Ageing Infrastructure: Concrete Columns", *Composite Structures*, v. 38, n. 1-4, pp. 57-64, May.
- HARMON, T. G., GOULD, N. C., RAMAKRISHNAN, S., *et al.*, 2002, "Confined Concrete Columns Subjected to Axial Load, Cyclic Shear, and Cyclic Flexure - Part I: Analytical Models", *ACI Structural Journal*, v. 99, n. 1, pp. 32-41, Jan.-Fev.
- HARRIES, K. A., KHAREL, G., 2003, "Experimental Investigation of The Behavior of Variably Confined Concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 33, n. 6, pp. 873-880, Jun.
- HEFFERNAN, P. J., ERKI, M. A., 1996, "Equivalent Capacity and Efficiency of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fibre Reinforced Plastic Sheets", *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 23, pp. 21-29.
- HOSOTANI, M., KAWASHIMA, K., HOSHIKUMA, J., 1996, "Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Bridge Piers by Carbon Fiber Sheets", In: *Proceedings of The U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges*, Tech. Memo. of PWRI, n.

- 3481, Public Works Res. Inst., Ministry of Construction, Tsukuba Science City, Japan.
- HOSOTANI, M., KAWASHIMA, K., HOSHIKUMA, J., 1997, "A Study on Confinement Effect of Concrete Cylinders by Carbon Fiber Sheets", Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, In: *Proceedings of the Third International Symposium*, v. 1, pp. 209-216, Oct.
- HSU, L. S., HSU, C. -T. T., 1994, "Complete Stress-Strain Behaviour of High-Strength Concrete Under Compression", *Magazine of Concrete Research*, v. 46, n. 169, pp. 301-312, Dec.
- HULL, D., CLYNE, T. W., 1996, *An Introduction to Composite Materials*, 2nd ed. Cambridge, England, Cambridge University Press, ISBN 0-521-38190-8.
- ISKANDER, M. G., STACHULA, A., 2002, "Wave Equation Analyses of Fiber-Reinforced Polymer Composite Piling", *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 2, pp. 88-96, May.
- IYER, S. L., 2001, "Fibre Reinforced Polymer (FRP) Tubes for Pile/Column Applications", *The Indian Concrete Journal*, Technical Papers, Jan.
- JOHANSSON, M., GYLLTOFT, K., 2002, "Mechanical Behavior of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns", *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. 8, pp. 1073-1081, Aug.
- JONES, R., SWAMY, R. N., CHARIF, A., 1988, "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates", *The Structural Engineer*, v. 66, n. 5/1, pp. 85-94, Mar.
- JSCE, 1997, "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre Reinforcing Materials", *Japan Society of Civil Engineers*, Concrete Engineering Series 23, Ed. A. Machida, Tokyo, Japan, 325 p.

- JUVANDES, L. F. P., 1999, *Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de “CFRP”*. Tese de D.Sc., Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- KACHLAKEV, D., MCCURRY, D. D., 2000, “Behavior of Full-Scale Reinforced Concrete Beams Retrofitted for Shear and Flexural with FRP Laminates”, *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 6, pp. 445-452, Oct.
- KALIAKIN, V. N., CHAJES, M. J., JANUSZKA, T. F., 1996, “Analysis of Concrete Beams Reinforced with Externally Bonded Woven Composite Fabrics” *Composites Part B: Engineering*, v. 27, n. 3-4, pp. 235-244.
- KARABINIS, A. I., KIOUSIS, P. D., 1994, “Effects of Confinement on Concrete Columns : Plasticity Approach”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 120, n. 9, pp. 2747-2767.
- KARABINIS, A. I., KIOUSIS, P. D., 1996, “Strength and Ductility of Rectangular Concrete Columns : A Plasticity Approach”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 122, n. 3, pp. 267-274, Mar.
- KARABINIS, A. I., ROUSAKIS, T. C., 2002, “Concrete Confined by FRP Material: A Plasticity Approach”, *Engineering Structures*, v. 24, n. 7, pp. 923-932, Jul.
- KARBHARI, V. M., 2002, “Response of Fiber Reinforced Polymer Confined Concrete Exposed to Freeze and Freeze-Thaw Regimes”, *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 1, pp. 35-40, Feb.
- KARBHARI, V. M., GAO, Y., 1997, “Composite Jacketed Concrete under Uniaxial Compression – Verification of Simple Design Equations”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 9, n. 4, pp. 185-193, Nov.

- KARBHARI, V. M., RIVERA, J., DUTTA, P. K., 2000, "Effect of Short-Term Freeze-Thaw Cycling on Composite Confined Concrete", *Journal of Composites for Construction*, v. 4, n. 4, pp. 191-197, Nov.
- KAW, A. K., 1997, *Mechanics of Composite Materials*, New York, USA, CRC Press LLC, ISBN 0-8493-9656-5.
- KHALIFA, A., GOLD, W. J., NANNI, A., *et al.*, 1998, "Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members", *Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 4, pp. 195-202, Nov.
- KHALIFA, A., NANNI, A., 2000, "Improving Shear Capacity of Existing RC T-Section Beams Using CFRP Composites", *Cement and Concrete Composites*, v. 22, n. 3, pp. 165-174, Jun.
- KHALIFA, A., NANNI, A., 2002, "Rehabilitation of Rectangular Simply Supported RC Beams with Shear Deficiencies Using CFRP Composites", *Construction and Building Materials*, v. 16, n. 3, pp. 135-146, Apr.
- KHALOO, A. R., EL-DASH, K. M., AHMAD, S. H., 1999, "Model for Lightweight Concrete Columns Confined by Either Single Hoops or Interlocking Double Spirals", *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 6, pp. 883-890, Nov-Dec.
- KISHI, N., MIKAMI, H., MATSUOKA, K. G., KURIHASHI, Y., 2001, "Failure Behavior of Flexural Strengthened RC Beams with AFRP", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 87-95, Cambridge, UK, Jul.
- LAM, L., TENG, J. G., 2001, "Strength Models for Circular Concrete Columns Confined by FRP Composites", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 835-844, Cambridge, UK, Jul.

- LAM, L., TENG, J. G., 2002, "Strength Models for Fiber-Reinforced Plastic-Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. 5, pp. 612-623, May.
- LAMANNA, A. J., BANK, L. C., SCOTT, D. W., 2001, "Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fasteners and Fiber-Reinforced Polymer Strips", *ACI Structural Journal*, v. 98, n. 3, pp. 368-376, May-Jun.
- LAU, K. T., DUTTA, P. K., ZHOU, L. M., *et al.*, 2001, "Mechanics of Bonds in an FRP Bonded Concrete Beam", *Composites Part B: Engineering*, v. 32, n. 6, pp. 491-502.
- LAU, K., ZHOU, L., 2001a, "Mechanical Performance of Composite-Strengthened Concrete Structures", *Composites Part B: Engineering*, v. 32, n. 1, pp. 21-31.
- LAU, K., ZHOU, L., 2001b, "The mechanical Behaviour of Composite-Wrapped Concrete Cylinders Subjected to Uniaxial Compression Load", *Composite Structures*, v. 52, n. 2, pp. 189-198, May.
- LEE, C., BONACCI, J. F., THOMAS, M. D. A., *et al.*, 2000, "Accelerated Corrosion and Repair of Reinforced Concrete Columns Using Carbon Fibre Reinforced Polymer Sheets", *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 27, pp. 941-948.
- LEES, J. M., WINISTÖRFER, A. U., MEIER, U., 2002, "External Prestressed Carbon Fiber-Reinforced Polymer Straps for Shear Enhancement of Concrete", *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 4, pp. 249-256, Nov.
- LEUNG, C. K. Y., 2001, "Delamination Failure in Concrete Beams Retrofitted with a Bonded Plate", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 13, n. 2, pp. 106-113, Mar-Apr.
- LEUNG, H. Y., 2002, "Strengthening of RC Beams: Some Experimental Findings", *Structural Survey*, MCB University Press, v. 20, n. 5, pp. 173-181.

