

**REFORÇO HÍBRIDO À FLEXÃO DE VIGAS “T”
DE CONCRETO ARMADO COM COMPÓSITOS
DE FIBRAS DE CARBONO E FIBRAS DE VIDRO**

JULIANO RODRIGUES DA SILVA

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA



UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA - UnB
FACULDADE DE TECNOLOGIA - FT
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**REFORÇO HÍBRIDO À FLEXÃO DE VIGAS “T” DE
CONCRETO ARMADO COM COMPÓSITOS DE FIBRAS
DE CARBONO E FIBRAS DE VIDRO**

JULIANO RODRIGUES DA SILVA

ORIENTADOR: PROF. GUILHERME SALES S. A. MELO, Ph. D (UnB)
COORIENTADOR: JOAQUIM A. O. DE BARROS, Ph. D (UM - PORTUGAL)

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.TD – 003A/14

Brasília – DF, Brasil/23 de maio de 2014

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

REFORÇO HÍBRIDO À FLEXÃO DE VIGAS “T” DE CONCRETO ARMADO
COM COMPÓSITOS DE FIBRAS DE CARBONO E FIBRAS DE VIDRO

JULIANO RODRIGUES DA SILVA

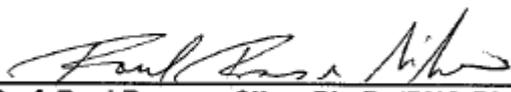
TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

APROVADA POR:


Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, Ph. D. (ENC-UnB)
(Orientador)


Prof. Yosiaki Nagato, D. Sc. (ENC-UnB)
(Examinador Interno)


Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, Ph. D. (ENC-UnB)
(Examinador interno)


Prof. Raul Rosas e Silva, Ph. D. (PUC-Rio)
(Examinador externo)


Prof. Dônio Ramam Carvalho de Oliveira, D. Sc. (UFPA)
(Examinador externo)

BRASÍLIA/ DF, 23 DE MAIO DE 2014.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, JULIANO RODRIGUES

Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro. [Distrito Federal] 2014.

xxxii, 276 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2014).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Reforço híbrido

2. Vigas T

3. Flexão

4. Compósitos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, J. R. (2014). Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E. TD. – 003A/2014. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 276p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Juliano Rodrigues da Silva

TÍTULO: Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro.

GRAU: Doutor

ANO: 2014

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa tese de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Juliano Rodrigues da Silva

Avenida JK, Residencial Fimiani, Apto. 203 C – JK Nova Capital.

CEP 75000-000 – Anápolis – Goiás.

julianorodriguessilva@gmail.com

DEDICATÓRIA

A todos que acreditaram! E a luta continua...

“You cannot escape the responsibility of tomorrow by evading it today”

Abraham Lincoln

AGRADECIMENTOS

“Suba o primeiro degrau com fé, não é necessário que você veja toda a escada, apenas dê o primeiro passo” e vejo que Martin Luther King estava certo. Após alguns anos percebo que trabalhos grandes e exaustivos precisam de base, do início, e hoje concluo esse trabalho que precisou ter fé desde o primeiro passo. Porém, para chegar aqui precisei de muito auxílio, e em função desse auxílio quero individualmente agradecer a cada professor que tive ao longo da vida estudantil, cujos ensinamentos somados foram de fundamental importância para a elaboração desta tese de doutoramento; meus sinceros agradecimentos também às muitas pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para este trabalho, às quais gostaria de agradecer, externando todo o meu reconhecimento e gratidão.

Meu sincero agradecimento ao meu orientador de iniciação científica, Prof. Dr. ANTONIO LÁZARO Ferreira Santos, que muito colaborou no início de minhas pesquisas científicas e mostrou o vasto caminho que há a trilhar;

Ao meu orientador do trabalho de conclusão de curso no período da graduação, Prof. M. Sc. JIMMU de Azevedo Ikeda, que tão prontamente aceitou o convite para orientação e assinou as cartas de recomendação para o mestrado. Muito obrigado pelos conselhos e o respeito;

Ao meu orientador de mestrado, Prof. Ph.D. GILSON Natal Guimarães, agradeço o respeito, a presteza nas informações, a experiência repassada generosamente, a oportunidade que me ofereceu de iniciar minha carreira na docência superior ministrando uma de suas disciplinas.

Ao meu orientador de doutorado Prof. Ph.D. GUILHERME Sales Soares de Azevedo Melo, faço uma menção especial, não só por acreditar nesta tese, mas também por contribuir intelectual e financeiramente, muitas vezes do próprio bolso, para o bom desenvolvimento da pesquisa. Quero agradecer a todo apoio, que nunca me foi negado sempre que precisei. Principalmente no caso de minha viagem à Europa para a Universidade do Minho em Guimarães - Portugal, para a complementação dos estudos sobre o reforço híbrido, uma oportunidade ímpar em minha vida. Sou imensamente grato e essa tese só existe hoje graças ao seu empenho como professor, orientador e financiador.

Muito obrigado! Leverei pela vida minha gratidão por todo esse período de 2010 a 2014, que não só engrandeceu minha carreira como também ampliou minha experiência de vida.

Um agradecimento muito especial ao Prof. D. Sc. Yosiaki NAGATO, um exemplo que levarei para toda a vida, no trato com os acadêmicos, com os colaboradores e os colegas de profissão. Agradeço pelo apoio, acompanhamento e orientação no desenvolvimento de todos os ensaios de caracterização e ensaios das vigas no Laboratório de Ensaios de Materiais e no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, respectivamente e em todas as dúvidas que surgiram no decorrer do desenvolvimento desta tese.

Ao Prof. Ph. D. Joaquim António Oliveira de Barros da Universidade do Minho em Portugal pelo apoio e pela coorientação desta tese. Aos amigos que fiz em Portugal, entre eles: CARLOS Leite MOREIRA, Maria CRISTINA Alves Martins, MIGUEL Simões e RODRIGO de Melo Limeiras que tornaram muito agradável minha estadia em Guimarães - Portugal.

Aos professores da Universidade Estadual de Goiás, da Universidade Federal de Goiás e do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília, entre eles os professores Antônio Alberto NEPOMUCENO, ELIANE Kraus de Castro, Elton BAUER, Francisco EVANGELISTA Júnior, João Carlos TEATINI de Souza Clímaco, José Luís Vital de BRITO, LUCIANO Mendes Bezerra, PAULO CHAVES de Rezende Martins, PAUL William Partridge e ROSA Maria Sposto.

A todos os professores anteriormente citados e aos que não foram citados diretamente, agradeço imensamente, a cada apoio, correção e explicação ao longo desse período, pois adquiri o discernimento do que posso levar de bom para minha vida pessoal e profissional.

À companheira EVA Veloso, secretária do PECC, que tanto colaborou e tanto auxiliou do primeiro ao último dia em que estudei na Universidade de Brasília, obrigado minha amiga, votos de muito sucesso, uma nova vida depois do susto e felicidades ao longo da vida.

Aos amigos do Bloco K da Colina (República da Pós-Graduação da UnB) WALLISON Carlos de Sousa Barbosa, DYORGGE Alves Silva e VIRLEY Lemos de Souza, obrigado

pela acolhida, companheiros, foram momentos importantes, perante as dificuldades que são naturais da situação de morar fora e a ajuda mútua ao longo desse período!

GALILEU Silva Santos, um baiano diplomático, que muito colaborou e ajudou no desenvolvimento deste trabalho, agradeço imensamente meu amigo, por tê-lo conhecido, pelo apoio que acredito ter sido de suma importância para desenvolvermos nossas teses e a alegria de fazer a jornada de tantos ensaios, nos erros e acertos dessas pesquisas, ficar ao lado de um excepcional profissional que com certeza, futuramente terá seu nobre trabalho reconhecido. Valeu meu amigo.

Manuel ALEJANDRO Rojas Manzano, meu amigo colombiano, e suas colombianas, que com respeito, educação e muita força de vontade contribuíram muito no desenvolvimento dos ensaios de laboratório, e principalmente no envio das mantas de fibra de vidro da Colômbia. *Muchas gracias mi compañero, te agradezco mucho por todo. Sabes que tienes un hermano aquí! Gracias, perro.*

Aos tantos amigos que fiz durante o período dos créditos do doutorado, entre eles ABDALA Carim Nabut Neto, ANTÔNIO CARLOS Ferreira de Souza Leal, CHAIRA Lacerda Nepomuceno, Cosme ALEXANDRE de Oliveira, CLODOALDO César Malheiros Ferreira, ELAINE Jaricuna Pereira de Albuquerque, ENEIDA Tomas de Souza, GRAZIELA Moreno Monteiro Martins, IURI Augusto Alves Lustosa, JORGE Eliecer Campuzano Carmona, Luiz ALEJANDRO Pérez Peña, SARA Brígida Saraiva dos Santos, URUBATAN Silva Tupinambá Filho, MARÍLIA Marcy Cabral Araújo, NAILDE Amorim Coelho, NÍVEA Gabriela Benevides de Albuquerque, RAMON Saleno Yure Costa Silva, SEBASTIÃO Simão da Silva, SILVANO da Silva Pereira, SUÉLIO Araújo, VALÉRIA Conceição Mouro e WANDERLEY Gustavo Nicácio.

À equipe que colaborou e deu todo o apoio necessário nos ensaios realizados no Laboratório de Estruturas, FRANCISCO de Sousa Pinto (Seu Francisco), JÚLIO Marques de Souza, LEANDRO Sena de Lima e MAGNO Ernesto Cavalcante, o trabalho de vocês foi essencial para a conclusão desta tese, agradeço a cada um de vocês;

À equipe do Laboratório de Ensaios de Materiais da UnB dentre eles minha colega de doutorado Maria de NAZARÉ Batista da Silva, e os técnicos do laboratório, SEVERINO

Joaquim da Silva (Seu SEVERO), WASHINGTON Carlos Lima Assunção e VALDERI Pires de Souza, pela disponibilidade mesmo nos horários de almoço;

Na Infra-Estrutura da Universidade Estadual de Goiás, o Eng. SIVALDO Eugênio da Silva, o Eng. ÁUREO Ferreira da Silva, a Arq. KARINE Kely do Carmo, o Arq. DANIEL Silva Andrade, e nossos companheiros IVÃ Otaviano da Silva, EURIPEDES Antônio da Silva, IDELFONSO Soares, ALONSO Osvaldo Ribeiro e demais amigos que fiz na Universidade Estadual de Goiás.

No Ministério da Educação, o Eng. EDSON Silva da Fonseca, a Arq. CLÁUDIA Siqueira e Sousa, a Arq. MARIA TERESA de Melo Oliveira, o Eng. CARLOS Eduardo Mascarenhas das Neves (Seu CARLOS), o Eng. JORGE Ricardo Ladeia Boa Sorte, o Arq. ANDRÉ Murici Nepomuceno, o Eng. MARCELO Augusto Koychi Nakashoji Pereira e o coordenador Eng. LUIZ CARLOS Rego.

Agradecimento à revisora de textos do Ministério da Educação, Prof^ª. LEILA Rodrigues de Macêdo Oliveira pela revisão ortográfica do trabalho.

Ao meu filho, **GABRIEL**, hoje com uma década de vida, pela experiência como pai, mesmo depois de tudo que já aconteceu. Fico feliz pelo nosso convívio em paz e plenitude familiar. Quero que siga seu caminho com paixão e procure fazer o melhor, sempre, não com o desejo de ser o melhor, porém com o simples intuito de deixar um serviço bem realizado para a sociedade a que pertencer.

Minha querida LILIAN e meu cunhado JEZ William, obrigado pelas diversas acolhidas em casa, pelos jantares e pela conversa descontraída para aliviar a pressão dos problemas que surgiram nesse período, mas que serviram como base para uma vida mais responsável, digna e respeitosa.

Aos meus pais, ADEMILDA e FRANCISCO, que são meu esteio como indivíduo e pelo respeito como sempre me trataram e me ensinaram a tratar os outros.

Aos demais familiares, que de uma forma ou de outra colaboraram em diversos períodos da minha vida cito meus queridos avós e minha tia, comadre e madrinha SÔNIA.

Agradecimentos à BASF pela doação dos materiais compósitos e da fibra de carbono, aos Laboratórios da Universidade de Brasília, ao CNPq e a CAPES.

E finalmente agradeço, com toda sinceridade, a cada contribuinte brasileiro que, além de mim, com o pagamento de seus tributos, permitiu que eu realizasse meus estudos de doutorado em uma universidade pública federal e em uma universidade no exterior. E saibam que o fiz com muita dedicação, esmero e seriedade.

Meu muito obrigado a todos!

*“De tudo ficaram três coisas:
A certeza de que estamos sempre começando,
A certeza de que precisamos continuar,
A certeza de que seremos interrompidos antes de terminar.*

*Portanto, devemos:
Fazer da interrupção um caminho novo,
Da queda, um passo de dança,
Do medo, uma escada,
Do sonho, uma ponte,
Da procura, um encontro.”*

Fernando António Nogueira **Pessoa**

RESUMO

SILVA, J. R. **Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro.** 2014. 276 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil.

Esta tese descreve uma pesquisa experimental sobre reforço à flexão de vigas de concreto armado com seção transversal “T” com a colagem de materiais compósitos de fibras de carbono (PRFC) e de vidro (PRFV) na superfície do concreto. Foram ensaiadas 14 vigas “T” simplesmente apoiadas, divididas em três grupos. Essas vigas, com um vão livre de 4,00 m e com taxa de armadura de 0,63%, foram submetidas a duas cargas concentradas aplicadas a 1,50 m dos apoios. As vigas foram dimensionadas para trabalhar entre os domínios dois e três (subarmadas). Duas vigas sem reforço foram ensaiadas como referência e doze vigas foram reforçadas, sendo o grupo A com duas camadas de PRF, o grupo B com três camadas e o grupo C com duas camadas e com pré-carregamento. A análise do comportamento das vigas foi realizada com os resultados das cargas e modos de ruptura, deformação específica das armaduras de flexão e de cisalhamento, deformação específica do concreto, deformação específica do reforço, deslocamento vertical das vigas e o desenvolvimento das fissuras. Os resultados experimentais foram comparados entre si e com as estimativas prescritas pelas normas técnicas Boletim 14 *fib* (2001), ACI 440.2R (2008) e ABNT NBR 6118 (2014) com adaptações para o cálculo da carga última das vigas com reforço híbrido. O reforço executado com a técnica de Colagem na Superfície do Concreto (CSC) mostrou-se eficiente. Em todos os grupos pesquisados as vigas com reforço híbrido tiveram desempenho superior ao das vigas com reforço simples. O incremento da carga última das vigas com reforço híbridas em relação à viga de referência variou entre 20,3 % e 21,5 %. A viga que apresentou o melhor resultado foi a reforçada com a primeira camada de PRFV e depois com uma camada de PRFC. Os modos de ruptura apresentados nas vigas reforçadas foram descolamento do PRF (primeira camada de PRFC) e destacamento do cobrimento (primeira camada de PRFV). Estes resultados mostram a influência da sequência de colagem do PRF no comportamento das vigas. Além disso, esta tese apresenta uma adaptação do método de cálculo de vigas com reforço híbrido à flexão colado na superfície do concreto.