- LI, A., ASSIH, J., DELMAS, Y., 2001, "Shear Strengthening of RC Beams with Externally Bonded CFRP Sheets", *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 4, pp. 374-380, Apr.
- LI, A., DIAGANA, C., DELMAS, Y., 2001, "CFRP Contribution to Shear Capacity of Strengthening RC Beams", *Engineering Structures*, v. 23, n. 10, pp. 1212-1220.
- LI, A., DIAGANA, C., DELMAS, Y., 2002, "Shear Strengthening Effect by Bonded Composite Fabrics on RC Beams", *Composites Part B: Engineering*, v. 33, n. 3, pp. 225-239, Apr.
- LIMAM, O., FORET, G., EHRLACHER, A., 2003, "RC Beams Strengthened with Composite Material: A Limit Analysis Approach and Experimental Study", *Composite Structures*, v. 59, n. 4, pp. 467-472.
- MAALEJ, M., BIAN, Y., 2001, "Interfacial Shear Stress Concentration in FRP-Strengthened Beams", *Composite Structures*, v. 54, n. 4, pp. 417-426, Dec.
- MACHADO, G. M., SIQUEIRA, C. H., MELO, G. S. *et al.*, 2000, "Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Fibra de Carbono e Armadura Colada", In: *Anais do 2º Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas*.
- MALEK, A. M., SAADATMANESH, H., 1998, "Analytical Study of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Fiber Reinforced Plastic Plates or Fabrics", *ACI Structural Journal*, v. 95, n. 3, pp. 343-352, May.-Jun.
- MALEK, A. M., SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., 1998, "Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End", *ACI Structural Journal*, v. 95, n. 1, pp. 142-152, Mar.-Apr.
- MALVAR, L. J., WARREN, G. E., INABA, C., 1995, "Rehabilitation of Navy Pier Beams with Composite Sheets", Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete

- Structures, In: *Proceedings of the Second International Symposium*, RILEM, v. 1, oct, pp. 533-540.
- MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. N., PARK, R., 1988, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *ASCE Structural Journal*, v. 114, n. 8, pp. 1804-1826.
- MARAVEGIAS, S., TRIANTAFILLOU, T. C., 1996, "Numerical Study of Anchors for Composite Prestressing Straps", *Composite Structures*, v. 35, n. 3, pp. 323-330, Jul.
- MASOUD, S., SOUDKI, K., TOPPER, T., 2001, "CFRP-Strengthened and Corroded RC Beams under Monotonic and Fatigue Loads", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 4, pp. 228-236, Nov.
- MATTHYS, S., 2000, "Structural Behaviour and Design of Concrete Members Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement", *D.Sc. Thesis*, University of Ghent, Ghent, Belgium.
- MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES, MBT, 1998a, "MBraceTM Sistema Compósito de Reforço", *Catálogo*, USA.
- MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES, MBT, 1998b, "Engineering Design Guidelines", *MBraceTM Composite Strengthening System*, Second Edition, Cleveland, USA, Sep.
- MINORU, K., TOSHIRO, K., YUICHI, U., *et al.*, 2001, "Evaluation of Bond Properties in Concrete Repair Materials", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 13, n. 2, pp. 98-105, Mar-Apr.
- MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., 1996, "A New Concrete-Filled Hollow FRP Composite Column", *Composites Part B: Engineering*, v. 27, n. 3-4, pp. 263-268.

- MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., 1997, "Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites", *Journal of Structural Engineering*, v. 123, n. 5, pp. 583-590, May.
- MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., BEITLEMANN, T., 2001, "Slenderness Limit for Hybrid FRP-Concrete Columns", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 1, pp. 26-34, Feb.
- MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., SAMAAAN, M., *et al.*, 1998, "Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete", *Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 4, pp. 175-185, Nov.
- MIYAUCHI, K., NISHIBAYASHI, S., INOUE, S., 1997, "Estimation of Strengthening Effects with Carbon Fiber Sheet for Concrete Column", Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, In: *Proceedings of the Third International Symposium*, v. 1, pp. 217-224, Oct.
- MONTI, G., NISTICÒ, N., SANTINI, S., 2001, "Design of FRP Jackets for Upgrade of Circular Bridge Piers", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 2, pp. 94-101, Nov.
- MUKHOPADHYAYA, P., SWAMY, N., 2001, "Interface Shear Stress: A New Design Criterion for Plate Debonding", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 1, pp. 35-43, Feb.
- NAGUIB, W., MIRMIRAN, A., 2002, "Flexural Creep Tests and Modeling of Concrete-Filled Fiber Reinforced Polymer Tubes", *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 4, pp. 272-279, Nov.
- NAMBOORIMADATHIL, S. M., TUMIALAN, J. G.M , NANNI, A., 2002, "Behavior of RC T-Beams Strengthened in The Negative Moment Region with CFRP

- Laminates”, In: *Proceedings of International Conference on Composites in Infrastructure ICCI*, San Francisco, CA., June 10-12.
- NANNI, A., BRADFORD, N. M., 1995, “FRP Jacketed Concrete Under Uniaxial Compression”, *Construction and Building Materials*, v. 9, n. 2, pp. 115-124.
- NGUYEN, D. M., CHAN, T. K., CHEONG, H. K., 2001, “Brittle Failure and Bond Development Length of CFRP-Concrete Beams”, *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 1, pp. 12-17, Feb.
- NITEREKA, C., NEALE, K. W., 1999, “Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure with Composite Laminates”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 26, n. 5, pp. 646-654, Oct.
- NIU, H., WU, Z., 2001, “Prediction of Debonding Failure Load Due to Flexural Cracks of Concrete for FRP-Strengthened Structures”, *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 361-370, Cambridge, UK, Jul.
- NORRIS, T., SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., 1997, “Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets”, *Journal of Structural Engineering*, v. 123, n. 7, pp. 903-911, Jul.
- OLLER E., SALCEDO, J., COBO, D., *et al.*, 2001, “Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded CFRP Laminates”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 473-485, Oct.
- ORITO, Y., SATO, T., TANAKA, N. *et al.*, 1987, “Study on the Unbounded Steel Tube Structure”, In: *Proceedings of International Conference of Composite Construction in Steel and Concrete*, ASCE, pp. 786-804.

- OYAWA, W. O., SUGIURA, K., WATANABE, E., 2001, "Polymer Concrete-Filled Steel Tubes under Axial Compression", *Construction and Building Materials*, v. 15, n. 4, pp. 187-197.
- PANCHACHARAM, S., BELARBI, A., 2002, "Torsional Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites", In: *Proceedings of The First FIB Congress*, Osaka, Japan, pp. 13-19, Oct..
- PANTAZOPOULOU, S. J., MILLS, R. H., 1995, "Microstructural Aspects of The Mechanical Response of Plain Concrete", *ACI Materials Journal*, v. 92, pp. 605-616, Nov.-Dec.
- PANTELIDES, C. P., GERGELY, J., REAVELEY, L. D., *et al.*, 1999, "Retrofit of RC Bridge Pier with CFRP Advanced Composites", *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 10, pp. 1094-1099, Oct.
- PAPAKONSTANTINOOU, C. G., PETROU, M. F., HARRIES, K. A., 2001, "Fatigue Behavior of RC Beams Strengthened with GFRP Sheets", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 4, pp. 246-253, Nov.
- PARRETI, R., NANNI, A., 2002, "Axial Testing of Concrete Columns Confined with Carbon FRP: Effect of Fiber Orientation", In: *Proceedings of International Conference on Composites in Infrastructure ICCI*, University of Arizona, San Francisco, California, USA, Jun.
- PARVIN, A., WANG, W., 2001, "Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns under Eccentric Loading", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 3, pp. 146-152, Ago.
- PARVIN, A., WANG, W., 2002, "Concrete Columns Confined by Fiber Composite Wraps Under Combined Axial and Cyclic Lateral Loads", *Composites Structures*, v. 58, n. 4, pp. 539-549, Dec.

- PAULA, R. F., SILVA, M. G., 2002, "Sharp Edge Effects on FRP Confinement of RC Square Columns", In: *Proceedings of Composites in Infrastructure ICCL*, University of Arizona, San Francisco, California, USA, Jun.
- PELLEGRINO, C., MODENA, C., 2002, "Fiber Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Transverse Steel Reinforcement", *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 2, pp. 104-111, May.
- PESSIKI, S., HARRIES, K. A., KESTNER, J. T., *et al.*, 2001, "Axial Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with FRP Jackets", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 4, pp. 237-245, Nov.
- PICARD, A., MASSICOTTE, B., BOUCHER, E., 1995, "Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Composite Materials: Theoretical Study", *Composites Structures*, v. 33, pp. 63-75.
- PILAKOUTAS, K., MORTAZAVI, A. A., 2001, "Laterally Pre-stressed Concrete with Composites", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 855-864, Cambridge, UK, Jul.
- PINTO, C. T. M. P., 2000, *Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PINTO, P. E., GIUFFRÈ, A., 1970, "Comportamento del Cemento Armato per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensità", *Giornale del Genio Civile*, n. 5.
- PLAKANTARAS, V. P., AKRITIDIS, E. P., ZDOUMBA, D. P., *et al.*, 2001, "Repair/Strengthening of Old-Type Reinforced Concrete Columns with FRP Jacketing", In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 269-274, Oct.

- PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T. C., 1994, "Time-Dependent Behavior of RC Members Strengthened with FRP Laminates", *Journal of Structural Engineering*, v. 120, n. 3, pp. 1016-1042, Mar.
- PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T. C., 1995, "Creep Behavior of FRP- Reinforced Wood Members", *Journal of Structural Engineering*, v. 121, n. 2, pp. 174-186, Feb.
- PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T. C., VENEZIANO, D., 1995, "Reliability of RC Members Strengthened with CFRP Laminates", *Journal of Structural Engineering*, v. 121, n. 7, pp. 1037-1044, Jul.
- PODOLKA, 2001, "Strengthening Beams by Means of CFK Strips", In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 487-491, Oct.
- POPOVICS, S., 1973, "Numerical Approach to The Complete Stress-Strain Relation for Concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 3, n. 5, pp. 583-599.
- PURBA, B. K., MUFTI, A. A., 1999, "Investigation of The Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Jackets", *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 26, n. 5, pp. 590-596, Oct.
- QUANTRILL, R. J., HOLLAWAY, L. C., THORNE, A. M., 1996a, "Experimental and Analytical Investigation of FRP Strengthened Beam Response: Part I", *Magazine of Concrete Research*, v. 48, n. 177, pp. 331-342, Dec.
- QUANTRILL, R. J., HOLLAWAY, L. C., THORNE, A. M., 1996b, "Predictions of the Maximum Plate End Stresses of FRP Strengthened Beams: Part II", *Magazine of Concrete Research*, v. 48, n. 177, pp. 343-351, Dec.
- RABINOVITCH, O., FROSTIG, Y., 2000, "Closed-Form High-Order Analysis of RC Beams Strengthened with FRP Strips", *Journal of Composites for Construction*, v. 4, n. 2, pp. 65-74, May.

- RABINOVITCH, O., FROSTIG, Y., 2001, “Nonlinear High-Order Analysis of Cracked RC Beams Strengthened with FRP Strips”, *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 4, pp. 381-389, Apr.
- RAHIMI, H., HUTCHINSON, A., 2001, “Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates”, *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 1, pp. 44-56, Feb.
- RAMANA, V. P. V., KANT, T., MORTON, S. E., *et al.*, 2000, “Behavior of CFRPC Strengthened Reinforced Concrete Beams with Varying Degrees of Strengthening”, *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 6, pp. 461-470, Oct.
- RAMÍREZ, J. L., BÁRCENA, J. M., URRETA, J. I., *et al.*, 1997, “Efficiency of Short Steel Jackets for Strengthening Square Section Concrete Columns”, *Construction and Building Materials*, v. 11, n. 5-6, pp. 345-352.
- RAOOF, M., EL-RIMAWI, J. A., HASSANEN, M. A. H., 2000, “Theoretical and Experimental Study on Externally Plated R.C. Beams”, *Engineering Structures*, v. 22, pp. 85-101.
- RICHARD, R. M., ABBOTT, B. J., 1975, “Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, v. 101, n. 4, pp. 511-515.
- RIGAZZO, A. O., MORENO JUNIOR, A. L., 2003, “Reforço em Pilares de Concreto Armado por Cintamento Externo com Mantas Flexíveis de Fibras de Carbono”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- RIPPER, T., SCHERER, J., 1999, “Avaliação do Desempenho de Plásticos Armados com Folhas Unidirecionais de Fibras de Carbono como Elemento de Reforço de Vigas de Betão Armado”, In: *Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto*, Salvador, Bahia, Brasil, Ago.

- ROBERTS, T. M., 1989, "Approximate analysis of shear and normal stress concentration in the adhesive layer of plate RC beams", *The Structural Engineer*, v. 67, n. 12/20, pp. 229-233, Jun.
- ROCHETTE, P., LABOSSIÈRE, P., 2000, "Axial Testing of Rectangular Column Models Confined with Composites", *Journal of Composites for Construction*, v. 4, n. 3, pp. 129-136, Aug.
- RODRIGUES, C. C., SILVA, M. G., 2001a, "Experimental Investigation of CFRP Reinforced Concrete Columns Under Uniaxial Cyclic Compression", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 783-792, Cambridge, UK, Jul.
- RODRIGUES, C. C., SILVA, M. G., 2001b, "The Behavior of GFRP Reinforced Concrete Columns Under Monotonic and Cyclic Axial Compression", In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 245-250, Oct.
- ROEDER, C. W., CAMERON, B., BROWN, C. B., 1999, "Composite Action in Concrete Filled Tubes", *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 5, pp. 477-484, May.
- ROSS, C. A., JEROME, D. M., TEDESCO, J. W., *et al.*, 1999, "Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Composite Laminates", *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 2, pp. 212-220, Mar.-Apr.
- SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., 1991, "RC Beams Strengthened With GFRP Plates. I: Experimental Study", *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 117, n. 11, pp. 3417-3433, Nov.

- SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., LI, M. W., 1994, "Strength and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Straps", *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 4, pp. 434-447, Jul.-Aug.
- SAADATMANESH, H., MALEK, A. M., 1998, "Design Guidelines for Flexural Strengthening of RC with FRP Plates", *Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 4, pp. 158-164, Nov.
- SAAFI, M., TOUTANJI, H. A., LI, Z., 1999, "Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes", *ACI Materials Journal*, v. 96, n. 4, pp. 500-509, Jul-Aug.
- SAATCIOGLU, M., RAZVI, S. R., 1992, "Strength and Ductility of Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, v. 118, n. 6, pp. 1591-1607, Jun.
- SAGAWA, Y., MATSUSHITA, H., TSURUTA, H., 2001, "Anchoring Method of Carbon Fiber Sheet for Strengthening of Reinforced Concrete Beams", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 409-417, Cambridge, UK, Jul.
- SALLES NETO, M., MELO, G. S. S. A., NAGATO, Y., 2001, "T Beams Strengthened in Shear with Carbon Sheet Laminates (CFRP)", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 239-248, Cambridge, UK, Jul.
- SAMAAN, M., MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., 1998, "Model of Concrete Confined by Fiber Composites", *Journal of Structural Engineering*, v. 124, n. 9, pp. 1025-1031, Sep.
- SCHNEIDER, S. P., 1998, "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes", *Journal of Structural Engineering*, v. 124, n. 10, pp. 1125-1138, Oct.

- SEBASTIAN, W. M., 2001, "Significance of Midspan Debonding Failure in FRP-Plated Concrete Beams", *Journal of Structural Engineering*, v. 127, n. 7, pp. 792-798, Jul.
- SEN, R., SHAHAWY, M., MULLINS, G., *et al.*, 1999, "Durability of Carbon Fiber-Reinforced Polymer/Epoxy/Concrete Bond in Marine Environment", *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 6, pp. 906-914, Nov.-Dec.
- SHAHAWY, M. A., AROCKIASAMY, M., BEITELMAN, T. *et al.*, 1996, "Reinforced Concrete Rectangular Beams Strengthened with CFRP Laminates", *Composites Part B: Engineering*, v. 27, n. 3-4, pp. 225-233.
- SHAHAWY, M., BEITELMAN, T. E., 1999, "Static and Fatigue Performance of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates", *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 6, pp. 613-621, Jun.
- SHAHAWY, M., MIRMIRAN, A., BEITELMAN, T., 2000, "Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns", *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 6, pp. 471-480, Oct.
- SHAMS, M., SAADEGHVAZIRI, M. A., 1997, "State of The Art of Concrete-Filled Steel Tubular Columns", *ACI Structural Journal*, v. 94, n. 5, pp. 558-571, Sep.-Oct.
- SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G. J., BASUNBUL, I. A. *et al.*, 1994, "Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates", *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 2, pp. 160-168, Mar-Apr.
- SHEHATA, I. A. E. M., CARNEIRO, L. A. V., SHEHATA, L. C. D., 2002, "Strength of Short Concrete Columns Confined with CFRP Sheets", *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v. 35, n. 245, pp. 50-58, January-February.

- SHERWOOD, E. G., SOUDKI, K. A., 2000, “Rehabilitation of Corrosion Damaged Concrete Beams with CFRP Laminates - A Pilot Study”, *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 6, pp. 453-459, Oct.
- SIERRA-RUIZ, V., DESTREBECQ, J. -F., GRÉDIAC, M., 2002, “The Transfer Length in Concrete Structures Repaired with Composite Materials: A Survey of Some Analytical Models and Simplified Approaches”, *Composite Structures*, v. 55, n. 4, pp. 445-454.
- SIKA, 1998, “Guías de Diseño e Instalación Sika CarboDur”, Reforzamiento con Sistemas de Fibras de Carbono (CFRP) para Estructuras de Concreto y Madera, Santa Fe de Bogotá, D.C., Colombia, Mar.
- SIKA, 2000, “Guías de Diseño e Instalación Tejidos SikaWrap”, Reforzamiento con Sistemas de Fibras de Carbono (CFRP) y Fibras de Vidrio (GFRP) para Estructuras de Concreto y Madera, Santafé de Bogotá, Colombia, Jan.
- SILVA, A. O. B., MORENO JÚNIOR, A. L., 2000, “Reforço à Flexão em Vigas de Concreto de Alta Resistência Através da Colagem Externa de Manta de PRFC”, In: *Anais do 2º Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas*.
- SILVA, V. D., SANTOS, J. M. C., 2001, “Strengthening of Axially Loaded Concrete Cylinders by Surface Composites”, In: *Proceedings of The International Conference Composites in Construction*, Porto, Portugal, pp. 257-262, Oct.
- SMITH, S. T., TENG, J. G., 2001a, “Interfacial Stresses in Plated Beams”, *Engineering Structures*, v. 23, n. 7, pp. 857-871.
- SMITH, S. T., TENG, J. G., 2001b, “Strength Models for Plate End Debonding in FRP-Strengthened RC Beams”, *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 419-428, Cambridge, UK, Jul.