ABSTRACT

SILVA, J. R. Flexural hybrid strengthening of concrete "T" beams with carbon-fiber and glass-fiber composites. 2014. 276 p. Thesis (Ph.D. in Structures and Construction) Post-Graduate Program on Structures and Construction, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Brasília, Brasília-DF, Brazil.

This thesis describes an experimental research on reinforced concrete "T" beams strengthened with carbon fiber (CFRP) and glass fiber (GFRP) composites bonded to the concrete surface. 14 "T" beams were simply supported and divided into three groups in order to be tested. These beams with a span of 4.00 m and reinforcement ratio of 0.63 % were subjected to two concentrated loads, applied 1.50 m from the support. The beams were designed to work between domains two and three (under-reinforced). Two beams without FRP reinforcement were tested as reference and twelve beams were strengthened: group A with two layers of FRP, group B with three layers and group C with two layers and with preloading. The analysis was performed with the results of loads and failure modes, flexural and shear reinforcement strain, concrete strain, FRP strain, vertical displacement and cracking development. The experimental results were compared to each other and to the estimates described in Bulletin 14 fib (2001), ACI 440.2R (2008) and ABNT NBR 6118 (2014) with adaptations for calculating the ultimate load of beams with hybrid strengthening. The use of hybrid strengthening with Externally Bonded Reinforcement (EBR) showed efficiency. In all surveyed groups the beams with hybrid strengthening exhibited superior performance in relation to the beams with single strengthening. The increase of the ultimate load of the hybrid beams relative to the reference beam varied between 20.3% and 21.5 %. The beam with the best result was the one reinforced first with a layer of GFRP and then with a layer of CFRP. The failure modes of the strengthened beams presented were detachment of PRF (first layer of CFRP) and delamination (first layer of GFRP). These results show the influence of the sequence of bonding the FRP in the behavior of the beams. Moreover, this thesis also presents an adaptation for the analysis of beams with hybrid strengthening externally bonded to the concrete surface.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	1
1.1 ASPECTOS GERAIS.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 OBJETIVOS.....	4
1.4 METODOLOGIA	5
1.5 ESTRUTURA DA TESE	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	7
2.2 HISTÓRICO DO ENSAIO EM VIGAS	7
2.2.1 Ensaio de vigas de concreto armado	7
2.2.2 Teoria da flexão pura em vigas.....	8
2.3 MATERIAIS COMPÓSITOS	9
2.3.1 Fibras de carbono	13
2.3.2 Fibras de vidro	14
2.3.3 Reforço híbrido.....	17
2.3.4 Aplicação dos Polímeros Reforçados com Fibra (PRF).....	19
2.3.5 Processo de caracterização dos compósitos.....	21
2.4 REFORÇO À FLEXÃO COM PRF EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	24
2.4.1 Reforço de vigas com colagem do PRF na superfície do concreto (CSC).....	24
2.4.2 Recomendações do Boletim 14 <i>fib</i> (2001)	25
2.4.3 Recomendações do ACI 440.2R (2008)	27
2.4.4 Descolamento interfacial e destacamento do cobrimento	29
2.4.5 Capacidade de carga das vigas com ancoragem do PRF.....	31
2.4.6 Mecanismos de previsão de descolamento do PRF.....	32
2.5 ENSAIOS REALIZADOS NO EXTERIOR	40
2.5.1 Xiong, Yang e Ji (2004)	40
2.5.2 Hosny, Shaheen, Abdelrahman e Elafandy (2006).....	42
2.5.3 Lenwari e Thepchatri (2009)	45
2.5.4 Kim e Shin (2010)	48
2.6 ENSAIOS REALIZADOS NO BRASIL	52
2.6.1 Araújo (2002)	52

2.6.2 Castro (2005)	55
2.6.3 Sallaberry (2005)	58
2.6.4 Gamino (2007).....	61
2.6.5 Meneghetti (2007)	64
2.7 COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS	70
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	73
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	73
3.2 MODELO EXPERIMENTAL	76
3.2.1 Idealização do ensaio.....	77
3.2.2 Características geométricas das vigas T	77
3.2.3 Detalhes das armaduras das vigas T	78
3.2.4 Detalhes do processo de ancoragem mecânica.....	79
3.2.5 Detalhes do carregamento e pré-carregamento das vigas.....	81
3.2.6 Dimensionamento à flexão e ao cisalhamento das vigas.....	83
3.3 DETALHAMENTO DO PROCESSO EXECUTIVO DAS VIGAS T	84
3.3.1 Propriedades do material de reforço.....	84
3.4 INSTRUMENTAÇÕES DAS VIGAS T	86
3.4.1 Acompanhamento de fissuração	86
3.4.2 Controle dos deslocamentos verticais.....	86
3.4.3 Extensometria do aço, do concreto e do reforço.	87
3.5 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	92
3.5.1 Caracterização mecânica do aço.....	92
3.5.2 Caracterização mecânica do concreto.....	92
3.5.3 Caracterização mecânica dos compósitos.....	94
3.5.4 Processo de concretagem e cura das vigas	97
3.5.5 Preparação das vigas e aplicação dos PRF.....	100
3.5.6 Realização dos ensaios das vigas	102
4 RESULTADOS	106
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	106
4.2 MATERIAIS	106
4.2.1 Aço	106
4.2.2 Concreto	107
4.2.3 Reforço	109

4.3 CARGAS E MODOS DE RUPTURA DAS VIGAS.....	111
4.4 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO.....	118
4.5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE CISALHAMENTO	128
4.6 DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO.....	131
4.7 DEFORMAÇÕES NO REFORÇO	136
4.8 DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS	144
4.9 EVOLUÇÃO DA ABERTURA DAS FISSURAS	154
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	158
5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	158
5.2 COMPORTAMENTO DAS VIGAS ENSAIADAS ATÉ A RUPTURA	158
5.3 COMPARAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	163
5.3.1 Boletim 14 <i>fib</i> (2001)	163
5.3.2 ACI 440-2R (2008).....	165
5.3.3 ABNT NBR 6118 (2014)	167
5.3.4 Comparação entre os resultados experimentais, o Boletim 14 <i>fib</i> (2001), o ACI 440.2R (2008) e a ABNT NBR 6118 (2014).....	169
5.4 DESCOLAMENTO DO REFORÇO NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS.....	171
5.5 COMPARAÇÃO DA FORÇA x FLECHA DAS VIGAS ENSAIADAS COM OS RESULTADOS DOS PROGRAMAS DOCROS E DefDOCROS.	175
5.5.1 Programa DOCROS e DefDocros	175
5.6 SUGESTÃO DE COMPLEMENTAÇÃO AO BOLETIM 14 <i>fib</i> (2001) PARA O CÁLCULO À FLEXÃO DE VIGAS COM REFORÇO HÍBRIDO.....	177
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	182
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	182
6.2 CONCLUSÕES.....	182
6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	184
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	186
ANEXO A – INFORMAÇÕES DO FABRICANTE DAS FIBRAS DE CARBONO, VIDRO E DAS RESINAS.....	199
A.1 CF130	199
A.2 EG900.....	200
A.3 RESINAS	201

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO PELAS NORMAS TÉCNICAS	202
A.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	202
A.1.1 Recomendações do Boletim 14 <i>fib</i> (2001).....	202
A1.1.1 Análise do estado limite último (ELU).....	203
A1.1.2 Análise do estado limite de serviço (ELS)	205
A.1.2 Recomendações do ACI 440.2R (2008)	207
A.1.3 Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014).....	213
APÊNDICE B – FORMAS DAS VIGAS.....	219
APÊNDICE C – QUANTITATIVO DAS ARMADURAS DAS VIGAS.....	222
APÊNDICE D – ENSAIOS.....	223
D.1 Ensaio do aço	223
D.2 Ensaio das vigas	223
APÊNDICE E – EVOLUÇÃO DAS FISSURAS	227
E.1 Evolução das fissuras do grupo A.....	227
E.2 Evolução das fissuras do grupo B	232
E.3 Evolução das fissuras do grupo C	236
APÊNDICE F – ENSAIOS COM PRISMAS DE CONCRETO.....	241
APÊNDICE G – PRECAUÇÕES E PROCEDIMENTOS NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DAS VIGAS COM PRF	244

TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades das fibras de carbono, vidro e aço	11
Tabela 2.2 - Propriedades das fibras precursoras do carbono	14
Tabela 2.3 - Propriedades das fibras de vidro E e S	16
Tabela 2.4 – Características dos ensaios de materiais compósitos de outros autores	17
Tabela 2.5 - Propriedades dos reforços híbridos de carbono e vidro.	18
Tabela 2.6 - Efeito do volume de fibras nas propriedades do compósito.....	22
Tabela 2.7 - Fator de segurança γ_f para material de PRF	25
Tabela 2.8 - Propriedades dos materiais compósitos.....	41
Tabela 2.9 - Detalhes das vigas ensaiadas.....	41
Tabela 2.10 - Resultados das vigas ensaiadas	42
Tabela 2.11 - Esquema de reforço das vigas	44
Tabela 2.12 – Resultados dos ensaios das vigas.....	44
Tabela 2.13 - Resultados das vigas ensaiadas	46
Tabela 2.14 - Esquema de reforço das vigas	50
Tabela 2.15 - Propriedades do concreto	53
Tabela 2.16 - Resultados da resistência à flexão das vigas	54
Tabela 2.17 - Características das vigas.....	56
Tabela 2.18 - Resultados experimentais dos ensaios selecionados	57
Tabela 2.19 - Características das vigas.....	59
Tabela 2.20 – Resultados das vigas de controle para o reforço à flexão.....	62
Tabela 2.21 - Valores teóricos e experimentais das vigas “T” reforçadas à flexão	63
Tabela 2.22 - Propriedades mecânicas das fibras	65
Tabela 2.23 - Denominação das vigas do grupo IIB	66
Tabela 2.24 - Cargas e modos de ruptura das vigas do grupo II.A ensaiadas estaticamente	67
Tabela 2.25 - Cargas e modos de ruptura das vigas do grupo II.B ensaiadas estaticamente	68
Tabela 3.1 - Características das vigas – Grupo A (cm).....	74
Tabela 3.2 - Características das vigas – Grupo B (cm)	75
Tabela 3.3 - Características das vigas – Grupo C (cm)	76
Tabela 3.4 - Cálculo teórico da resistência à flexão da viga “T” de referência.....	83
Tabela 3.5 - Cálculo teórico da resistência ao cisalhamento da viga “T”	84

Tabela 3.6 - Características dos materiais de reforço (Fabricante)	85
Tabela 3.7 - Quantidade de material empregado por m ³ de concreto nas vigas T	94
Tabela 4.1 - Propriedades da armadura de aço	107
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do concreto utilizado nas vigas.....	109
Tabela 4.3 - Propriedades dos compósitos utilizados no reforço	110
Tabela 4.4 – Resultados experimentais das vigas do grupo A	113
Tabela 4.5 – Resultados experimentais das vigas do grupo B.....	115
Tabela 4.6 – Resultados experimentais das vigas do grupo C.....	117
Tabela 4.7 – Deformações das armaduras de flexão	127
Tabela 4.8 - Deformação máxima da armadura de cisalhamento	130
Tabela 4.9 - Deformação máxima do concreto.....	135
Tabela 4.10 – Deformações máximas do reforço	144
Tabela 4.11 – Valores dos deslocamentos verticais no centro das vigas	153
Tabela 4.12 – Resultados experimentais dos deslocamentos verticais no meio do vão, na carga de fissuração, na carga de escoamento da armadura de flexão e na carga última ...	154
Tabela 4.13 - Maior abertura das fissuras – Grupo A*	155
Tabela 4.14 - Maior abertura das fissuras – Grupo B*.....	156
Tabela 4.15 – Maior abertura das fissuras – Grupo C*	156
Tabela 5.1 - Carga de ruptura, incremento de carga e modo de ruptura das vigas ensaiadas	159
Tabela 5.2 - Carga de ruptura e incremento de carga das vigas ensaiadas.....	162
Tabela 5.3 - Comparação carga última experimental x teórica - Boletim 14 <i>fib</i> (2001)...	164
Tabela 5.4 - Comparação carga última experimental x teórica – ACI 440.2R (2008).....	167
Tabela 5.5 - Comparação carga última experimental x teórica – ABNT NBR 6118 (2014)	168
Tabela 5.6 – Carga última - Resultados experimentais e teóricos.....	169
Tabela 5.7 – Ruptura por descolamento do reforço entre fissuras de flexão	172
Tabela 5.8 – Ruptura por descolamento do reforço entre fissuras de cisalhamento	174
Tabela 5.9 – Relação entre a flecha experimental e a flecha teórica para a carga de serviço obtida com o ACI 318 (2011), a ABNT NBR 6118 (2014) e o <i>DefDocros</i>	176
Tabela 5.10 – Resultados experimentais e teóricos para vigas com reforço híbrido.....	179
Tabela 5.11 – Comparação da carga experimental com a estimada pelo Boletim 14 <i>fib</i> (2001) com proposta de modificações.....	179
Tabela 5.12 – Boletim 14 <i>fib</i> (2001) com proposta de modificações para outros autores.	180

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Número de publicações listadas no Web Science (Matthys, 2013).....	2
Figura 2.1 - Ensaio de vigas “T” (Mörsch, 1908)	7
Figura 2.2 - Ensaio em viga “T” (Leonhardt e Walter, 1961).....	8
Figura 2.3 - Fissuração da viga T (Leonhardt e Walther, 1961)	8
Figura 2.4 - Flexão pura entre as cargas aplicadas na viga	9
Figura 2.5 - Formação do compósito de PRF (Dash, 2009).....	10
Figura 2.6 - Matriz polimérica reforçada com fibras (Degussa, 2002)	10
Figura 2.7 - Gráficos tensão - deformação das fibras e do aço (Boletim 14 <i>fib</i> , 2001).....	11
Figura 2.8 – Trama das fibras (Juvandes, 2011).....	12
Figura 2.9 - Micrografia das fibras de carbono (Hull e Clyne, 1996).....	13
Figura 2.10 - Manta unidirecional de fibra de carbono (Santos, 2003).....	14
Figura 2.11- Micrografia das fibras de vidro (Hull e Clyne, 1996)	15
Figura 2.12 - Manta unidirecional de fibra de vidro (Santos, 2003)	16
Figura 2.13 - Reforço da ponte de <i>Ibach</i> , 1991 na Suíça (Cress, 2000).....	19
Figura 2.14 - Matriz polimérica com fibra de carbono (Degussa, 1998)	21
Figura 2.15 – Corpo de prova para ensaio de tração do compósito (ASTM 3039, 2008)...	23
Figura 2.16 – Nomenclatura dos tipos de ruptura do PRF - (ASTM 3039, 2008)	23
Figura 2.17 – Aplicação do PRF na face inferior da viga (Dash, 2009)	24
Figura 2.18 – Rupturas típicas por descolamento em sistemas de FRP (Carvalho, 2010)..	27
Figura 2.19 - (a) Detalhe da viga (b) Descolamento e (c) Destacamento do reforço de PRF colados na superfície do concreto (ACI 440.2R, 2008)	29
Figura 2.20 - Destacamento causado pela tensão de ruptura (ACI 440.2R, 2008)	30
Figura 2.21 - Ancoragem transversal do PRF (Boletim 14 <i>fib</i> , 2001)	31
Figura 2.22 – Descolamento do reforço em razão de irregularidades na superfície	32
Figura 2.23 – Descolamento do reforço em razão das fissuras de flexão	33
Figura 2.24 –Descolamento baseado no concreto entre duas fissuras adjacentes.....	33
Figura 2.25 – Descolamento do reforço em razão das fissuras de cisalhamento	36
Figura 2.26 – Descolamento do reforço em razão das elevadas tensões nas extremidades	39
Figura 2.27 - Dimensões em mm e detalhamento das vigas (Xiong <i>et al.</i> , 2004).....	40
Figura 2.28 - Detalhe da armadura da viga “T” (Hosny <i>et al.</i> , 2006)	43
Figura 2.29 - Esquemas de reforço com PRFC (Hosny <i>et al.</i> , 2006)	44
Figura 2.30 - Esquema do ensaio (Hosny <i>et al.</i> , 2006)	45

Figura 2.31 - Dimensões em mm e detalhamento das vigas (Lenwari e Thepchatri, 2009)	46
Figura 2.32 - Descolamento do reforço (Lenwari e Thepchatri, 2009)	47
Figura 2.33 - Gráficos carga x deflexão no vão meio: (a) viga CB1 e (b) Viga CB2 (Lenwari e Thepchatri, 2009)	47
Figura 2.34 - Gráficos carga x deflexão no vão meio: (a) viga FC - FV1 e (b) viga FC - FV2 (Lenwari e Thepchatri, 2009)	47
Figura 2.35 - Detalhes da viga reforçada com PRF em mm (Kim e Shin, 2010)	49
Figura 2.36 - Dimensões e detalhamento das vigas (Araújo, 2002)	52
Figura 2.37 - Esquema de reforço das vigas reforçadas à flexão (Araújo, 2002)	53
Figura 2.38 - Diagrama carga-flecha das vigas (Araújo, 2002)	54
Figura 2.39 - Detalhe das dimensões e armadura das vigas da série I (Castro, 2005)	56
Figura 2.40 - Gráficos carga- flecha das vigas VE 2.1 e VE 2.2 (Castro, 2005)	57
Figura 2.41 - Detalhe das dimensões e armadura das vigas em mm (Sallaberry, 2005)	59
Figura 2.42 – Detalhamento do reforço das vigas em mm (Sallaberry, 2005)	59
Figura 2.43 - Diagramas Força x Deslocamento das vigas ensaiadas (Sallaberry, 2005)	60
Figura 2.44 - Detalhe das vigas “T” ensaiada à flexão em cm. (Gamino, 2007)	61
Figura 2.45 - Detalhe das vigas ensaiadas. (Gamino, 2007)	62
Figura 2.46 – Curvas força-deslocamento obtidas para as vigas reforçadas à flexão e vigas de controle. (Gamino, 2007)	63
Figura 2.47 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo IIA (Meneghetti, 2007)	65
Figura 2.48 - Detalhes do carregamento das vigas do grupo IIA (Meneghetti, 2007)	65
Figura 2.49 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo IIB (Meneghetti, 2007)	66
Figura 2.50 – Configuração do reforço nas vigas do Grupo IIB (Meneghetti, 2007)	66
Figura 2.51 - Gráfico Força-Deslocamento para as vigas do grupo IIA ensaiadas estaticamente (Meneghetti, 2007)	68
Figura 2.52 - Gráfico Força-Deslocamento para as vigas do grupo IIB ensaiadas estaticamente (Meneghetti, 2007)	69
Figura 2.53 – Resultados do reforço à flexão (Castro, 2005)	70
Figura 2.54 – Resultados do reforço à flexão (Carneiro, 2006)	71
Figura 2.55 – Resultados do reforço à flexão (Gamino, 2007)	71
Figura 2.56 – Discretização de uma seção típica no DOCROS (Varma, 2012)	175
Figura 3.1 – Especificação da nomenclatura utilizada nas vigas	74
Figura 3.2 - Idealização estrutural, diagrama de momento fletor (DMF) e diagrama de esforço cortante (DEC)	77

Figura 3.3 - Seção transversal da viga.....	78
Figura 3.4 – Vista longitudinal e seção transversal da viga T (cm)	78
Figura 3.5 - Disposição das armaduras longitudinais e estribos das vigas.....	79
Figura 3.6 – Disposição da armadura na seção transversal das vigas	79
Figura 3.7 - Detalhes da peça para ancoragem (a) real e (b) medidas em mm.....	80
Figura 3.8 - Detalhe da chapa para ancoragem mecânica (a) soldagem da ancoragem e (b) Detalhe da ancoragem	80
Figura 3.9 – Laje e pórtico de reação com a viga posicionada para ensaio.....	82
Figura 3.10 - Viga pré-carregada - grupo C	82
Figura 3.11 – Detalhe das mantas a) <i>CF 130</i> e b) <i>EG 900</i>	85
Figura 3.12 - Posicionamento do material compósito na seção transversal da viga (mm)..	85
Figura 3.13 - Posicionamento do material compósito longitudinalmente e ancoragem lateral nas extremidades da viga (mm).....	86
Figura 3.14 - Posicionamento dos defletômetros (cm).....	87
Figura 3.15 - Sistema de aquisição de dados da marca <i>Spider 8</i>	87
Figura 3.16 - Posicionamento do extensômetro na armadura	88
Figura 3.17 - Posicionamento dos extensômetros de resistência elétrica (mm).....	89
Figura 3.18 - Etapas de colagem dos extensômetros (a) Lixamento/colagem (b) Ligação dos fios (c) Aplicação da resina e silicone (d) Fita de autofusão	89
Figura 3.19 - Extensometria na mesa da viga (mm).....	90
Figura 3.20 - Detalhe do extensômetro elétrico na superfície do concreto	90
Figura 3.21 - Posicionamento dos extensômetros elétricos no reforço	91
Figura 3.22 - Detalhe da colagem do extensômetro no reforço	91
Figura 3.23 - Ensaio de caracterização mecânica do aço: (a) Equipamento (EMIC),	92
Figura 3.24 - Ensaio de caracterização mecânica do concreto: (a) Compressão;	94
Figura 3.25 – Detalhe do corpo de prova com mantas de PRF (mm)	95
Figura 3.26 – Aplicação do <i>Saturant</i> na preparação dos corpos de prova do PRF	96
Figura 3.27 – Detalhe do extensômetro e do adaptador para leitura	96
Figura 3.28 - Ensaio de caracterização do PRFV	97
Figura 3.29 – Aspecto dos corpos de prova antes e após a ruptura (PRFC e PRFV).....	97
Figura 3.30 - Preparação das armaduras de tração	98
Figura 3.31 - Preparação das formas e armaduras para concretagem	98
Figura 3.32 - Ensaio do tronco de cone e moldagem dos corpos de prova	98
Figura 3.33 - Concretagem e vibração do concreto.....	99

Figura 3.34 - Regularização da peça	99
Figura 3.35 - Preparação da superfície (a) Lixamento, (b) Impregnação do <i>Primer</i> na face inferior da viga e (c) Impregnação do <i>Primer</i> na região de ancoragem da viga.	100
Figura 3.36 - Processo de colagem da manta de fibra de carbono	101
Figura 3.37 - Processo de colagem da manta de fibra de vidro.....	102
Figura 3.38 - Processo de ancoragem do reforço com PRFC.....	102
Figura 3.39 – Esquema de ensaio das vigas T.....	103
Figura 3.40 - Viga VA2 CV antes do ensaio.....	103
Figura 3.41 - Viga VA2 CV após a ruptura por descolamento do reforço.....	104
Figura 3.42 – Detalhe da ruptura por descolamento do reforço da viga VA2 CV	104
Figura 3.43 – Viga VA3 VV antes do ensaio.....	104
Figura 3.44 - Viga VA3 VV após a ruptura por destacamento do cobrimento.....	104
Figura 3.45 - Detalhe da ruptura por destacamento do cobrimento	105
Figura 4.1– Curvas tensão - deformação das armaduras de cisalhamento de 6,3 mm	106
Figura 4.2 – Curvas tensão - deformação das armaduras de cisalhamento de 8 mm	107
Figura 4.3 – Curvas tensão - deformação das armaduras de flexão de 20 mm	107
Figura 4.4 – Gráfico tensão - deformação dos PRFC e PRFV	110
Figura 4.5 – Viga VR1 RF após a ruptura.....	111
Figura 4.6 – Viga VA1 CC após a ruptura	112
Figura 4.7 – Viga VA2 CV após a ruptura.....	112
Figura 4.8 – Viga VA3 VV após a ruptura.....	112
Figura 4.9 – Viga VA4 VC após a ruptura	113
Figura 4.10 – Viga VB1 CCC após a ruptura.....	114
Figura 4.11 – Viga VB2 CVV após a ruptura	114
Figura 4.12 – Viga VB3 VVV após a ruptura	114
Figura 4.13 – Viga VB4 VCC após a ruptura.....	115
Figura 4.14 – Viga VR2 RF após a ruptura.....	116
Figura 4.15 – Viga VC1 CC após a ruptura	116
Figura 4.16 – Viga VC2 CV após a ruptura	116
Figura 4.17 – Viga VC3 VV após a ruptura.....	117
Figura 4.18 – Viga VC4 VC após a ruptura	117
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VR1 RF.....	119
Figura 4.20 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA1 CC.....	119
Figura 4.21 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA2 CV.....	120

Figura 4.22 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA3 VV	120
Figura 4.23 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA4 VC.....	121
Figura 4.24 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB1 CCC	122
Figura 4.25 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB2 CVV.....	122
Figura 4.26 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB3 VVV.....	123
Figura 4.27 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB4 VCC	123
Figura 4.28 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VR2 RF.....	124
Figura 4.29 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC1 CC	125
Figura 4.30 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC2 CV.....	125
Figura 4.31 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC3 VV.....	126
Figura 4.32 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC4 VC.....	126
Figura 4.33 – Deformação da armadura de cisalhamento – Grupo A.....	128
Figura 4.34 – Deformação da armadura de cisalhamento – Grupo B	129
Figura 4.35 – Deformação da armadura de cisalhamento – Grupo C	129
Figura 4.36 – Deformação no concreto (EC1) – Grupo A	132
Figura 4.37 – Deformação no concreto (EC1) – Grupo B.....	132
Figura 4.38 – Deformação no concreto (EC1) – Grupo C.....	133
Figura 4.39 – Deformação no concreto (EC2) – Grupo A	133
Figura 4.40 – Deformação no concreto (EC2) – Grupo B.....	134
Figura 4.41 – Deformação no concreto (EC2) – Grupo C.....	134
Figura 4.42 – Deformação no concreto (EC3) – Grupo C.....	135
Figura 4.43 – Deformações no reforço da viga VA1 CC	137
Figura 4.44 – Deformações no reforço da viga VA2 CV	137
Figura 4.45 – Deformações no reforço da viga VA3 VV.....	138
Figura 4.46 – Deformações no reforço da viga VA4 VC.....	138
Figura 4.47 – Deformações no reforço da viga VB1 CCC.....	139
Figura 4.48 – Deformações no reforço da viga VB2 CVV	140
Figura 4.49 – Deformações no reforço da viga VB3 VVV	140
Figura 4.50 – Deformações no reforço da viga VB4 VCC	141
Figura 4.51 – Deformações no reforço da viga VC1 CC	142
Figura 4.52 – Deformações no reforço da viga VC2 CV	142
Figura 4.53 – Deformações no reforço da viga VC3 VV	143
Figura 4.54 – Deformações no reforço da viga VC4 VC	143
Figura 4.55 – Deslocamento vertical da viga VR1 RF.....	145

Figura 4.56 – Deslocamento vertical da viga VA1 CC	145
Figura 4.57 – Deslocamento vertical da viga VA2 CV	146
Figura 4.58 – Deslocamento vertical da viga VA3 VV	146
Figura 4.59 – Deslocamento vertical da viga VA4 VC	147
Figura 4.60 – Deslocamento vertical da viga VB1 CCC	148
Figura 4.61 – Deslocamento vertical da viga VB2 CVV	148
Figura 4.62 – Deslocamento vertical da viga VB3 VVV	149
Figura 4.63 – Deslocamento vertical da viga VB4 VCC	149
Figura 4.64 – Deslocamento vertical da viga VR2 RF	150
Figura 4.65 – Deslocamento vertical da viga VC1 CC	150
Figura 4.66 – Deslocamento vertical da viga VC2 CV	151
Figura 4.67 – Deslocamento vertical da viga VC3 VV	151
Figura 4.68 – Deslocamento vertical da viga VC4 VC	152
Figura 4.69 – Deslocamento vertical da viga VC4 VC	152
Figura 5.1 – Acréscimo de resistência das vigas reforçadas	160
Figura 5.2 – Carga última - resultados experimentais e teóricos	170
Figura 5.3 – Comparação entre as normas técnicas em relação a $F_{u, exp}/F_{u, teo}$	170
Figura 5.4 – Descolamento causado por irregularidades na superfície do concreto - adaptação do Boletim 14 <i>fib</i> (2001)	171
Figura 5.5 – Descolamento causado devido as fissuras de cisalhamento - adaptação do Boletim 14 <i>fib</i> (2001)	173
Figura 5.6 – Diagrama de equilíbrio da seção transversal de vigas com reforço híbrido .	177
Figura 5.7 – Compatibilidade das deformações das vigas com reforço híbrido	178
Figura 5.8 – Comparação dos resultados experimentais com o Boletim 14 <i>fib</i> e a sugestão de complementação a norma técnica	179
Figura A.1 – Modos de ruptura das vigas de concreto armado - Boletim 14 <i>fib</i> (2001) ..	203
Figura A.2 – Análise da seção transversal para o estado limite último na flexão: (a) geometria, (b) distribuição das deformações e (c) distribuição de tensões (<i>Boletim 14 fib</i> 2001)	203
Figura A.4 – Distribuição das tensões na seção de concreto reforçada (ACI 440.2R, 2008)	210
Figura D.1 - Configuração da colagem da fibra da viga VA1 CC	223
Figura D.2 - Configuração da colagem da fibra da viga VA2 CV	223
Figura D.3 - Configuração da colagem da fibra da viga VA3 VV	224

Figura D.4 - Configuração da colagem da fibra da viga VA4 VC	224
Figura D.5 - Configuração da colagem da fibra da viga VB1 CCC	224
Figura D.6 - Configuração da colagem da fibra da viga VB2 CVV	224
Figura D.7 - Configuração da colagem da fibra da viga VB3 VVV	225
Figura D.8 - Configuração da colagem da fibra da viga VB4 VCC.....	225
Figura D.9 - Configuração da colagem da fibra da viga VC1 CC	225
Figura D.10 - Configuração da colagem da fibra da viga VC2 CV	225
Figura D.11 - Configuração da colagem da fibra da viga VC3 VV	226
Figura D.12 - Configuração da colagem da fibra da viga VC4 VC	226
Figura F.1 - Dimensões e detalhamento dos Prismas.....	241
Figura F.2 - Detalhe da preparação dos Prismas: (a) preparo da superfície, (b) aplicação do primer, (c) colocação da fibra e (d) e aplicação do saturante.....	242
Figura F.3 - Detalhe da instrumentação dos Prismas: (a) deflectômetro mecânico e	242
Figura F.4 – Modo de ruptura dos prismas.....	243

LISTA DE SÍMBOLOS

As grandezas apresentadas pelos símbolos constantes nesta tese são expressas em unidades do Sistema Internacional (SI).