- SMITH, S. T., TENG, J. G., 2002a, “FRP-Strengthened RC Beams. I: Review of Debonding Strength Models”, *Engineering Structures*, v. 24, n. 4, pp. 385-395 Apr.
- SMITH, S. T., TENG, J. G., 2002b, “FRP-Strengthened RC Beams. II: Assessment of Debonding Strength Models”, *Engineering Structures*, v. 24, n. 4, pp. 397-417, Apr.
- SMITH, S. T., TENG, J. G., 2003, “Shear-Bending Interaction in Debonding Failures of FRP-Plated RC Beams”, *Advances in Structural Engineering*, v. 6, n. 3, pp. 183-199.
- SOUDEKI, K. A., SHERWOOD, T. G., 2000, “Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fibre Reinforced Polymer Laminates Subjected to Corrosion Damage”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 27, n. 5, pp. 1005-1010, Oct.
- SOUZA, A. V. L. de, 2001, *Reforço de Pilares Curtos de Concreto Armado de Seção Quadrada com Mantas de Polímero Reforçado com Fibra de Carbono*, Dissertação de M.Sc., UnB, Brasília, DF, Brasil.
- SOUZA, R. H. F., APPLETON, J. A. S., 2003, “Avaliação do Comportamento de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Materiais Compósitos”, In: *Anais do V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, Jun.
- SOUZA, R. H. F., APPLETON, J., RIPPER, T., 1998, “Avaliação do Desempenho de Compósitos Armados com Tecido de Fibras de Carbono como Elemento de Reforço de Vigas de Betão Armado”, In: *Anais das Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, pp. 10, Nov.

- SPADEA, G., BENCARDINO, F., SWAMY, R. N., 1998, "Structural Behavior of Composite RC Beams with Externally Bonded CFRP", *Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 3, pp. 132-137, Aug.
- SPADEA, G., BENCARDINO, F., SWAMY, R. N., 2000, "Optimizing the Performance Characteristics of Beams Strengthened with Bonded CFRP Laminates", *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v. 33, pp. 119-126, Mar.
- SPOELSTRA, M. R., MONTE, G., 1999, "FRP-Confined Concrete Model", *Journal of Composites for Construction*, v. 3, n. 3, pp. 143-150, Aug.
- SUSANTHA, K. A. S., GE, H., USAMI, T., 2001, "Uniaxial Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Various Shaped Steel Tubes", *Engineering Structures*, v. 23, n. 10, pp. 1331-1347.
- SUTER, R., PINZELLI, R., 2001, "Confinement of Concrete Columns with FRP Sheets", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 793-802, Cambridge, UK, Jul.
- SWAMY, R. N., MUKHOPADHYAYA, P., 1995, "Role and Effectiveness of Non-Metallic Plates in Strengthening and Upgrading Concrete Structures", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Second International Symposium*, RILEM, v. 1, oct, pp. 473-482.
- TÄLJSTEN, B., 1996, "Strengthening of Existing Concrete Structures by Epoxy Bonded Steel Plates of Steel or Fibre Reinforced Plastics", In: *Proceedings of The International Congress on Concrete in the Service of Mankind*, 623-632, University of Dundee, Dundee, Scotland, Jun.
- TÄLJSTEN, B., 1997, "Strengthening of Beams by Plate Bonding", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 9, n. 4, pp. 206-212, Nov.

- TÄLJSTEN, B., ELFGREN, L., 2000, “Strengthening Concrete Beams for Shear Using CFRP-Materials: Evaluation of Different Application Methods”, *Composites Part B: Engineering*, v. 31, n. 2, pp. 87-96, Mar.
- TAN, K. H., 2002, “Strength Enhancement of Rectangular Reinforced Concrete Columns Using Fiber-Reinforced Polymer”, *Journal of Composites for Construction*, v. 6, n. 3, pp. 175-183, Aug.
- TENG, J. G., LAM, L., 2002, “Compressive Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete in Elliptical Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 128, n. 12, pp. 1535-1543, Dec.
- THÉRIAULT, M., CLAUDE, S., NEALE, K. W., 2001, “Effect of Size and Slenderness Ratio on The Behaviour of FRP-Wrapped Columns”, *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 765-771, Cambridge, UK, Jul.
- THÉRIAULT, M., NEALE, K. W., 2000, “Design Equations for Axially Loaded Reinforced Concrete Columns Strengthened with Fibre Reinforced Polymer Wraps”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 27, n. 5, pp. 1011-1020, Oct.
- TOUTANJI, H. A., 1999a, “Durability Characteristics of Concrete Columns Confined with Advanced Composite Materials”, *Composite Structures*, v. 44, n. 2-3, pp. 155-161, Feb.
- TOUTANJI, H. A., 1999b, “Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets”, *ACI Materials Journal*, v. 96, n. 3, pp. 397-404, May-Jun.
- TOUTANJI, H., BALAGURU, P., 1998, “Durability Characteristics of Concrete Columns Wrapped with FRP Tow Sheets”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 10, n. 1, pp. 52-57.

- TOUTANJI, H., DENG, Y., 2002, "Strength and Durability Performance of Concrete Axially Loaded Members Confined with AFRP Composite Sheets", *Composites: Part B*, v. 33, pp. 255-261.
- TOUTANJI, H. A., GÓMEZ, W., 1997, "Durability Characteristics of Concrete Beams Externally Bonded with FRP Composite Sheets", *Cement and Concrete Composites*, v. 19, n. 4, pp. 351-358.
- TOUTANJI, H. A., ORTIZ G., 2001, "The Effect of Surface Preparation on The Bond Interface Between FRP Sheets and Concrete Members", *Composite Structures*, v.53, n. 4, pp. 457-462, Sep.
- TOUTANJI, H. A, SAAFI, M., 2001, "Durability Performance of Concrete Columns Encased in PVC-FRP Composite Tubes", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 753-763, Cambridge, UK, Jul.
- TRIAANTAFILLOU, T. C., 1997, "Shear Reinforcement of Wood Using FRP Materials", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 9, n. 2, pp. 65-69, May.
- TRIAANTAFILLOU, T. C., 1998a, "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites", *ACI Structural Journal*, v. 95, n. 2, pp. 107-115, Mar.-Apr.
- TRIAANTAFILLOU, T. C., 1998b, "Strengthening of Masonry Structures Using Epoxy-Bonded FRP Laminates", *Journal of Composites for Construction*, v. 2, n. 2, pp. 96-104, May.
- TRIAANTAFILLOU, T. C., 1998c, "Strengthening of Structures with Advanced FRPs", *Progress in Structural Engineering and Materials*, v. 1, n. 2, pp. 126-134.

- TRANTAFILLOU, T. C., ANTONOPOULOS, C. P., 2000, "Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP", *Journal of Composites for Construction*, v. 4, n. 4, pp. 198-205, Nov.
- TRANTAFILLOU, T. C., DESKOVIC, N., 1991, "Innovative Prestressing with FRP Sheets: Mechanics of Short-Term Behavior", *Journal of Engineering Mechanics*, v. 117, n. 7, pp. 1652-1672, Jul.
- TRANTAFILLOU, T. C., DESKOVIC, N., 1992, "Prestressed FRP Sheets as External Reinforcement of Wood Members", *Journal of Structural Engineering*, v. 118, n. 5, pp. 1270-1284, May.
- TRANTAFILLOU, T. C., DESKOVIC, N., DEURING, M., 1992, "Strengthening of Concrete Structures with Prestressed Fiber Reinforced Plastic Sheets", *ACI Structural Journal*, v. 89, n. 3, pp. 235-244, May.-Jun.
- TRANTAFILLOU, T. C., FARDIS, M. N., 1997, "Strengthening of Historic Masonry Structures with Composite Materials", *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v. 30, pp. 486-496, Oct.
- TRANTAFILLOU, T. C., PLEVRIS, N., 1992, "Strengthening of RC Beams with Epoxy-Bonded Fibre-Composite Materials", *Materials and Structures*, v. 25, pp. 201-211, May.
- VARASTEHPOUR, H., HAMELIN, P., 1997, "Strengthening of Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Plastics", *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, v. 30, pp. 160-166.
- VECCHIO, F. J., BUCCI, F., 1999, "Analysis of Repaired Reinforced Concrete Structures", *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 6, pp. 644-652, Jun.
- VENTORINI, L. A., 1996, *Fissuração de Vigas de Concreto Armado*, Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- VINTZILEOU, E., 2001, "An Empirical Model for Predicting the Properties of Concrete Confined by Means of Composite Materials", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 845-853, Cambridge, UK, Jul.
- WANG, Y. C., CHEN, C. H., 2003, "Analytical Study on Reinforced Concrete Beams Strengthened for Flexure and Shear with Composite Plates", *Composite Structures*, v. 59, pp. 137-148.
- WANG, Y. C., RESTREPO, J. I., 2001, "Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets", *ACI Structural Journal*, v. 98, n. 3, pp. 377-385, May-Jun.
- WATANABE, K., NAKAMURA, H., HONDA, Y, *et al.*, 1997, "Confinement Effect of FRP Sheet on Strength and Ductility of Concrete Cylinders under Uniaxial Compression", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Third International Symposium*, v. 1, pp. 233-240, Oct.
- WEATHERHEAD, R. G., 1980, *FRP Technology – Fibre Reinforced Resin Systems*, London, UK, Applied Science Publishers Ltd.
- WHITE, T. W., SOUDKI, K. A., ERKI, M., 2001, "Response of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates and Subjected to a High Rate of Loading", *Journal of Composites for Construction*, v. 5, n. 3, pp. 153-162, Aug.
- WIGHT, R. G., GREEN, M. F., ERKI, M. A., 1995, "Post- Strengthening Concrete Beams with Prestressed FRP Sheets", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Second International Symposium*, RILEM, v. 1, pp. 568-575, Oct.