LETRAS MAIÚSCULAS

A_c - Área da seção transversal de concreto

A_f - Área da seção transversal de reforço com PRF

A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A'_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

A_{sw} - Área da seção transversal da armadura de cisalhamento

C - Força de compressão no concreto

E_c - Módulo de elasticidade do concreto

E_{ci} - Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto

E_f - Módulo de elasticidade do reforço de PRF

E_s - Módulo de elasticidade do aço

F - Força aplicada

$F_{u,exp}$ - Carga última experimental

$F_{u,teor}$ - Carga última teórica

L_b - Comprimento de ancoragem da armadura

M_a - Momento aplicado

M_{cr} - Momento fletor de fissuração

M_d - Momento fletor de cálculo

M_n - Momento fletor nominal

M_r - Momento fletor de fissuração

M_{Rd} - Momento fletor resistente de cálculo

M_u - Momento fletor último

M_y - Momento fletor de início do escoamento do aço

N_{sd} - Força normal solicitante de cálculo

N - Norte

R - Resistências

S - Solicitações

S - Sul

V_c - Parcela de esforço cortante resistida pelos mecanismos complementares ao de treliça
 V_d - Força cortante de cálculo
 V_s - Parcela de esforço cortante resistida pela armadura transversal
 V_u - Valor total do esforço cortante

LETRAS MINÚSCULAS

a - Distância do vão de cisalhamento
 b_f - Largura da mesa da viga T
 b_w - Largura da alma da viga T
 d - Altura útil da viga
 d_f - Distância do reforço até o bordo mais comprimido
 d'_s - Distância da armadura de compressão até o bordo mais comprimido
 f_c - Resistência à compressão do concreto
 f'_c - Resistência específica à compressão do concreto
 f_{cd} - Resistência à compressão do concreto de cálculo
 f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto
 f_{ct} - Resistência à tração do concreto
 f_{fe} - Resistência efetiva à tração do PRF
 f_{fu} - Resistência última à tração do PRF
 f_r - Tensão de fissuração
 f_s - Tensão no aço
 f_u - Tensão de ruptura do aço
 f_y - Tensão específica de escoamento do aço
 f_{yd} - Tensão de escoamento do aço de cálculo
 f_{yw} - Tensão de escoamento da armadura de cisalhamento
 f_{ywd} - Tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento
 h - Altura da viga
 h_f - Altura da mesa da viga
 k_m - Coeficiente que limita as tensões no reforço de PRF
 l_{df} - Comprimento crítico de ancoragem do PRF
 n - Número de camadas de PRF
 n_f - Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do PRF
 n_s - Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
 t_f - Espessura de uma camada de PRF

x - Altura da linha neutra em relação ao bordo mais comprimido

SÍMBOLOS SUBSCRITOS

Os símbolos subscritos são apresentados no mesmo tamanho do texto para facilitar a visualização.

c - Concreto

d - Valor de cálculo

e - Equivalente

e_f - Efetivo

e_q - Equivalente

j - Idade (referente à cura do concreto)

s - steel (aço)

t - Tração

u - Último

x e y - Direções ortogonais

y - Escoamento do aço

NÚMERO

0 - Início

- Instante de aplicação da Força

28 - aos 28 dias

SÍMBOLOS GREGOS

δ_u - Flecha última

δ_{exp} - Flecha experimental

ϵ_{bi} - Deformação no substrato do concreto no momento da aplicação do reforço de PRF

ϵ_c - Deformação específica do concreto

ϵ_{ct} - Deformação no concreto na face tracionada

ϵ_{cu} - Deformação última no concreto

ϵ_s - Deformação na armadura de tração do aço

ϵ_{sy} - Deformação do escoamento do aço

ϵ'_s - Deformação na armadura de compressão do aço

ϵ_t - Deformação no aço no estado limite último

ϵ_y - Deformação de escoamento do aço no ponto da reta

ε_{yd} - Deformação de escoamento do aço de cálculo

ε_{fd} - Deformação do reforço de cálculo

ε_{fu} - Deformação última do reforço de PRF

ε_{fe} - Deformação efetiva do reforço de PRF

$\varepsilon_{fu,exp}$ - Deformação última do reforço de PRF experimental

ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ϕ - Diâmetro das barras da armadura de aço

- Fator de redução de resistência do PRF

ψ_f - Fator de redução adicional à parcela do PRF do ACI 440.2R (2008)

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CEC	Colado no entalhe do cobrimento do concreto
CF	<i>Carbon Fiber</i>
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CNR	<i>National Research Council</i>
CONCRECON	Concreto e Construções Ltda.
CSC	<i>Colagem na Superfície do Concreto</i>
DefDOCROS	<i>Deflection - Design Of CROss-Sections</i>
DOCROS	<i>Design Of CROss-Sections</i>
EBR	<i>Externally Bonded Reinforcement</i>
EG	<i>Eletric Glass</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EMPA	<i>Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology</i>
FC	Fibra de carbono
<i>fib</i>	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
FRP	<i>Fibers Reinforced Polymer</i>
FV	Fibra de vidro
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
HBM	Hottinger Baldwin Messtechnik
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
JSCE	<i>Japan Society of Civil Engineer</i>
Labest	Laboratório de Estruturas da UnB
LEM	Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB
LVDT	<i>Linear Variable Differencial Transformer</i>
MBrace	<i>Master Builder Technologies</i>
NBR	Norma Brasileira
PAN	Poliacrilonitrila

PRF	Polímero Reforçado com Fibras
PRFC	Polímero Reforçado com Fibras de Carbono
PRFV	Polímero Reforçado com Fibras de Vidro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UM	Universidade do Minho
UnB	Universidade de Brasília
USP	Universidade de São Paulo

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

Uma das finalidades do reforço estrutural é aumentar a capacidade de carga de uma peça de concreto. Assim esse processo insere-se dentro da incorporação de novos materiais ao concreto armado, no sentido de melhorar o desempenho esperado das peças estruturais. O reforço objetiva corrigir equívocos nos projetos, na execução da obra ou preparar a estrutura para uma utilização diferente da original.

Recentes pesquisas estudam o uso de novos materiais ou novas técnicas para o reforço das estruturas de concreto, ou a aplicação de materiais e técnicas já existentes no mercado. Os *FRP (Fibers Reinforced Polymer)* ou como são tratados nesta tese, PRF (Polímeros Reforçados com Fibras) vêm sendo utilizados e pesquisados em diversas obras e universidades, [Chansawat *et al.* (2009), Lenwari e Thepchatri (2009), Dash (2009), Belarbi (2010), Dias (2010), Ceci *et al.* (2011), Farahbod e Mostofinejad (2010), Kim e Shin (2010), El-Hacha e R. Chen (2011), Gomes *et al.* (2013), Guan e Burgoyne (2013), Kai *et al.* (2011), Matthys (2013), Tajaddini *et al.* (2013), Takahashi *et al.* (2013), Teng *et al.* (2013) e Vuddandam *et al.* (2013)]. Esses polímeros são reforçados com fibras contínuas. As mais utilizadas são fibras de carbono, de vidro e de aramida que, quando imersas em uma matriz polimérica, ficam protegidas e passam a trabalhar como um único elemento, formando um material compósito. A Figura 1.1 ilustra o número de pesquisas realizadas de 1980 até 2013, mostrando a evolução das pesquisas com uso de materiais compósitos.

Verifica-se que em pesquisas realizadas com materiais compósitos, empregados com a técnica de colagem denominada *Externally Bonded Reinforcement (EBR)* ou Colagem na Superfície do Concreto (CSC), o reforço das estruturas possui desempenho semelhante ou superior ao realizado com materiais metálicos. Entretanto, esses materiais compósitos, quando utilizados em reforço estrutural necessitam de cuidados especiais, sobretudo em razão de problemas de descolamento do PRF da superfície do concreto e (ou) o destacamento do PRF do cobrimento do concreto e aos aspectos relacionados à dutilidade e durabilidade das peças reforçadas com esses polímeros.

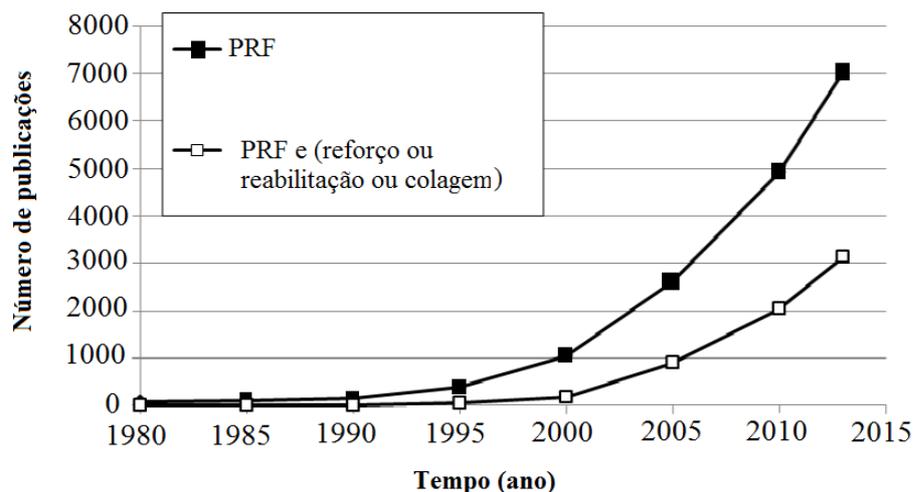


Figura 1.1 - Número de publicações listadas no *Web of Science* (Matthys, 2013)

As vantagens para a execução do reforço estrutural com fibras de carbono e fibras de vidro com CSC são:

- O baixo peso que esses materiais apresentam o que resulta em uma aplicação mais fácil em espaços confinados. As fibras de carbono possuem 300 g/m² e 0,165 mm de espessura e as fibras de vidro possuem 900 g/m² e 0,357 mm de espessura. Esse peso ocasiona um pequeno acréscimo de carga permanente na estrutura reforçada;
- A alta resistência à tração, grande durabilidade e espessura mínima;
- A facilidade de aplicação na superfície do concreto;
- A boa resistência à ação de água salgada e alcalina, o que evita a degradação desses materiais frente às intempéries. São resistentes também a ação de agentes químicos como: solventes, lubrificantes e detergentes;
- Fácil adaptação às exigências do projeto devido às diversas disponibilidades dos PRF em relação à geometria das fibras e às dimensões dos produtos.

Contudo, há algumas desvantagens em relação à sua utilização, apresentadas abaixo:

- Pode ocorrer ruptura precoce por descolamento da superfície de concreto e (ou) destacamento de parte do concreto do revestimento;
- Em relação à ação do fogo, é prática entre os projetistas desconsiderar totalmente a resistência ao fogo do PRF e depender exclusivamente da resistência da estrutura existente na sua condição não reforçada (BARROS, 2011).
- Quando aplicada sem proteção superficial, essa técnica fica desprotegida de cargas de impacto ou vandalismo. Porém, existem diversas soluções entre os fabricantes para minimizar essa desproteção, como por exemplo, a utilização de argamassas colantes sobre a superfície do sistema composto.

1.2 JUSTIFICATIVA

O interesse pela utilização das mantas de fibras de carbono e de vidro coladas na superfície do concreto como reforço de estruturas decorre do fato desses materiais terem resistência à tração elevada, fácil execução e elevada durabilidade. Em relação ao custo, as mantas de fibras de vidro custam em média 20% do preço das mantas de fibras de carbono. A fibra de carbono é o material mais empregado nesse tipo de reforço, não apenas por possuir resistência superior, mas porque o número de pesquisas e normas sobre esse material supera em muito as existentes com fibras de vidro.

Assim, a motivação desta tese deriva da necessidade de mais estudos sobre a técnica de reforço utilizando simultaneamente mantas de fibras de carbono e de vidro que, trabalhando conjuntamente, formam o chamado reforço híbrido. Esses estudos visam contribuir com subsídios para uma futura normalização dos procedimentos de colagem de reforço, em estruturas de concreto, com materiais compostos.

A originalidade desta tese deve-se aos escassos estudos referentes ao reforço de estruturas utilizando reforço híbrido, principalmente utilizando mantas de fibras de carbono e mantas de fibras de vidro. Esses materiais são utilizados em outras áreas como a indústria aeronáutica e automobilística, principalmente as fibras de carbono, porém as fibras de vidro ainda são pouco empregadas na construção civil, o que aponta a necessidade e o interesse no estudo de seu uso em conjunto com as fibras de carbono.

Este trabalho segue uma linha de pesquisa e uma série de investigações experimentais em concreto armado com PRF, realizadas na Universidade de Brasília (UnB) desde 1999, das quais já resultaram sete dissertações de mestrado e três teses de doutorado, onde se destacam trabalhos de Rayol (1999) com ensaio de 7 vigas; Neto (2000) com ensaio de 8 vigas; Silva Filho (2001) com ensaio de 8 vigas; Araújo (2002) com ensaio de 8 vigas; Lima (2003) com ensaio de 8 vigas; Oliveira Júnior (2005) com ensaio de 7 vigas; Silva Filho (2005) com o ensaio de 18 vigas; Castro (2005) com o ensaio de 19 vigas; Carneiro (2006) com o ensaio de 12 vigas e Manzano (2012) com ensaio de 5 vigas. Os trabalhos experimentais somam 100 vigas ensaiadas com PRF em 15 anos de pesquisa.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar, por meio de estudo experimental, o comportamento estrutural de vigas em concreto armado, com seção transversal “T”, reforçadas à flexão com dois tipos de materiais compósitos colados na superfície do concreto, o polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) e o polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV), trabalhando isoladamente e em conjunto;

A pesquisa abrange os seguintes objetivos específicos:

Análise do desempenho à flexão de vigas “T” de concreto armado, reforçadas com PRF com colagem externa sobre o cobrimento do concreto, quanto à capacidade de carga, rigidez, deslocamentos, fissurações e modos de ruptura das vigas;

Estudar a influência da ordem de colocação e do número de camadas de PRFC e PRFV no desempenho do reforço das vigas;

Análise do comportamento estrutural de vigas de concreto armado quando submetidas a carregamentos estáticos e pré-carregamentos;

Comparação dos dados experimentais dos ensaios com as normas do Boletim 14 *fib* (2001), ACI 440.2R (2008) e ABNT NBR 6118 (2014);

Sugestão de complementação para o cálculo à flexão de vigas com reforço híbrido e sugestões ao Boletim 14 *fib* (2001).