- XIAO, Y., WU, H., 2000, "Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composite Jackets", *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 12, n. 2, pp. 139-146, May.
- YAMAKAWA, T., ZHANG, A., SATOH, H., 2001, "Effect of Fibre Reinforcement Quantity and Chamfering Radius on Seismic Performance of RC Columns Retrofitted with Aramid Fibre Sheets", *Fibre-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, In: *Proceedings of the Fifth International Conference on FRPRCS*, v. 1, pp. 803-812, Cambridge, UK, Jul.
- YE, J. Q., 2001, "Interfacial Shear Transfer of RC Beams Strengthened by Bonded Composite Plates", *Cement and Concrete Composites*, v. 23, n. 4-5, pp. 411-417.
- YOSHIZAWA, H., MYOJO, T., OKOSHI, M., *et al.*, 1996, "Effect of Sheet Bonding Condition on Concrete Members Having Externally Bonded Carbon Fibre Sheet", In: *Proceedings of The Fourth Materials Engineering Conference*, ASCE Annual Convention, Washington, DC.
- ZIRABA, Y. N., BALUCH, M. H., BASUNBUL, I. A. *et al.*, 1994, "Guidelines toward the Design of Reinforced Concrete Beams with External Plates", *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 6, pp. 639-646, Nov-Dec.

ANEXO A – TABELAS DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS VIGOTAS

Tabela A.1 – Resultados Médios das Vigotas VI-0

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (‰)	Deformação do Reforço (‰)	
			No Vão de Cisalhamento	No Meio do Vão
0,0	0,00	0,00	-	-
1,0	0,01	0,01	-	-
2,0	0,03	0,02	-	-
3,0	0,05	0,03	-	-
4,0	0,07	0,03	-	-
5,0	0,09	0,04	-	-
6,0	0,12	0,06	-	-
7,0	0,14	0,07	-	-
8,0	0,15	0,07	-	-
9,0	0,16	0,09	-	-
10,0	0,18	0,12	-	-

Tabela A.2 – Resultados Médios das Vigotas VI-1

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (‰)	Deformação do Reforço (‰)	
			No Vão de Cisalhamento	No Meio do Vão
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	0,03	0,02	0,01	0,09
4,0	0,09	0,03	0,03	0,14
6,0	0,18	0,04	0,04	0,22
8,0	0,23	0,06	0,05	0,28
10,0	0,25	0,07	0,05	0,38
12,0	0,27	0,09	0,06	0,49
14,0	0,32	0,10	0,08	0,63
16,0	0,35	0,13	0,09	0,83
18,0	0,39	0,15	0,09	1,08
20,0	0,46	0,21	0,10	1,80
22,0	0,53	0,24	0,10	2,01
24,0	0,59	0,25	0,11	2,23
26,0	0,64	0,25	0,12	2,49
28,0	0,72	0,28	0,12	2,74
30,0	0,77	0,31	0,13	2,94
32,0	0,82	0,32	0,13	3,10
34,0	0,87	0,33	0,14	3,20
36,0	0,95	0,35	0,16	3,38
38,0	0,99	0,37	0,19	3,61
40,0	1,05	0,39	0,32	3,85
42,0	1,14	0,40	0,96	4,00
44,0	1,20	0,40	1,40	4,11
46,0	1,32	0,41	2,00	4,36
48,0	1,46	0,42	2,85	4,58
50,0	1,74	0,43	3,91	5,01
52,0	1,79	0,45	3,91	4,74

Tabela A.3 – Resultados Médios das Vigotas VI-2

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)	Deformação do Reforço (%)	
			No Vão de Cisalhamento	No Meio do Vão
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	0,08	0,01	0,02	0,03
4,0	0,16	0,02	0,03	0,06
6,0	0,20	0,03	0,04	0,11
8,0	0,25	0,04	0,05	0,16
10,0	0,29	0,05	0,07	0,21
12,0	0,30	0,06	0,08	0,26
14,0	0,35	0,07	0,09	0,32
16,0	0,40	0,09	0,10	0,39
18,0	0,44	0,10	0,11	0,45
20,0	0,47	0,11	0,12	0,53
22,0	0,50	0,12	0,12	0,63
24,0	0,52	0,13	0,14	0,72
26,0	0,53	0,15	0,14	0,87
28,0	0,55	0,16	0,15	1,00
30,0	0,59	0,19	0,16	1,18
32,0	0,62	0,20	0,16	1,29
34,0	0,66	0,22	0,17	1,42
36,0	0,69	0,24	0,18	1,53
38,0	0,76	0,26	0,18	1,66
40,0	0,81	0,27	0,20	1,76
42,0	0,85	0,29	0,21	1,81
44,0	0,88	0,32	0,24	1,88
46,0	0,91	0,34	0,29	1,95
48,0	0,93	0,36	0,35	2,05
50,0	0,97	0,38	0,43	2,12
52,0	1,01	0,40	0,59	2,18
54,0	1,06	0,41	0,90	2,25
56,0	1,14	0,44	1,23	2,36
58,0	1,22	0,48	1,47	2,56
60,0	1,25	0,49	1,71	2,63
62,0	2,34	0,51	1,71	2,72
64,0	3,27	0,26	1,71	2,72

Tabela A.4 – Resultados Médios das Vigotas VII-0

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)	Deformação do Reforço (%)	
			No Vão de Cisalhamento	No Meio do Vão
0,0	0,00	0,00	-	-
2,0	0,02	0,02	-	-
4,0	0,05	0,03	-	-
6,0	0,07	0,05	-	-
8,0	0,09	0,06	-	-
10,0	0,10	0,08	-	-
12,0	0,11	0,10	-	-
14,0	0,13	0,13	-	-
15,9	0,70	0,13	-	-

Tabela A.5 – Resultados Médios das Vigotas VII-2

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)	Deformação do Reforço (%)	
			No Vão de Cisalhamento	No Meio do Vão
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	0,04	0,00	0,02	0,05
4,0	0,14	0,01	0,03	0,11
6,0	0,18	0,01	0,04	0,17
8,0	0,24	0,01	0,05	0,23
10,0	0,25	0,02	0,06	0,31
12,0	0,27	0,02	0,07	0,39
14,0	0,29	0,03	0,08	0,49
16,0	0,30	0,04	0,09	0,58
18,0	0,32	0,04	0,11	0,69
20,0	0,37	0,05	0,10	0,82
22,0	0,39	0,05	0,11	0,98
24,0	0,40	0,05	0,12	1,20
26,0	0,42	0,04	0,11	1,55
28,0	0,48	0,04	0,12	2,32
30,0	0,56	0,04	0,12	3,12
32,0	0,63	0,05	0,13	3,49
34,0	0,66	0,06	0,13	3,71
36,0	0,69	0,07	0,14	3,84
38,0	0,74	0,08	0,15	3,98
40,0	0,78	0,08	0,15	4,10
42,0	0,82	0,08	0,15	4,21
44,0	0,91	0,08	0,16	4,55
46,0	1,00	0,09	0,18	4,78
48,0	1,03	0,09	0,20	4,97
50,0	1,10	0,09	0,21	5,16
52,0	1,20	0,09	0,20	5,29
54,0	1,23	0,10	0,21	5,33
56,0	1,28	0,11	0,27	5,37
58,0	1,41	0,12	0,44	5,41
60,0	1,74	0,14	1,03	5,45
62,0	1,91	0,14	1,88	5,49
64,0	2,00	0,14	4,53	5,54
66,0	2,20	0,13	6,11	5,61
68,0	2,38	0,13	6,81	5,73
70,0	2,38	0,13	6,87	5,73

Tabela A.6 – Resultados da Vigota VIII-1-150-1

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)			Deformação do Reforço (%)															
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
0	0,00	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,22	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	1,24	-0,1	0,8	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	9,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	1,36	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	9,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela A.7 – Resultados da Vigota VIII-2-150-1

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)			Deformação do Reforço (%)															
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,03	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,26	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,4	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0
6	0,55	-0,1	0,0	0,2	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,3	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0
8	2,11	-0,2	1,3	3,3	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	1,2	2,6	2,6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	2,73	-	-	-	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	5,0	5,0	4,7	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	2,89	-	-	-	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	5,6	7,3	7,3	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	3,83	-	-	-	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	5,9	10,4	10,4	4,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	4,80	-	-	-	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	6,7	7,6	11,2	11,2	4,9	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	6,17	-	-	-	0,0	0,1	0,1	0,1	5,8	8,5	8,3	11,8	11,8	5,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0

Tabela A.8 – Resultados da Vigota VIII-3-50-1

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)			Deformação do Reforço (%)				
		1	2	3	1	2	3	4	5
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	0,18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,34	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,1
4	0,38	-0,1	-0,1	0,0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1
6	0,60	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,1	1,0	0,1	0,1
8	1,42	-0,3	0,4	1,4	0,1	0,3	3,4	3,4	3,4
8	4,33	-	-	-	0,1	0,2	0,2	0,0	0,0

Tabela A.9 – Resultados da Vigota VIII-3-50-2

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)			Deformação do Reforço (%)				
		1	2	3	1	2	3	4	5
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,22	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0
4	0,51	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,3	0,1	0,0
6	0,83	-0,1	0,0	0,1	0,1	0,1	0,8	0,1	0,1
8	1,21	-0,2	0,3	0,7	0,1	0,3	1,6	0,2	0,1
5	2,16	-	-	-	0,2	2,6	2,6	1,2	0,2

Tabela A.10 – Resultados da Vigota VIII-3-100-1

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (‰)			Deformação do Reforço (‰)									
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,07	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,13	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
6	0,18	-0,1	-0,1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,1	0,6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
6	0,24	-0,2	0,1	0,3	0,1	0,1	0,1	0,1	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
8	0,70	-	-	-	0,1	0,1	0,1	0,2	2,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1
8	54,65	-	-	-	0,1	0,1	0,1	0,4	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8

Tabela A.11 – Resultados da Vigota VIII-3-100-2

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (‰)			Deformação do Reforço (‰)									
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,37	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,46	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0
6	0,68	-0,1	-0,1	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
7	2,49	-0,2	0,1	0,4	0,1	0,1	0,1	2,0	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1
7,5	22,34	-0,2	0,3	0,7	0,1	0,1	0,1	2,0	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1

Tabela A.12 – Resultados da Vigota VIII-3-150-1

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (‰)			Deformação do Reforço (‰)															
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,42	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,6	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,81	-0,2	0,0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	1,8	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	1,36	-0,1	0,5	1,2	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,4	3,6	1,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
7	1,91	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	1,4	4,5	3,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
7	2,27	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	3,1	3,1	4,0	2,6	0,1	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0
7	3,89	-	-	-	0,0	0,0	0,1	3,9	4,5	4,5	4,5	5,1	3,5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
7	29,77	-	-	-	0,4	3,9	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	5,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela A.13 – Resultados da Vigota VIII-3-150-2

Carga (kN)	Flecha no Meio do Vão (mm)	Deformação do Concreto (%)			Deformação do Reforço (%)														
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	0,68	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	1,05	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,4	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
6	1,16	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,5	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
8	2,23	-0,2	0,6	1,7	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	2,4	0,7	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
8	3,83	-	-	-	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,6	3,8	3,8	3,5	3,0	1,4	0,1	0,0	0,0
7	4,38	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,7	4,4	4,4	4,1	3,7	2,7	0,2	0,0	0,0
7,8	4,50	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,7	4,5	4,5	4,3	3,9	2,8	0,3	0,0	0,0
8	4,68	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,8	4,7	4,7	4,4	4,0	2,9	0,5	0,0	0,0
8	4,74	-	-	-	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,9	4,8	4,8	4,5	4,1	2,9	0,6	0,0	0,0
8	5,82	-	-	-	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	1,0	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7

ANEXO B – TABELAS DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS PILARETES

Tabela B.1 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Circular Sem Reforço

Grupo II			Grupo III			Grupo IV			Grupo V		
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	0,1	0,0	2,5	0,1	0,0	2,8	0,1	0,0	2,8	0,1	0,0
5,7	0,2	-0,1	5,0	0,2	0,0	5,7	0,2	0,0	5,7	0,1	0,0
8,5	0,3	-0,1	7,5	0,2	0,0	8,5	0,3	-0,1	8,5	0,2	0,0
11,3	0,5	-0,1	10,1	0,3	-0,1	11,3	0,4	-0,1	11,3	0,3	0,0
14,1	0,7	-0,2	12,6	0,4	-0,1	14,1	0,5	-0,1	14,1	0,4	-0,1
17,0	0,7	-0,2	14,3	0,5	-0,1	17,0	0,6	-0,1	17,0	0,4	-0,1
19,8	0,9	-0,2	15,3	0,6	-0,1	19,8	0,7	-0,2	19,8	0,5	-0,1
22,6	1,1	-0,3	17,0	0,6	-0,1	22,6	0,9	-0,3	22,6	0,6	-0,1
25,5	1,3	-0,5	18,6	0,7	-0,2	25,5	1,0	-0,4	25,5	0,7	-0,1
28,3	1,7	-1,0	20,1	0,8	-0,2	28,3	1,3	-0,5	28,3	0,8	-0,1
29,8	2,1	-1,8	21,7	0,9	-0,3	30,6	1,5	-0,7	31,1	0,8	-0,1
			23,5	1,1	-0,3	32,3	1,7	-0,8	34,0	0,9	-0,2
			25,4	1,2	-0,5	34,0	2,0	-1,0	36,8	1,0	-0,2
			27,2	1,3	-0,6				39,6	1,1	-0,2
			28,6	1,5	-0,8				42,4	1,1	-0,2
			30,7	1,6	-1,0				45,3	1,2	-0,2
			32,0	1,7	-1,1				48,1	1,3	-0,3
			34,0	2,0	-1,6				50,9	1,4	-0,3
									53,8	1,5	-0,3
									56,6	1,6	-0,4
									59,4	1,7	-0,5
									61,7	1,8	-0,5

Tabela B.2 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Circular Reforçados com 1 Camada de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono

Grupo II			Grupo III			Grupo IV			Grupo V		
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)
0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	0,10	0,02	2,5	0,09	0,0	2,8	0,1	0,0	2,8	0,1	0,0
5,7	0,24	0,04	5,0	0,21	-0,1	5,7	0,2	0,0	5,7	0,1	-0,1
8,5	0,37	0,07	7,5	0,32	-0,1	8,5	0,3	-0,1	8,5	0,2	-0,1
11,3	0,52	0,08	10,1	0,43	-0,1	11,3	0,4	-0,1	11,3	0,3	-0,1
14,1	0,68	0,11	12,6	0,55	-0,1	14,1	0,5	-0,1	14,1	0,4	-0,1
17,0	0,84	0,13	13,8	0,61	-0,1	17,0	0,6	-0,1	17,0	0,4	-0,1
19,8	1,02	0,16	15,1	0,67	-0,2	19,8	0,7	-0,1	19,8	0,5	-0,2
22,6	1,23	0,21	16,3	0,72	-0,2	22,6	0,8	-0,2	22,6	0,6	-0,2
25,5	1,45	0,26	17,6	0,78	-0,2	25,5	0,9	-0,2	25,5	0,7	-0,2
28,3	1,74	0,35	18,9	0,84	-0,2	28,3	1,0	-0,2	28,3	0,8	-0,2
31,1	2,11	0,56	20,1	0,91	-0,2	31,1	1,4	-0,4	31,1	0,9	-0,2
34,0	2,60	0,95	21,4	0,99	-0,3	34,0	1,6	-0,5	34,0	0,9	-0,2
36,8	3,33	1,79	22,6	1,06	-0,3	36,8	2,1	-0,9	36,8	1,0	-0,2
39,6	4,32	3,18	23,9	1,14	-0,3	39,6	2,6	-1,6	39,6	1,1	-0,3
42,4	5,66	4,66	25,2	1,21	-0,4	41,9	3,0	-2,2	42,4	1,2	-0,3
45,3	7,40	6,22	26,4	1,32	-0,5	44,1	3,5	-2,8	45,3	1,3	-0,3
48,1	9,22	7,69	27,7	1,40	-0,5	45,3	3,8	-3,3	48,1	1,4	-0,3
50,9	11,28	9,18	28,9	1,47	-0,6	48,1	4,4	-4,3	50,9	1,5	-0,3
53,8	12,29	10,78	30,2	1,56	-0,7	49,8	4,8	-4,9	53,8	1,6	-0,3
57,0	12,29	12,23	31,4	1,65	-0,8	52,1	5,4	-5,8	56,6	1,7	-0,4
			32,7	1,74	-1,0	53,8	6,0	-6,6	59,4	1,8	-0,4
			34,0	1,86	-1,2	56,6	6,8	-7,8	62,2	2,0	-0,4
			35,2	1,96	-1,3	59,0	8,0	-9,4	65,1	2,1	-0,5
			36,5	2,07	-1,5	61,4	9,1	-9,4	67,9	2,5	-0,6
			37,7	2,19	-1,8				70,7	2,8	-0,7
			39,0	2,32	-2,2				73,6	3,9	-1,5
			40,2	2,52	-2,7				76,4	5,9	-5,6
			41,0	2,74	-3,3						
			41,5	2,94	-3,7						
			42,3	3,19	-4,4						
			42,8	3,52	-5,2						
			43,5	3,87	-6,2						
			44,0	4,29	-7,2						
			44,8	4,47	-8,1						
			45,3	5,31	-9,1						
			45,5	5,91	-10,0						
			46,0	6,21	-10,5						
			47,3	9,13	-10,5						