1.4 METODOLOGIA

A metodologia empregada consistiu na realização da revisão bibliográfica, a execução e o ensaio de um conjunto de 14 vigas, duas sem reforço, para referência, e 12 vigas reforçadas. Foi realizada a análise dos resultados experimentais, como aumento da capacidade de carga e rigidez das vigas, as fissurações, os deslocamentos, os modos de ruptura e a comparação com resultados teóricos baseados em normas e recomendações de outras pesquisas, e foi feita uma proposta de cálculo de vigas com uso do reforço híbrido.

O planejamento do programa experimental foi orientado pela revisão bibliográfica. As vigas utilizadas foram de seção transversal “T”, divididas em três grupos, A, B e C. A taxa de armadura das vigas foi $\rho = A_s/A_c = 0,63\%$, e o concreto foi de $f_c = 40$ MPa. As vigas tinham as mesmas dimensões e foram ensaiadas simplesmente apoiadas e carregadas com duas cargas concentradas simétricas até a ruptura.

As mantas de fibras foram coladas externamente às vigas de concreto, procedimento denominado de CSC (Coladas na Superfície do Concreto). Foram variadas a ordem de aplicação e a quantidade das camadas de PRFC e PRFV no caso de reforço híbrido. Algumas vigas foram reforçadas com pré-carregamento e outras sem pré-carregamento.

Foram utilizados os programas DOCROS e DefDOCROS para simulação e avaliação das flechas das vigas reforçadas e finalmente foram sugeridas etapas e processos para execução de reforço híbrido à flexão de vigas “T” com CSC, visando uma contribuição para uma futura normalização nacional dessa técnica.

1.5 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese é constituída de seis capítulos. Neste, são apresentados a introdução ao tema, a justificativa da escolha do tema, os objetivos gerais e específicos da pesquisa, a metodologia a ser empregada e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica, onde se narra um pequeno histórico dos ensaios de vigas, os tipos de materiais empregados no reforço de vigas, a técnica de colagem na superfície do concreto (CSC), pesquisas, nacionais e internacionais referentes ao reforço com PRF e prescrições técnicas para o reforço à flexão das vigas de concreto armado.

No capítulo 3 é apresentado o programa experimental das vigas preparadas e ensaiadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília e divididas em três grupos, num total de 14 vigas de concreto armado com seção transversal “T”. Nesse capítulo são apresentadas as características das vigas e dos materiais utilizados, o esquema para execução do ensaio, instrumentação das vigas e detalhes do ensaio.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios das 14 vigas de concreto armado, por meio de gráficos, figuras e tabelas.

No capítulo 5 tem-se a análise dos resultados obtidos nos ensaios, as comparações entre os resultados experimentais e os realizados com o uso do boletim 14 *fib* (2001), do código ACI 440.2R (2008) e da adaptação da ABNT NBR 6118 (2014) e uma proposta de roteiro para o cálculo do reforço à flexão com reforço híbrido e modificação de parâmetros de complementação do boletim 14 *fib* (2001) para análise do reforço das vigas híbridas.

No capítulo 6, é feita uma síntese das principais conclusões e observações estudadas e analisadas nesta pesquisa e são apresentadas sugestões para futuras investigações, para dar continuidade a pesquisas sobre o tema.

E, por fim, são apresentadas, ao término do trabalho, as referências bibliográficas, o anexo A com os dados técnicos das fibras de carbono e vidro e sete apêndices, sendo A, B, C, D, E, F e G.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo será apresentado um histórico dos ensaios de flexão em vigas “T” de concreto armado, a teoria da flexão em vigas, os materiais compósitos, o reforço à flexão com PRF, recomendações de normas técnicas para o cálculo de vigas com o PRF colado na superfície do concreto (CSC) e o resumo de pesquisas realizadas com reforço à flexão em vigas de concreto armado realizadas no Brasil e no exterior.

2.2 HISTÓRICO DO ENSAIO EM VIGAS

2.2.1 Ensaios de vigas de concreto armado

Os primeiros ensaios de vigas em concreto armado foram realizados em 1850 pelo americano *Thaddeus Hyatt*, que motivado por uma série de ensaios, obteve, em 1877 uma patente para a construção de um sistema de vigas de concreto e armaduras de aço. As armaduras de aço absorviam as tensões de tração oriundas dos momentos fletores e das forças cortantes dessas vigas. Em 1892 o engenheiro francês *François Hennebique* registra a primeira patente de vigas de concreto armado semelhantes às vigas usadas atualmente com armaduras longitudinais e estribos.

No início do século XX, precisamente em 1902, o alemão *Emil Mörsch* engenheiro da empresa *Wayss & Freytag*, publica a primeira edição do seu livro, com resultados de pesquisas teóricas e experimentais sobre elementos estruturais em concreto armado e contribui para o progresso das estruturas de concreto. Na Figura 2.1 é apresentado o ensaio da viga “T” ensaiada por *Mörsch* na Alemanha.



Figura 2.1 - Ensaio de vigas “T” (Mörsch, 1908)

Os pesquisadores Fritz Leonhardt e René Walther, em 1961, realizaram os chamados “Ensaio de *Stuttgart*”, que são considerados um marco histórico para o desenvolvimento experimental e estudos teóricos do concreto armado.

Nesse tipo de ensaio pode-se observar o comportamento à flexão pura (sem a presença do cisalhamento) e flexão simples (com a presença do cisalhamento). Este ensaio é caracterizado pela aplicação, em estágios gradativos, de uma carga dividida em duas cargas concentradas simétricas, que é aplicada até o colapso estrutural da viga, em cada estágio podendo ser medidas as deformações absolutas e específicas no concreto e nas armaduras, as flechas e fissurações da viga. Abaixo são apresentados, na Figura 2.2, detalhes das vigas “T” ensaiadas por *Leonhardt e Walther* em 1961.

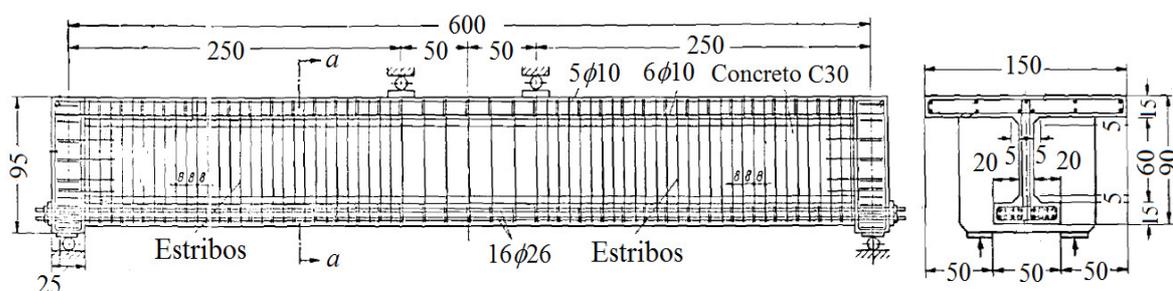


Figura 2.2 - Ensaio em viga “T” (Leonhardt e Walther, 1961)

Abaixo, na Figura 2.3, são apresentados detalhes da fissuração da viga “T” nos ensaios de flexão realizados em 1961 na Alemanha pelos pesquisadores *Leonhardt e Walther*.



Figura 2.3 - Fissuração da viga T (Leonhardt e Walther, 1961)

2.2.2 Teoria da flexão pura em vigas

A norma ABNT NBR 6118 (2014), em seu item 14.4.1.1, define vigas como elementos lineares em que a flexão é preponderante. E os elementos lineares são aqueles em que o comprimento supera pelo menos três vezes, a maior dimensão da seção transversal, sendo

também denominadas barras. As solicitações normais produzem tensões perpendiculares às seções transversais dos elementos estruturais. Os esforços que provocam as tensões normais são o momento fletor (M) e a força normal (N).

A flexão é denominada pura quando atua apenas M na seção transversal. A região entre as forças aplicadas no “ensaio de *Stuttgart*”, região central, é solicitada apenas por momento fletor constante, caracterizando uma situação de flexão pura. A flexão simples ocorre quando atuam conjuntamente o momento fletor e a força cortante, produzindo tensões normais e tangenciais na seção, como nas extremidades das vigas no “ensaio de *Stuttgart*”. A partir da comprovação dos resultados teóricos com os experimentais surgem os primeiros tratados técnicos para o cálculo e execução de estruturas em concreto armado. A Figura 2.4 abaixo apresenta um detalhe esquemático do “ensaio de *Stuttgart*” com fissuras apenas na região de flexão pura (intervalo entre as cargas simétricas).

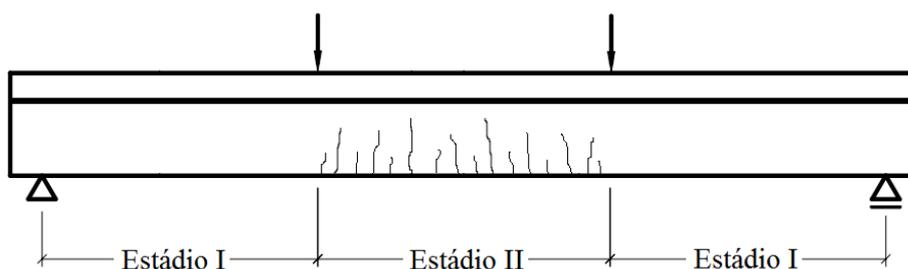


Figura 2.4 - Flexão pura entre as cargas aplicadas na viga

No início do carregamento a região entre os apoios e as cargas encontra-se sem fissuras (estádio I), e a região central encontra-se fissurada (estádio II), correspondendo à fase em que o concreto esgota sua resistência à tração, passando as tensões normais de tração a ser absorvidas apenas pela armadura longitudinal.

2.3 MATERIAIS COMPÓSITOS

Os materiais compósitos com resinas reforçadas com fibras, chamadas de *Fiber Reinforced Polymers (FRP)* na literatura internacional, são componentes basicamente compostos por fibras de elevada resistência envolvidas em uma matriz polimérica (resina).

As propriedades dos materiais compósitos se devem às propriedades das fases constituintes, das quantidades relativas e da geometria da fase dispersa. Na Figura 2.5 é

apresentada a formação do compósito com fibras, onde ocorre a aglutinação das fibras com a resina, formando o compósito ou Polímero Reforçado com Fibras (PRF).

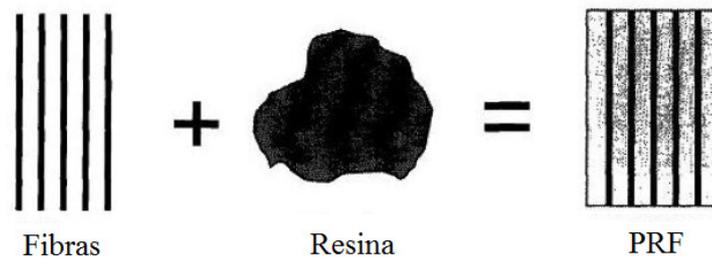


Figura 2.5 - Formação do compósito de PRF (Dash, 2009)

Segundo Hull e Clyne (1996), Neto e Pardini (2006) e Callister (2008) os compósitos são materiais que possuem variação de suas propriedades em direções diferentes. Isso ocorre porque as fibras, a parte mais resistente dos compósitos, têm direção ou direções preferenciais de alinhamento nos compósitos. A Figura 2.6 ilustra detalhes das fibras unidirecionais envolvidas na matriz polimérica.

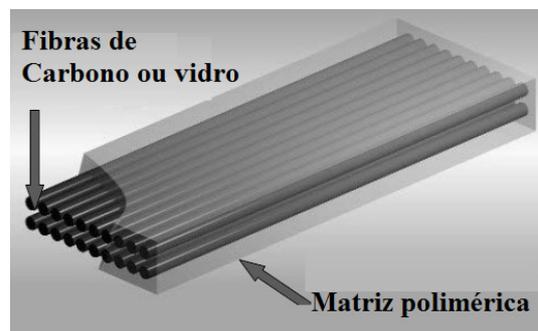


Figura 2.6 - Matriz polimérica reforçada com fibras (Degussa, 2002)

Os materiais compósitos são fabricados para ter alta resistência e rigidez axial com uma baixa densidade. De acordo com Neto e Pardini (2006), os compósitos reforçados com fibras são subclassificados pelo comprimento das fibras que podem ser contínuas ou descontínuas. As aplicações dependem de diversos fatores, entre eles, o desempenho estrutural, custo, disponibilidade de matérias prima, cadência do processo de fabricação, entre outros parâmetros.

Na Tabela 2.1, de acordo com o Boletim 14 *fib* (2001), são apresentadas as principais propriedades de resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação específica das mantas de fibras de carbono e de vidro.

Tabela 2.1 - Propriedades das fibras de carbono, vidro e aço

Tipo de fibra	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação específica (%)
Carbono	1380 - 3790	215 - 235	0,5 - 1,7
Vidro	1860-2680	85 - 90	1,2 - 3,1
Aço	483 - 690	210	6,0 - 12,0

Fonte: Boletim 14 *fib* (2001) – Modificada e adaptada

Na Figura 2.7 é relacionada a tensão x deformação das fibras e do aço que serve de parâmetro para verificar a eficiência das fibras. Observa-se que as fibras de carbono (PRFC) têm alto módulo de elasticidade e uma alta resistência à tração comparada ao aço.

As fibras de vidro (PRFV) e aramida (PRFA) possuem maior tensão de ruptura e menor módulo de elasticidade que o aço.

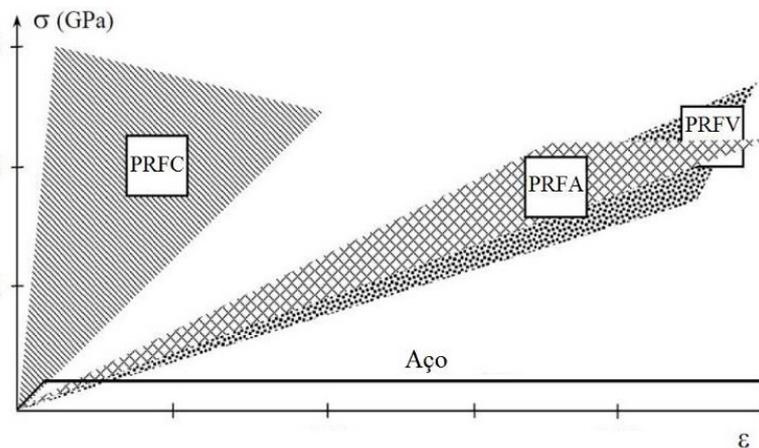


Figura 2.7 - Gráficos tensão - deformação das fibras e do aço (Boletim 14 *fib*, 2001)

Nesta pesquisa são abordadas as mantas de fibras de carbono e as mantas de fibras de vidro, assim os textos a seguir fazem referência a esses dois materiais.