Tabela B.3 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Circular Reforçados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono

Grupo II			Grupo III			Grupo IV			Grupo V		
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	0,1	-0,1	2,5	0,1	-0,1	2,8	0,1	0,0	2,8	0,1	0,0
5,7	0,2	-0,1	5,0	0,2	-0,1	5,7	0,2	0,0	5,7	0,1	-0,1
8,5	0,3	-0,1	7,5	0,3	-0,1	8,5	0,3	-0,1	8,5	0,2	-0,1
11,3	0,4	-0,2	10,1	0,4	-0,1	11,3	0,4	-0,1	11,3	0,3	-0,1
14,1	0,6	-0,2	12,6	0,4	-0,1	14,1	0,5	-0,1	14,1	0,4	-0,1
17,0	0,7	-0,3	13,8	0,5	-0,2	17,0	0,6	-0,1	17,0	0,5	-0,1
19,8	0,9	-0,3	15,1	0,6	-0,2	19,8	0,7	-0,2	19,8	0,6	-0,1
22,6	1,0	-0,4	16,3	0,6	-0,2	22,6	0,9	-0,2	22,6	0,7	-0,2
25,5	1,3	-0,5	17,6	0,7	-0,2	25,5	1,0	-0,2	25,5	0,8	-0,2
28,3	1,6	-0,7	18,9	0,7	-0,2	28,3	1,2	-0,3	28,3	0,9	-0,2
31,1	2,1	-1,1	20,1	0,8	-0,2	31,1	1,5	-0,4	31,1	1,0	-0,2
34,0	2,4	-1,5	21,4	0,8	-0,2	34,0	1,7	-0,5	34,0	1,1	-0,2
36,8	3,0	-2,0	22,6	0,9	-0,3	36,8	2,0	-0,8	36,8	1,2	-0,3
39,6	3,8	-2,7	23,9	0,9	-0,3	39,6	2,5	-1,1	39,6	1,3	-0,3
42,4	4,7	-3,4	25,2	1,0	-0,3	42,4	2,9	-1,6	42,4	1,4	-0,3
45,3	5,8	-4,3	26,4	1,1	-0,3	45,3	3,4	-2,1	45,3	1,4	-0,3
48,1	6,9	-5,1	27,7	1,2	-0,4	48,1	3,8	-2,7	48,1	1,5	-0,4
50,9	7,9	-5,9	28,9	1,2	-0,4	50,9	4,3	-3,3	50,9	1,6	-0,4
53,8	9,5	-6,8	30,2	1,3	-0,4	53,8	4,8	-3,9	53,8	1,7	-0,4
56,6	11,2	-7,9	31,4	1,4	-0,5	56,6	5,3	-4,7	56,6	1,9	-0,4
59,4	12,6	-8,8	32,7	1,5	-0,6	59,4	5,8	-5,5	59,4	1,9	-0,5
62,2	13,8	-9,6	34,0	1,8	-0,8	62,2	6,1	-6,1	62,2	2,1	-0,5
65,1	15,4	-10,6	35,2	1,9	-0,9	65,1	6,9	-7,2	65,1	2,2	-0,6
67,9	17,1	-11,7	36,5	2,0	-1,0	67,9	7,4	-8,1	67,9	2,3	-0,6
72,1	17,4	-11,7	37,7	2,1	-1,3	70,7	8,4	-9,2	70,7	2,4	-0,7
			39,0	2,3	-1,5	71,9	8,8	-9,7	73,6	2,7	-0,8
			40,2	2,5	-1,9	73,6	9,4	-10,4	76,4	2,9	-1,0
			41,5	2,8	-2,5	76,4	10,0	-11,1	79,2	3,2	-1,3
			42,8	3,0	-2,8	78,1	10,5	-11,6	82,1	3,7	-1,7
			44,0	3,2	-3,2	80,9	11,0	-11,6	84,9	4,6	-2,8
			45,3	3,5	-3,7				86,6	5,5	-3,7
			46,5	3,7	-4,1				87,7	6,0	-4,3
			47,8	4,0	-4,6				88,8	6,5	-5,1
			49,0	4,3	-5,1				90,5	7,0	-5,6
			50,3	4,8	-5,8				92,2	7,4	-6,0
			51,6	5,2	-6,3				93,4	7,9	-6,8
			52,8	5,6	-6,7				95,1	8,4	-7,6
			54,1	6,0	-7,1				96,2	8,6	-8,5
			55,3	6,5	-7,5				97,3	8,7	-9,4
			56,6	7,1	-8,1						
			57,8	7,9	-8,7						
			59,1	8,5	-9,8						
			60,4	9,2	-10,3						
			61,4	9,8	-10,8						
			62,1	12,4	-11,5						
			62,9	12,4	-11,5						

Tabela B.4 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Quadrada Sem Reforço

Grupo II			Grupo III		
σ_c (MPa)	ε_c (MPa)	ε_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ε_c (MPa)	ε_{ct} (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,2	0,1	0,0	2,0	0,1	0,0
4,4	0,1	0,0	4,0	0,1	0,0
6,7	0,2	0,0	5,9	0,2	0,0
8,9	0,3	-0,1	7,9	0,3	-0,1
11,1	0,4	-0,1	9,9	0,4	-0,1
13,3	0,4	-0,1	10,9	0,4	-0,1
15,6	0,5	-0,1	11,9	0,4	-0,1
17,8	0,6	-0,1	12,8	0,5	-0,1
20,0	0,7	-0,1	13,8	0,5	-0,1
22,2	0,8	-0,2	14,8	0,5	-0,1
24,4	0,9	-0,2	15,8	0,6	-0,1
26,7	1,0	-0,2	16,8	0,6	-0,1
28,9	1,2	-0,3	17,8	0,7	-0,1
29,2	1,4	-0,6	18,8	0,7	-0,2
29,5	1,5	-1,5	19,8	0,7	-0,2
28,9	1,6	-1,6	20,7	0,8	-0,2
			21,7	0,8	-0,2
			22,7	0,9	-0,2
			23,7	0,9	-0,2
			24,7	1,0	-0,2
			25,7	1,1	-0,3
			26,7	1,1	-0,3
			27,7	1,2	-0,3
			28,6	1,3	-0,4
			29,6	1,4	-0,4
			30,6	1,5	-0,4
			31,6	1,6	-0,5
			32,6	1,8	-0,7
			33,2	1,9	-1,4

Tabela B.5 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Quadrada Reforçados com 1 Camada de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono

Grupo II			Grupo III		
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,2	0,1	0,0	2,0	0,1	0,0
4,4	0,1	0,0	4,0	0,1	0,0
6,7	0,2	-0,1	5,9	0,2	0,0
8,9	0,2	-0,1	7,9	0,3	-0,1
11,1	0,3	-0,1	9,9	0,4	-0,1
13,3	0,4	-0,1	10,9	0,5	-0,1
15,6	0,5	-0,1	11,9	0,5	-0,1
17,8	0,6	-0,2	12,8	0,5	-0,1
20,0	0,7	-0,2	13,8	0,6	-0,1
22,2	0,8	-0,2	14,8	0,6	-0,1
24,4	0,9	-0,2	15,8	0,7	-0,1
26,7	1,1	-0,2	16,8	0,7	-0,1
28,9	1,2	-0,3	17,8	0,8	-0,1
31,1	1,4	-0,3	18,8	0,8	-0,2
33,3	1,6	-0,3	19,8	0,8	-0,2
35,6	1,9	-0,4	20,7	0,9	-0,2
37,8	2,3	-0,5	21,7	0,9	-0,2
38,2	2,8	-0,7	22,7	1,0	-0,2
40,4	3,4	-1,1	23,7	1,0	-0,2
35,6	4,8	-1,4	24,7	1,1	-0,2
33,3	5,0	-2,0	25,7	1,1	-0,2
31,1	5,8	-2,8	26,7	1,2	-0,2
28,9	6,3	-3,8	27,7	1,2	-0,2
28,0	7,6	-4,4	28,6	1,3	-0,2
27,8	8,3	-4,7	29,6	1,3	-0,2
27,6	8,8	-5,2	30,6	1,4	-0,3
26,7		-5,4	31,6	1,5	-0,3
26,2		-5,8	32,6	1,5	-0,3
			33,6	1,6	-0,3
			34,6	1,7	-0,3
			35,6	1,7	-0,4
			36,0	1,8	-0,4
			37,0	1,9	-0,4
			38,0	2,1	-0,5
			38,9	2,2	-0,6
			39,2	2,3	-0,7
			39,9	2,5	-1,0
			38,7	2,7	-1,5
			33,7	3,0	-3,2
			23,7	5,1	-7,0
			22,3	7,5	-8,7

Tabela B.6 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Quadrada Reforçados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono

Grupo II			Grupo III		
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,2	0,1	0,0	2,0	0,1	0,0
4,4	0,1	0,0	4,0	0,1	-0,1
6,7	0,2	0,0	5,9	0,2	-0,1
8,9	0,3	-0,1	7,9	0,3	-0,1
11,1	0,4	-0,1	9,9	0,3	-0,1
13,3	0,5	-0,1	10,9	0,4	-0,1
15,6	0,6	-0,1	11,9	0,4	-0,1
17,8	0,6	-0,1	12,8	0,4	-0,1
20,0	0,7	-0,1	13,8	0,5	-0,2
22,2	0,8	-0,1	14,8	0,5	-0,2
24,4	1,0	-0,2	15,8	0,5	-0,2
26,7	1,1	-0,2	16,8	0,6	-0,2
28,9	1,2	-0,2	17,8	0,6	-0,2
31,1	1,4	-0,2	18,8	0,6	-0,2
33,3	1,6	-0,3	19,8	0,7	-0,2
35,6	1,8	-0,3	20,7	0,7	-0,2
37,8	2,1	-0,4	21,7	0,8	-0,2
40,0	2,6	-0,4	22,7	0,8	-0,2
42,2	3,7	-0,6	23,7	0,9	-0,2
43,7	4,9	-0,9	24,7	0,9	-0,2
42,7	6,3	-1,1	25,7	1,0	-0,3
42,2	6,8	-1,4	26,7	1,0	-0,3
40,0	8,0	-2,0	27,7	1,0	-0,3
37,8	9,0	-3,4	28,6	1,1	-0,3
37,6	10,0	-4,9	29,6	1,1	-0,3
37,3	11,0	-5,9	30,6	1,2	-0,3
33,3	12,3	-6,4	31,6	1,3	-0,3
			32,6	1,3	-0,4
			33,6	1,4	-0,4
			34,6	1,4	-0,4
			35,6	1,5	-0,4
			36,5	1,6	-0,5
			37,5	1,6	-0,5
			38,5	1,8	-0,6
			39,5	1,9	-0,6
			40,5	2,0	-0,7
			41,5	2,2	-0,8
			42,5	2,6	-1,1
			43,3	3,2	-1,4
			41,7	3,7	-2,1
			37,7	4,7	-3,9
			36,0	5,1	-5,2
			35,2	5,3	-6,4
			27,7	10,5	-9,4

Tabela B.7 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Retangular Sem Reforço

Grupo II			Grupo III			
σ_c (MPa)	ε_c (MPa)	ε_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ε_c (MPa)	ε_{ct} (MPa)	
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	0,1	0,0	2,5	0,1	0,0	0,0
5,7	0,2	0,0	5,0	0,2	0,0	-0,1
8,5	0,3	-0,1	7,5	0,3	0,0	-0,1
11,3	0,4	-0,1	10,1	0,5	0,0	-0,1
14,1	0,5	-0,1	12,6	0,6	0,0	-0,1
17,0	0,6	-0,2	13,8	0,7	-0,1	-0,2
19,8	0,7	-0,2	15,1	0,7	-0,1	-0,2
22,6	0,9	-0,3	16,3	0,8	-0,1	-0,2
25,5	1,0	-0,4	17,6	0,9	-0,1	-0,2
28,3	1,2	-0,5	18,9	0,9	-0,1	-0,2
28,8	1,4	-1,2	20,1	1,0	-0,2	-0,3
			21,4	1,0	-0,2	-0,3
			22,6	1,2	-0,2	-0,3
			23,9	1,2	-0,2	-0,3
			25,1	1,3	-0,3	-0,4
			26,4	1,4	-0,3	-0,5
			27,7	1,5	-0,4	-0,6
			28,9	1,7	-0,5	-0,9
			29,4	2,0	-1,2	-1,5
					Dimensão maior	Dimensão menor

Tabela B.8 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Retangular Reforçados com 1 Camada de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono

Grupo II			Grupo III			
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	0,0	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0
5,7	0,1	0,0	5,0	0,1	-0,1	0,0
8,5	0,2	0,0	7,5	0,2	-0,1	-0,1
11,3	0,4	0,0	10,1	0,3	-0,1	-0,1
14,1	0,5	-0,1	12,6	0,4	-0,1	-0,1
17,0	0,5	-0,1	13,8	0,5	-0,1	-0,1
19,8	0,7	-0,1	15,1	0,5	-0,2	-0,1
22,6	0,8	-0,2	16,3	0,6	-0,2	-0,2
25,5	1,0	-0,3	17,6	0,6	-0,2	-0,2
28,3	1,3	-0,4	18,9	0,7	-0,2	-0,2
32,0	1,7	-0,9	20,1	0,8	-0,2	-0,2
28,3	3,1	-1,4	21,4	0,8	-0,2	-0,2
26,6	8,8	-2,2	22,6	0,9	-0,3	-0,2
19,8		-2,8	23,9	1,0	-0,3	-0,3
19,2		-3,2	25,1	1,0	-0,3	-0,3
19,8		-4,0	26,4	1,1	-0,3	-0,3
20,9		-5,1	27,7	1,2	-0,3	-0,4
21,5		-5,1	28,9	1,3	-0,4	-0,4
			30,2	1,5	-0,4	-0,5
			30,7	1,6	-0,5	-0,5
			31,3	1,7	-0,5	-0,6
			31,9	1,8	-0,6	-0,7
			32,4	1,9	-0,7	-0,8
			32,7	2,1	-0,9	-0,9
			33,0	2,2	-1,0	-1,1
			33,2	2,4	-1,2	-1,3
			33,4	2,7	-1,5	-1,7
			33,7	3,2	-2,2	-2,9
			32,0	4,2	-2,8	-5,0
			30,2	4,5	-3,5	-7,0
			25,1	6,0	-4,3	-7,5
			22,6	6,5	-5,4	-7,5
			21,4	6,6	-6,1	-8,1
			20,9	6,7	-6,6	-8,4
					Dimensão maior	Dimensão menor

Tabela B.9 – Resultados Médios dos Pilaretes de Seção Retangular Reforçados com 2 Camadas de Compósito de Resina e Folha de Fibras de Carbono

Grupo II			Grupo III			
σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	σ_c (MPa)	ϵ_c (MPa)	ϵ_{ct} (MPa)	
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,8	0,1	0,0	2,5	0,1	-0,1	-0,1
5,7	0,1	0,0	5,0	0,2	-0,1	-0,1
8,5	0,2	0,0	7,5	0,3	-0,1	-0,1
11,3	0,3	0,0	10,1	0,4	-0,1	-0,1
14,1	0,4	0,0	12,6	0,5	-0,2	-0,1
17,0	0,5	0,0	13,8	0,6	-0,2	-0,1
19,8	0,7	-0,1	15,1	0,7	-0,2	-0,2
22,6	0,8	-0,1	16,3	0,8	-0,2	-0,2
25,5	0,9	-0,1	17,6	0,8	-0,3	-0,2
28,3	1,0	-0,2	18,9	0,9	-0,3	-0,2
31,1	1,2	-0,3	20,1	1,0	-0,3	-0,2
34,0	1,4	-0,4	21,4	1,1	-0,3	-0,3
36,8	1,7	-0,7	22,6	1,2	-0,4	-0,3
37,7	2,1	-0,9	23,9	1,2	-0,4	-0,3
38,7	2,6	-1,4	25,1	1,3	-0,4	-0,3
37,7	3,3	-1,8	26,4	1,4	-0,5	-0,4
36,8	4,3	-2,5	27,7	1,6	-0,5	-0,4
34,0	6,1	-3,2	28,9	1,7	-0,6	-0,5
31,1	7,5	-3,7	30,2	1,8	-0,7	-0,5
29,4	7,5	-4,0	31,4	2,0	-0,8	-0,6
27,2		-4,9	32,7	2,1	-1,0	-0,8
28,3		-4,9	34,0	2,3	-1,2	-0,9
			34,5	3,0	-1,3	-0,9
			32,9	4,2	-1,5	-1,9
			22,6	7,3	-1,9	-3,1
			21,4	8,3	-3,0	-3,7
			20,9	8,6	-3,4	-3,9
			20,4	8,9	-3,9	-4,2
			20,1	9,1	-4,3	-4,7
			20,1	9,4	-4,7	-5,2
			20,1	9,7	-5,4	-5,9
			20,1	10,1	-8,2	-9,1
					Dimensão maior	Dimensão menor

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)