Os PRF, quando em estado de tensão, não exibem comportamento plástico (escoamento) antes da ruptura. Materiais como esses são caracterizados por terem comportamento elástico linear até a ruptura, dessa maneira, a resistência última à tração, f_{fu} é definida como a resistência última à tração do reforço, e a deformação última de ruptura do reforço, ϵ_{fu} , é definida de forma similar (ACI 440.2R, 2008).

Na fase dispersa, a matriz ou resina desempenha diversas funções, uma delas é ligar as fibras entre si e atuar com o meio. Se uma força externa é aplicada, a matriz transmite e distribui essa tensão entre as fibras. Porém uma pequena fração da força aplicada é resistida pela fase matriz.

Outra função da matriz é proteger as fibras da deterioração superficial, que pode ocorrer em função da abrasão mecânica ou reações químicas com o ambiente. As interações, causadas pelo meio ambiente, podem introduzir falhas (defeitos) superficiais capazes de formar fissuras que podem conduzir a falha a baixos níveis de tensão de tração.

Em relação à cura, as resinas podem ser classificadas como resinas termoplásticas ou resinas termoendurecíveis. Quando a resina é termoendurecível o compósito é curado pela ação do calor e pelo tratamento químico, sendo esse material transformado em um produto substancialmente infusível e insolúvel, diferentemente de um compósito termoplástico que pode se tornar, repetidamente, num produto plástico quando aquecido e num produto rígido quando arrefecido.

As resinas termoendurecíveis do tipo epoxídico, devido às funções da matriz descritas anteriormente, na aplicação com a colagem externa do PRF, são as mais utilizadas para o reforço de estruturas de concreto. Elas apresentam também uma excelente aderência junto à fibra e pequena contração durante o processo de cura.

De acordo com Juvandes (2011) em relação à trama das fibras, podem ser unidirecionais (mantas), bidirecionais (tecidos), em duas direções, 0° e 90° , e multidirecional (tecido), com fibras em várias direções, -45° , 0° , 45° e 90° . Na Figura 2.8 é ilustrado o posicionamento das fibras.

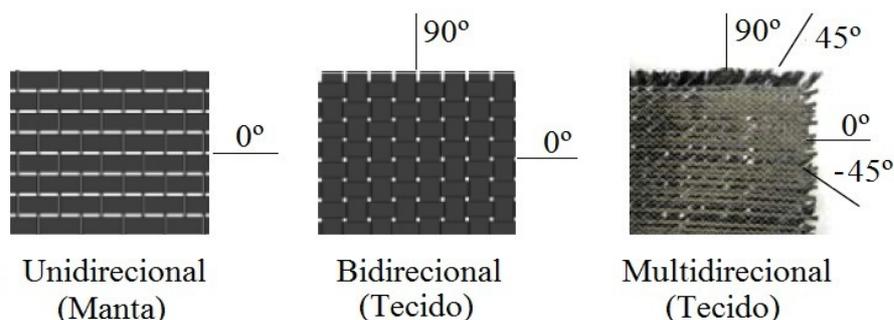


Figura 2.8 – Trama das fibras (Juvandes, 2011)

2.3.1 Fibras de carbono

As fibras de carbono têm origem no tratamento térmico de fibras precursoras orgânicas, entre elas, as mais utilizadas são o *poliacrilonitrila* (PAN), o *rayon* e o *nylon*. Esses materiais são produzidos a partir do alcatrão, derivado do petróleo ou do carvão, oxidado em um ambiente inerte.

A fibra de carbono originada de uma das três precursoras é produzida através do processo de pirólise controlada, onde é submetida a uma série de tratamentos térmicos, como a estabilização, a carbonização, a grafitação e o tratamento superficial final.

No processamento a fibra precursora passa por temperaturas variando de 200 °C a 300 °C, e depois é submetida a temperaturas elevadas da ordem de 1500 °C a 3000 °C. Quando chegam a essas temperaturas a grande maioria das fibras sintéticas irão se derreter ou vaporizar. Esse processo não ocorre com certas fibras, que mantêm sua estrutura molecular mesmo após a carbonização, ficando os átomos de carbono alinhados ao longo das fibras originais. Na Figura 2.9 é mostrada uma micrografia da fibra de carbono.

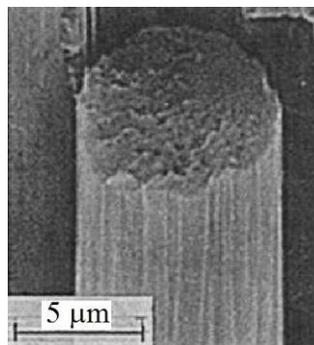


Figura 2.9 - Micrografia das fibras de carbono (Hull e Clyne, 1996)

Com a organização dos filamentos a fibra adquire excelentes propriedades mecânicas, que são alteradas em função das temperaturas atuantes no processo de fabricação, como exemplo, quanto maior a temperatura de exposição, maior será o módulo de elasticidade do material resultante, que normalmente varia de 100 GPa a 300 GPa nas fibras de carbono, e pode alcançar até 650 GPa nas fibras de grafite. O gasto energético para a produção é muito elevado, quanto maior o módulo de elasticidade, maior é o custo do material final. Como resultado desse processo, são desenvolvidos filamentos de diâmetro entre 5 e 8 micrômetros com alta resistência.

De acordo com Machado (2002), comparando os produtos situados nos extremos, menor e maior módulo de elasticidade, o custo da fibra pode se elevar de 15 a 20 vezes. Na Tabela 2.2 são apresentadas as propriedades das fibras precursoras do carbono.

Tabela 2.2 - Propriedades das fibras precursoras do carbono

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

Fonte: Agarwal e Broutman (1990) - Modificada

Na Figura 2.10 é apresentada uma imagem da trama da manta de fibra unidirecional denominada CF 130 (*Carbon Fiber 130*) da *MBrace*, utilizado comercialmente para o reforço de estruturas.

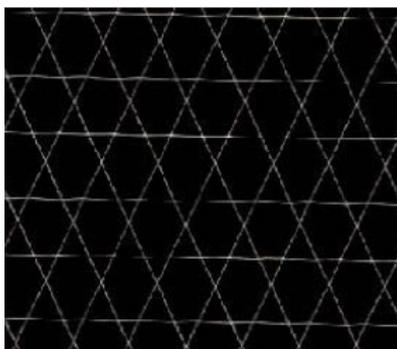


Figura 2.10 - Manta unidirecional de fibra de carbono (Santos, 2003)

2.3.2 Fibras de vidro

As fibras de vidro são materiais utilizados em função de suas vantagens na formação dos materiais compósitos, entre as quais sua elevada resistência e seu baixo custo em relação às fibras de carbono e aramida. As desvantagens da fibra de vidro estão relacionadas ao baixo módulo de elasticidade, baixa resistência à abrasão e a adesão ineficiente da matriz polimérica na presença de umidade.

Quimicamente, as fibras de vidro são compostas por sílica (SiO_2) na forma tetraédrica, que forma sólidos relativamente amorfos. Na Figura 2.11 é apresentada uma micrografia da fibra de vidro que possui forma sólida e amorfa.

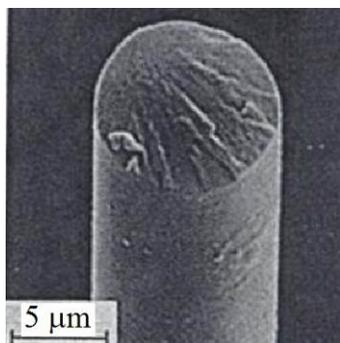


Figura 2.11- Micrografia das fibras de vidro (Hull e Clyne, 1996)

Nos compósitos estruturais, são utilizados três tipos de fibra de vidro: E (*Eletric*), S (*Strong*) e AR (*Alkali-Resistant*). As fibras do tipo E, da família dos vidros cálcio-alumina-silicatos, são as mais utilizadas em quase todas as aplicações de reforço.

As fibras do tipo S são compostas por magnésio-alumino-silicatos, são consideradas de alta resistência e possuem bom desempenho em temperaturas elevadas, fato que torna seu custo mais elevado entre as fibras de vidro. Como as fibras E e S são facilmente atacadas pelos álcalis do cimento, e com isso, degradam sua estrutura molecular, uma quantidade de zircônio é adicionada tornando-as mais resistentes aos álcalis, formando o tipo AR (Boletim 14 *fib*, 2001).

Nos compósitos, a resistência aos álcalis não é levada em conta visto que em sua formação a fibra de vidro fica envolvida em uma matriz polimérica, que impede o acesso dos álcalis e preserva o material de reforço. Na Tabela 2.3 são apresentadas algumas propriedades, como peso específico, resistência à tração, módulo de elasticidade, diâmetro, coeficiente de dilatação térmica e deformação máxima das fibras de vidro dos tipos E e S.

Nas formas comerciais dos compósitos, as fibras de vidro, de acordo com Ripper (1998), são mantas flexíveis unidirecionais de PRF com feixes de fibras agrupadas de forma contínua e costuradas por uma tela impregnada com mínimas quantidades de resina epóxi,

ou mesmo pré-impregnadas (laminados). Nessa situação o compósito é formado pela adição de resina na aplicação, com espessuras de décimos de milímetro.

Tabela 2.3 - Propriedades das fibras de vidro E e S

Propriedade	Vidro E	Vidro S
Peso específico (g/cm ³)	2,58	2,48
Resistência à tração (MPa)	2689	4280
Módulo de elasticidade (GPa)	72,4	86
Coef. de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	5,0	2,9
Deformação máxima (%)	4,8	5,0

Fonte: OWENS CORNING FIBERGLASS CORPORATION - OCFC (2006) - Modificada

A manta de fibra de vidro possui espessura média da ordem de 0,5 mm. Na Figura 2.12 é apresentada a imagem da trama da manta de fibra unidirecional, denominada EG 900 (*Electric Glass 900*), da *MBrace*, utilizada comercialmente para o reforço de estruturas.

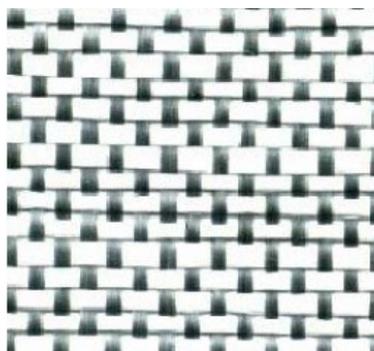


Figura 2.12 - Manta unidirecional de fibra de vidro (Santos, 2003)

Em estruturas e aplicações de engenharia civil, de acordo com dados do ACI 440.2R (2008), a fibra de vidro é utilizada em função do binômio de baixo custo e propriedades de resistência. É vista a aplicação, principalmente nos Estados Unidos e no Canadá, em diversas estruturas, incluindo edificações, tanques de concreto, estruturas marinhas, subestações elétricas e barreiras rodoviárias.

Abaixo na Tabela 2.4, segue a relação das características dos materiais compósitos em ensaios realizados por outros autores.

Tabela 2.4 – Características dos ensaios de materiais compósitos de outros autores

Autor	PRFC			PRFV		
	f_{fu} (MPa)	ε_f (‰)	E_f (GPa)	f_{fu} (MPa)	ε_f (‰)	E_f (GPa)
Choi (2008)	2800	16,9	165,7	-	-	-
Woo (2009)	1826	12,0	152,2	-	-	-
Dias (2010)	2848	16,3	174,7	-	-	-
Carvalho (2010)	1565	10,3	151,9	-	-	-
Arquez (2010)	2068	17,0	121,6			
Meneghetti (2010)	842	9,0	94,0	321,0	9,0	35,9
Cromwell <i>et al.</i> (2010)	-	-	-	614,8	10,6	58,0
Juvandes (2011)	2029	10,0	202,9	-	-	-

Verifica-se que os PRF, tanto com fibras de carbono, como de vidro, apresentam variações na resistência mecânica, deformação e módulo de elasticidade. Isso ocorre porque os resultados apresentados pelo fabricante contemplam apenas a fibra isoladamente, ensaio de grande dificuldade em ser realizado, o que não corresponde aos resultados das fibras trabalhando em conjunto com as resinas.

2.3.3 Reforço híbrido

O reforço híbrido é obtido usando dois ou mais tipos de fibras trabalhando em camadas em uma única composição ou matriz. De acordo com Callister (2012), uma variedade de combinações é bastante usual e o reforço híbrido tem uma melhor combinação de propriedades do que contendo apenas um único tipo de fibra, principalmente utilizando as fibras de carbono e de vidro.

As fibras de carbono são resistentes, relativamente rígidas e fornecem um reforço de baixa densidade; entretanto, elas são de elevado custo. Já as fibras de vidro têm um custo inferior, porém lhes falta a rigidez do carbono. O reforço híbrido vidro-carbono é mais forte e mais tenaz, tem sua resistência ao impacto e pode ser produzido num custo menor. (CALLISTER, 2012).

Existem diversas maneiras de combinação das fibras, uma delas é utilizar em camadas, cada camada com um tipo de fibra, alternando uma com a outra.

O emprego do reforço com PRF para flexão ou cisalhamento, de acordo com Meneghetti (2007), possui objeções em relação ao comportamento à ruptura dos materiais compósitos que são disponíveis no mercado. Esses polímeros reforçados, apesar de sua alta resistência à tração, apresentam um comportamento frágil na ruptura. Esses materiais têm em relação ao gráfico tensão - deformação, um comportamento linear até a ruptura, não apresentando patamar de escoamento como o aço. Porém, o comportamento, segundo Grace *et al.*, (2005) pode ser alterado com a utilização de tecidos ou mantas associadas, formados por diferentes tipos de fibras.

A combinação de vários tipos de fibras pode fornecer um material com propriedades mais adequadas em relação ao comportamento tensão - deformação, a um custo aceitável. Na Tabela 2.5 são apresentados os resultados obtidos com a combinação das mantas de fibras de carbono e de vidro.

Tabela 2.5 - Propriedades dos reforços híbridos de carbono e vidro.

Relação carbono/ vidro	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Densidade (g/cm³)
0:100	321,0	40,1	1,91
25:75	641,2	63,9	1,85
50:50	689,5	89,6	1,80
75:25	806,7	123,4	1,66
100:0	842,0	227,0	1,70

Fonte: Meneghetti (2007) - Modificada

Verifica-se que no reforço híbrido a resistência à tração e o módulo de elasticidade aumentam à medida que aumenta a proporção de fibras de carbono.

O reforço híbrido composto por PRF de carbono e vidro é também utilizado no reforço de elementos estruturais submetidos às ações sísmicas, uma vez que, combinando o elevado módulo de elasticidade das fibras de carbono e o baixo módulo de elasticidade das fibras de vidro, pode-se obter boa ductilidade e aumento da capacidade de carga dos elementos reforçados.

2.3.4 Aplicação dos Polímeros Reforçados com Fibra (PRF)

A aplicação do reforço com PRF colado na superfície do concreto ocorreu primeiramente na Europa. A Suíça foi o berço dessa técnica, onde foi proposta e desenvolvida. A primeira aplicação foi realizada na ponte *Ibach*, construída em 1969 no distrito de *Lucerne*. A Figura 2.13 ilustra a imagem do reforço realizado em 1991.



Figura 2.13 - Reforço da ponte de *Ibach*, 1991 na Suíça (Cress, 2000)

Essa técnica de colagem do PRF sobre a superfície do concreto está em desenvolvimento no meio técnico nacional e internacional, com aplicações realizadas em diversas regiões do mundo e com vários tipos de materiais compósitos.

Segundo as especificações do código ACI 440.2R (2008), o correto comportamento do reforço de elementos de concreto com PRF depende da correta preparação da superfície do concreto. Caso isto não ocorra, pode resultar em uma redução da aderência entre a superfície do concreto e o PRF, provocando o descolamento ou o destacamento prematuro do sistema de reforço.

Antes de ser reforçada, a estrutura de concreto possivelmente não está em boas condições de serviço. Antes de iniciar o reforço é necessária a reabilitação da estrutura e a adequação do substrato de concreto para receber o polímero. Para esse procedimento, é necessário que se adicione uma camada de material de regularização que proporcione condições de aderência para garantir a perfeita ligação dos materiais.

Na preparação do substrato também existem elementos de concreto fissurados, e nessas situações o movimento das fissuras pode comprometer o desempenho do reforço externo

devido à possibilidade de descolamento ou destacamento do PRF. Por ocorrência desse tipo de comportamento o ACI 440.2R (2008) recomenda que as fissuras com abertura superior a 0,3 mm sejam preparadas e injetadas com resina epóxi.

Na preparação da superfície de concreto as irregularidades podem ser reduzidas, utilizando um disco diamantado, como realizado nos trabalhos de Beber (2003), Castro (2005) e Ferrari (2007), onde se emprega o lixamento da superfície com disco diamantado removendo-se as partículas e preparando-se a superfície para a colagem do PRF. O inconveniente deste processo é a produção de pó no ambiente de preparo. O Boletim 14 *fib* (2001) recomenda que seja feito o desgaste da superfície utilizando abrasivos ou jatos de água sob pressão.

O National Research Council CNR-DT 200 (2004), através de testes experimentais, mostra que a melhor opção para preparação da superfície de concreto é o desgaste, evitando que a superfície apresente irregularidades ou rugosidades ao receber o adesivo. Outro item importante, seguindo o código é que se deve remover toda a poeira, nata de cimento, óleo, lubrificantes, partículas, ou qualquer outro material que possa inibir a ligação.

Nas arestas das vigas, para evitar a concentração de tensões nas mantas de PRF, o ACI 440.2R (2008) indica a utilização de cantos arredondados (biselado), para evitar os eventuais vazios que podem ocorrer, entre o concreto e o reforço, por deficiência no processo de colagem o código recomenda ainda um arredondamento com raio de no mínimo 13 mm.

O processo de aplicação de resinas poliméricas no substrato é realizado com a superfície lixada e limpa para receber a aplicação do reforço, adotando-se procedimento compatível para o tipo de PRF que será utilizado. As fibras devem ser limpas antes da colagem. A superfície do elemento estrutural deve receber uma camada de adesivo de baixa viscosidade para penetração nos poros e consolidação do substrato.

Preparado o substrato, é aplicada uma camada de resina e o PRF é aplicado manualmente com um rolo sendo passado sobre o conjunto para eliminar as imperfeições da ligação com o substrato. Concluída essa fase, é aplicada uma nova camada de resina, e procede-se com o posicionamento de uma nova camada do PRF no caso de mais camadas serão aplicadas

s sucessivamente do mesmo modo. Concluída a última etapa é acrescentada uma camada de resina para finalização e homogeneização do compósito e aguarda-se o período de cura do reforço.

Na literatura nacional e internacional existe, após a aplicação do PRF, um valor médio de tempo de cura que varia de 7 a 10 dias. Verifica-se que esse tempo de cura do compósito é de 7 dias nos trabalhos de Gamino e Bittencourt (2006), 8 dias nas pesquisas de Ferrari (2009), Dash (2009), Murali & Pannirselvan (2011) e 10 dias nas pesquisas de Meneghetti (2007), Gamino (2007) e Arquez (2010).

2.3.5 Processo de caracterização dos compósitos

As recomendações do Boletim 14 *fib* (2001) são para que as propriedades dos compósitos estruturados com fibra sejam obtidas diretamente em ensaios que reflitam o comportamento do conjunto fibra e matriz, pois existem efeitos específicos associados ao diâmetro, distribuição e paralelismo das fibras, presença de defeitos localizados, distribuição das frações volumétricas dos componentes e características da interface fibra-matriz. Na Figura 2.14 é mostrada a ampliação da matriz polimérica utilizando fibras de carbono.

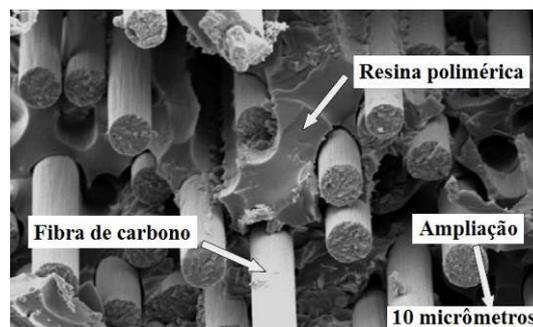


Figura 2.14 - Matriz polimérica com fibra de carbono (Degussa, 1998)

Como a resistência e rigidez da matriz são inferiores à resistência e rigidez das fibras, admite-se que as propriedades de um compósito estruturado com fibras sejam derivadas das propriedades e da área da seção transversal da fase de fibras. Nos trabalhos de Meneghetti (2007). Esse estudo é apresentado na Tabela 2.6, para três diferentes frações volumétricas de fibras.

Tabela 2.6 - Efeito do volume de fibras nas propriedades do compósito

Área da seção transversal			Propriedades estimadas do compósito				Carga estimada de ruptura	
A_{fib} (mm ²)	A_m (mm ²)	A_{tot} (mm ²)	V_{fib} (%)	E_f (GPa)	σ_f (MPa)	Deformação máxima (%)	(kN)	(%)
70	0	70	100	220,0	4000	1,8	280,0	100,0
70	30	100	70	154,9	2824	1,8	282,4	100,9
70	70	140	50	111,5	2040	1,8	285,6	102,0

Fonte: Meneghetti (2007) - Modificada

Nota-se que a avaliação do efeito do volume de fibras, entre os diferentes tipos de compósitos, não podem ser feitas considerando-se apenas os valores de resistência e (ou) a relação tensão - deformação. É necessário conhecer a composição do material compósito e aplicar a regra das misturas.

A norma ASTM 3039 (2008) versa sobre os ensaios de tração nos materiais compósitos, preconizando o ensaio de tração para aferir a força necessária para a ruptura do compósito e o grau de deformação ao longo da ruptura. Do ensaio de tração obtêm-se os dados do diagrama tensão - deformação, que é utilizado para determinar o módulo de elasticidade do compósito. Esses dados são utilizados para especificar o material, a concepção das peças, a força aplicada e o controle de qualidade dos materiais.

A especificação da norma ASTM 3039 (2008), para o formato do corpo de prova, é de 25 mm de largura e 250 mm de comprimento. Barras metálicas são coladas nas extremidades do corpo de prova para evitar danos mecânicos. A Figura 2.15 ilustra os detalhes do compósito para realização dos ensaios dos corpos de prova.

Nos procedimentos de ensaio, os corpos de prova com as placas metálicas nas extremidades são acoplados a uma máquina de ensaios até a ruptura da peça. De acordo com o código ASTM 3039 (2008), a velocidade de ensaio é de 2 mm/min, e deve ser utilizado um extensômetro no centro do corpo de prova para determinar o alongamento e o módulo de elasticidade.

Nota 1 – Tolerância na direção da camada de orientação $\pm 5^\circ$.

Nota 2 – Finalização das bordas não pode exceder $1,6 \mu\text{m}$.

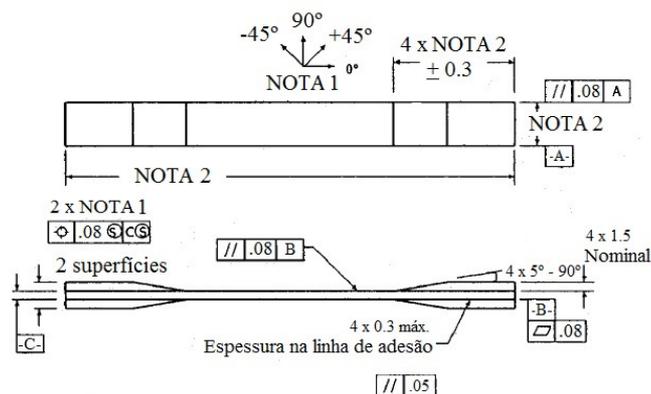


Figura 2.15 – Corpo de prova para ensaio de tração do compósito (ASTM 3039, 2008)

Abaixo são apresentadas as formas de ruptura dos corpos de prova de PRF. A norma ASTM 3039 (2008) especifica o tipo de ruptura através de três caracteres, que são abaixo discriminados (Figura 2.16).

PRIMEIRO CARÁCTER		SEGUNDO CARÁCTER		TERCEIRO CARÁCTER	
Tipo de ruptura	Código	Tipo de ruptura	Código	Tipo de ruptura	Código
Angular	A	Dentro da guia	I	Fundo	B
Delaminação da borda	D	Na guia	A	Topo	T
Guia de aderência	G	A guia	W	Esquerda	L
Lateral	L	Bitola	G	Direita	R
Multimodo	M (xys)	Múltiplas áreas	M	Meio	M
Longa divisão	S	Várias	V	Vários	V
Explosão	X	Desconhecido	U	Desconhecido	U
Outro	O				

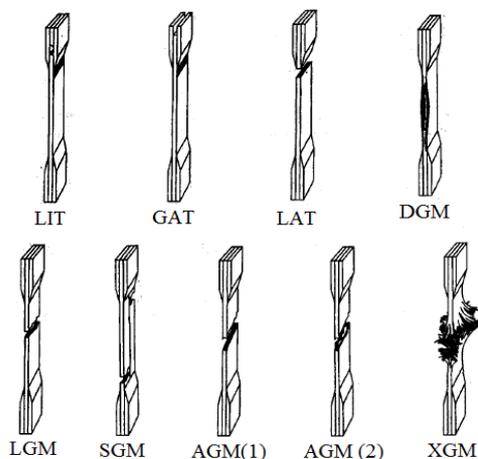


Figura 2.16 – Nomenclatura dos tipos de ruptura do PRF - (ASTM 3039, 2008)

As rupturas tipo AGM (1) e AGM (2) diferem entre si em função da inclinação da ruptura, os demais dados variam em função da nomenclatura e forma de ruptura dos corpos de prova.

2.4 REFORÇO À FLEXÃO COM PRF EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

O reforço à flexão com PRF em vigas de concreto armado com a técnica CSC é um processo que consiste em regularizar a superfície de concreto e aplicar sobre o substrato de concreto o reforço com PRF.

2.4.1 Reforço de vigas com colagem do PRF na superfície do concreto (CSC)

Existem diferentes sistemas de PRF colados externamente na superfície do concreto (CSC), relacionados aos materiais constituintes e com a forma e a técnica de aplicação do reforço de PRF. Em geral, esses sistemas podem ser subdivididos em curados “*in situ*” e em sistemas “pré-fabricados”.

Para que ocorra um reforço eficiente é necessário que a superfície do concreto esteja íntegra para que possa garantir a aderência e transferência dos esforços que ocorrem na interface entre o concreto e o reforço de PRF. O sistema de colagem na superfície do concreto, especificado para o reforço da estrutura, deve ser aplicado em uma superfície em boas condições de trabalho, com ausência de trincas, fissuração e corrosão da armadura, entre outros problemas patológicos.

A técnica para a utilização dos dois sistemas de reforço envolve a aplicação manual por meio de colagem com adesivos e da cura a frio. Na Figura 2.17 é ilustrado o posicionamento do sistema curado “*in situ*”, com o PRF colado na face inferior da viga “T”.

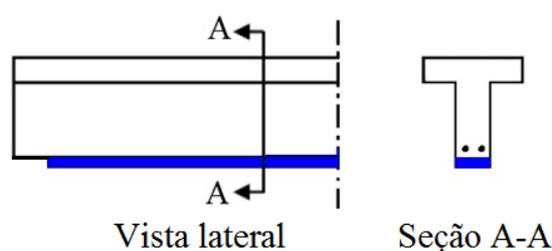


Figura 2.17 – Aplicação do PRF na face inferior da viga (Dash, 2009)

2.4.2 Recomendações do Boletim 14 *fib* (2001)

Em 2001 a Federação Internacional do Concreto (*fib*) apresentou algumas orientações para projeto e uma série de aplicações dos materiais compósitos em reforço externo nas estruturas de concreto, com barras e mantas de PRF.

Essas orientações do Boletim 14 *fib* (2001) empregam as considerações dos estados limites de serviço (ELS) e último (ELU). A análise dos estados limites de serviço deve assegurar que a estrutura cumpra, em condições de utilização, as exigências relativas às deformações, fissurações e tensões. Nessas considerações o Boletim recomenda a utilização de um fator de segurança denominado γ_f para o cálculo de deformações específicas do reforço com PRF. Esses valores estão relacionados ao tipo de aplicação, sendo o tipo A a aplicação do compósito com alto grau de controle de qualidade e o tipo B com a aplicação do compósito com dificuldades de condições de aplicação. Esses fatores são ilustrados na Tabela 2.7 abaixo:

Tabela 2.7 - Fator de segurança γ_f para material de PRF

Tipo de reforço	Aplicação tipo A*	Aplicação tipo B**
PRFC (carbono)	1,20	1,35
PRFV (vidro)	1,25	1,45

* Tipo A – Aplicação do compósito com alto grau de controle de qualidade;

**Tipo B – Impregnação do compósito com dificuldade de condições para aplicação;

Fonte: Boletim 14 *fib* (2001) – Modificada.

O projeto de reforço com o compósito CSC deve refletir os efeitos de reforço adicional fornecido pela seção e a capacidade de transferência de forças na interface compósito-concreto (verificação do descolamento).

A análise para o estado limite último das vigas à flexão deve seguir procedimentos bem estabelecidos para estruturas de concreto armado, onde se verificam dois itens, a contribuição do reforço de PRF e a ligação entre o PRF e o concreto.

A análise deve ser feita a partir do ELU da resistência dos elementos de concreto reforçados à flexão e da identificação de todos os possíveis modos de ruptura. O efeito de carga aplicada antes do reforço deve ser considerado no cálculo.

De acordo com o Boletim 14 *fib* (2001) os modos de ruptura no ELU de elementos reforçados à flexão, com PRF colado na superfície do concreto, podem ser de dois tipos:

- 1) A ação composta completa entre o concreto e o PRF é mantida até o esmagamento do concreto ou o PRF rompe em tração (modo de ruptura clássico);
- 2) A ação composta é perdida antes do tipo de ruptura anterior do PRF em função dos componentes do concreto.

Na ação composta completa têm-se três situações:

- a) O aço escoando seguido do esmagamento do concreto: nessa situação a resistência à flexão pode ser alcançada com o escoamento da armadura de aço à tração seguida do esmagamento do concreto na zona de compressão, permanecendo o PRF intacto;
- b) Aço escoando seguido por ruptura do PRF: para quantidades pequenas do aço e do PRF, a ruptura à flexão pode ocorrer com o escoamento da armadura de aço à tração seguida pela ruptura, também à tração do PRF;
- c) Esmagamento do concreto: para quantidades relativamente altas de PRF, pode ocorrer o esmagamento do concreto antes do escoamento do aço. Este modo é frágil e indesejável.

A perda de ação composta (descolamento ou perda de aderência) é um processo em que a ligação entre o concreto e o reforço de PRF perde sua eficiência na interface.

O descolamento ocorre quando se propagam descolamentos localizados, o reforço de PRF não é capaz de suportar mais cargas. A Figura 2.18 exemplifica os tipos de descolamentos do reforço, entre o concreto e a resina, na própria resina e entre a resina e o PRF.

O descolamento nas interfaces entre a resina e o concreto ou a resina e o PRF (ruptura de adesão) ocorrerá se houver preparação insuficiente da superfície durante o processo de aplicação do PRF, devido à resistência de coesão das resinas epóxi serem menores do que a resistência de adesão.

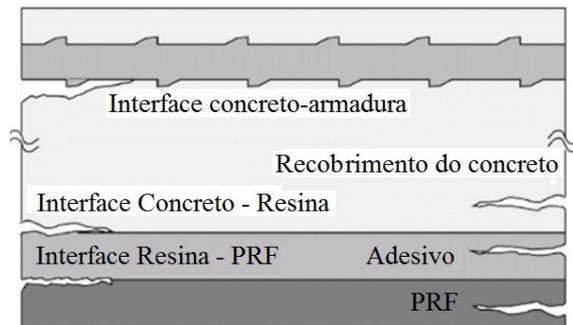


Figura 2.18 – Rupturas típicas por descolamento em sistemas de FRP (Carvalho, 2010)

Há o descolamento no interior do PRF, a ruptura por cisalhamento interlaminar, que ocorre com concretos de alta resistência e pode ser explicado pela mecânica da fratura, que ocorrerá uma vez que a propagação de fissuras no PRF for energeticamente maior do que no concreto.

2.4.3 Recomendações do ACI 440.2R (2008)

As recomendações do Instituto Americano de Concreto ACI 440.2R (2008), para o projeto de colagem do PRF, são baseadas nos estados limites, que conduz a níveis de carregamento satisfatório, de modo a atender os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

O capítulo 10 do código ACI 440.2R (2008) em testes de flexão realizados em vigas, mostram um aumento da capacidade de flexão do sistema de PRF de 160%. Quando são considerados os limites de manutenção, fatores de segurança e questões práticas, a norma indica um aumento de 40%.

Para o dimensionamento à flexão de vigas, o momento resistente é minorado e deve exceder o momento solicitante requerido (equação 2.1). O fator de redução adicional de força para o PRF, ϕ , deve ser aplicado para contribuição do reforço de PRF trabalhando sozinho.

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \tag{2.1}$$

onde:

- ϕ é o fator de minoração da resistência, relacionado com a ductilidade da seção;
- M_n é o momento fletor resistente da seção em estudo;

M_u é o momento fletor solicitante da combinação mais desfavorável para análise.

A resistência nominal de flexão de peças de concreto reforçadas com PRF pode ser determinada com base na compatibilidade de deformação, o equilíbrio das forças internas e o controle do modo de ruptura da peça.

O código ACI 440.2R (2008) define cinco modos de ruptura dos elementos reforçados com PRF com CSC:

- 1) Esmagamento do concreto à compressão antes do escoamento da armadura interna;
- 2) Escoamento do aço tracionado, seguido da ruptura do PRF;
- 3) Escoamento do aço tracionado, seguido do esmagamento do concreto;
- 4) Destacamento por cisalhamento ou tração da camada de concreto denominada de destacamento do concreto de cobrimento.
- 5) Descolamento do PRF a partir do substrato de concreto denominado de descolamento do PRF.

Os três primeiros modos de ruptura são comuns a qualquer elemento de concreto armado submetido aos esforços de flexão, porém os dois últimos são característicos de peças reforçadas com PRF CSC. O processo de destacamento do cobrimento ou o descolamento do PRF ocorre se a força no compósito não puder ser resistida pelo substrato, como é mostrado na Figura 2.19. Este processo é denominado como descolamento independentemente da posição do plano de ruptura da peça de concreto.

De acordo com o código ACI 440.2R (2008) a distribuição real de tensão de aderência em um PRF torna-se complexa pela fissuração do concreto do substrato, e o ponto fraco da interface concreto/PRF é o concreto, dessa forma a solidez e a resistência à tração do substrato de concreto definirá a eficácia global do sistema de PRF colado externamente. Devido a esse comportamento a viga da Figura 2.19 (a) pode sofrer dois processos bem nítidos que é o processo de descolamento Figura 2.19 (b) e o de destacamento Figura 2.19 (c) dos PRF.

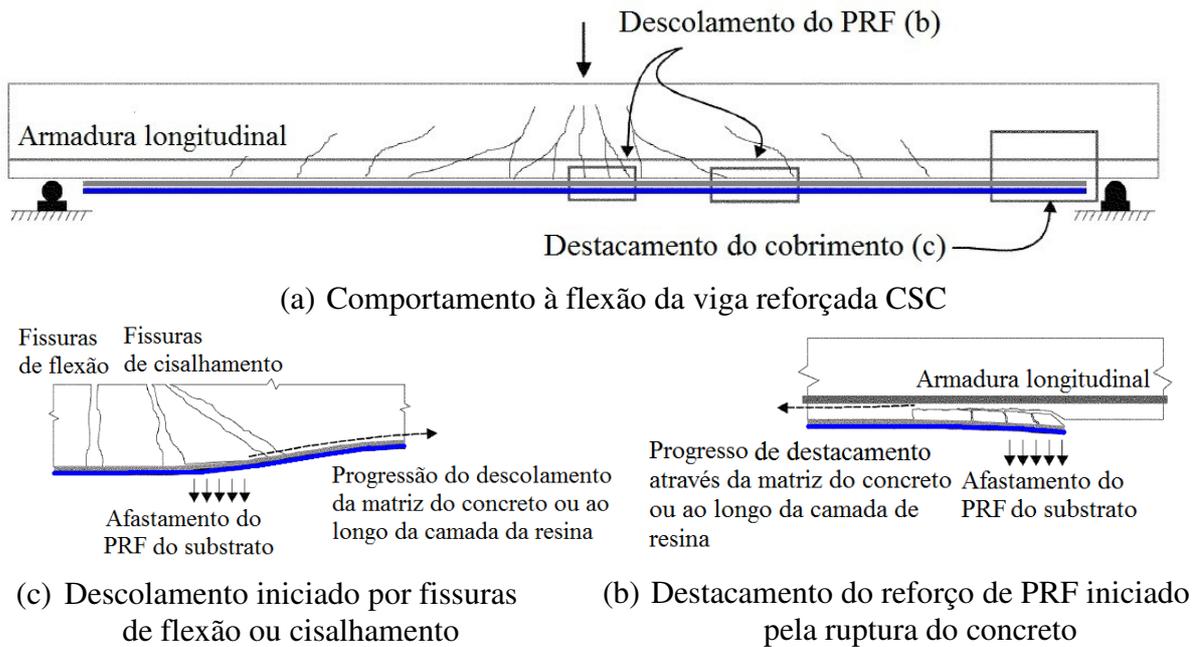


Figura 2.19 - (a) Detalhe da viga (b) Descolamento e (c) Destacamento do reforço de PRF colados na superfície do concreto (ACI 440.2R, 2008)

2.4.4 Descolamento interfacial e destacamento do cobrimento

2.4.3.1 Descolamento interfacial do PRF

O descolamento do sistema de PRF pode ocorrer se os esforços que estiverem ocorrendo nas fibras não puderem ser absorvidos pelo substrato de concreto. Para prevenir esse descolamento da manta, uma limitação deve ser introduzida ao nível de deformação desenvolvida no PRF. Quando o destacamento do cobrimento nas extremidades da viga for efetivamente impedido, o descolamento pode se iniciar com fissuras de flexão, fissuras de flexão/cisalhamento, ou ambas, próximo à região do momento máximo.

Quando ocorre a atuação de cargas, estas fissuras se abrem e induzem tensões de cisalhamento interfaciais elevadas que fazem com que o descolamento do PRF se propague em todo o vão de cisalhamento na direção decrescente do momento. Normalmente, este tipo de ruptura não envolve o agregado do concreto, progredindo através da camada superficial da viga de concreto. De acordo com a literatura, as ancoragens mecânicas podem ser eficazes para resistir ao aumento da transferência de tensões entre o substrato e o PRF.

2.4.3.2 Destacamento do cobrimento

O processo de destacamento do cobrimento pode ocorrer a partir das tensões normais interfaciais e tensões de cisalhamento que se desenvolvem nas extremidades do reforço do PRF quando colado externamente. Na ocorrência deste tipo de ruptura o aço da armadura interna da viga atua essencialmente como um separador da ligação em um plano horizontal e o cobrimento do concreto se afasta do resto da peça. Esse processo pode ser visualizado na Figura 2.20 abaixo.

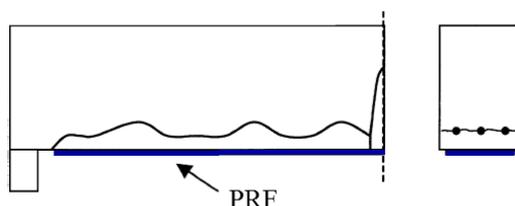


Figura 2.20 - Destacamento causado pela tensão de ruptura (ACI 440.2R, 2008)

O código ACI 440.2R (2008) em seu item 10.2 apresenta orientações para o cálculo do efeito do reforço à flexão, pela adição do reforço longitudinal para a tração das peças de concreto. As hipóteses adotadas pelo código são:

- Os cálculos de projeto são baseados nas dimensões, posicionamento interno do aço e propriedades dos materiais das peças a serem reforçada;
- As deformações na armadura e no concreto são diretamente proporcionais à distância do eixo neutro. Segundo a teoria de Bernoulli, uma seção plana antes do carregamento permanece plana após o carregamento;
- Considera-se uma perfeita aderência entre o PRF e o concreto; não ocorre deslizamento relativo entre o reforço externo de PRF e o concreto;
- A deformação ao cisalhamento na camada adesiva é desprezada porque a camada é muito fina, com pequenas variações na sua espessura;
- A deformação de compressão máxima do concreto é 0,003;
- A resistência à tração do concreto é desprezada;
- O reforço do PRF tem uma relação tensão-deformação que é considerada elástico linear até a ruptura.

2.4.5 Capacidade de carga das vigas com ancoragem do PRF

O Laboratório Federal para Ciência e Tecnologia de Materiais da Suíça (EMPA), em 1982, realizou o ensaio de 70 vigas de concreto armado utilizando PRF colados na superfície do concreto. As vigas possuíam vãos de 2 e 7 metros, e verificou-se que as vigas reforçadas com PRF apresentaram menores aberturas de fissuras e tiveram sua capacidade de carga aumentada, em média de 32% em relação às vigas que não possuíam reforço.

Os diagramas de força x deslocamento, registrados nos estudos, não mostraram incrementos significativos de rigidez nas vigas reforçadas e, além disso, ocorrem rupturas prematuras das vigas reforçadas, com o descolamento do PRF das vigas antes do esgotamento da sua capacidade resistente. Estudos indicam a necessidade de ancoragens adicionais para evitar os problemas de descolamento prematuro chamados de *peeling-off* que é um modo de ruína que ocorre quando o descolamento localizado se propaga e a ação do compósito é perdida fazendo com que o elemento não seja capaz de receber mais carga.

É recomendado pelo código ACI 440.2R (2008) acrescentar uma ancoragem adicional, através da verificação da capacidade do elemento reforçado de resistir ao acréscimo de tensões de cisalhamento. As especificações desse código recomendam que, quando o incremento de esforço cortante é superior a 67% do valor do esforço cortante resistido pelo concreto, deverá ser dimensionado um reforço ao cisalhamento para o elemento reforçado à flexão. O processo pode ser atenuado pelo uso de ancoragem utilizando PRF colado transversalmente ao PRF que está colado longitudinalmente à viga, conforme Figura 2.21. Evitando assim o destacamento ou descolamento prematuro do reforço.



Figura 2.21 - Ancoragem transversal do PRF (Boletim 14 *fib*, 2001)

No processo de ancoragem a capacidade de ligação do PRF é desenvolvida ao longo de um comprimento crítico l_{df} . Portanto para desenvolver a tensão efetiva do PRF em uma seção, o comprimento de ancoragem do PRF deve exceder o valor dado pela equação 2.2.

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad 2.2$$

onde:

- n - número de camadas de reforço com PRF;
- E_f - módulo de elasticidade do PRF;
- t_f - espessura de uma camada do sistema PRF;
- f'_c - resistência do concreto.

2.4.6 Mecanismos de previsão de descolamento do PRF

Os mecanismos de previsão de descolamento do reforço à flexão, segundo o Boletim 14 *fib* (2001) dividem-se em quatro grupos: o primeiro está relacionado às irregularidades da superfície de ligação do concreto e o PRF, o segundo considera o descolamento na região de concreto existente entre as fissuras de flexão, o terceiro leva em consideração a resistência ao esforço cortante e o último mecanismo leva em consideração a resistência da interface das extremidades em razão das elevadas tensões.

2.4.6.1 Mecanismo de descolamento do reforço devido a irregularidades da superfície do concreto.

Na Figura 2.22, abaixo, é ilustrado o descolamento do reforço na interface do concreto em face das irregularidades na superfície.

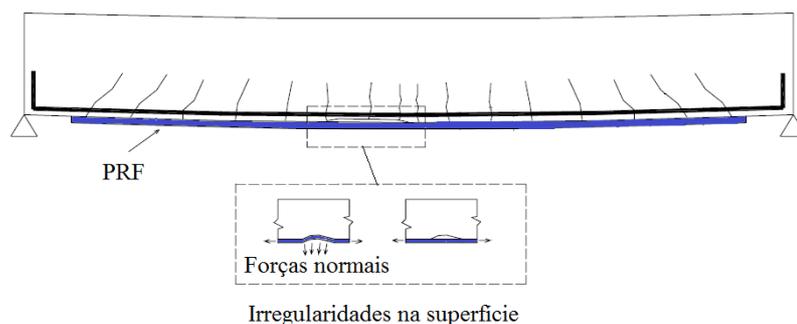


Figura 2.22 – Descolamento do reforço em razão de irregularidades na superfície

2.4.6.2 Mecanismo de descolamento do reforço na região de concreto existente entre as fissuras de flexão

Na Figura 2.23 é ilustrado o mecanismo de descolamento do reforço na interface com o concreto devido às fissuras de flexão.

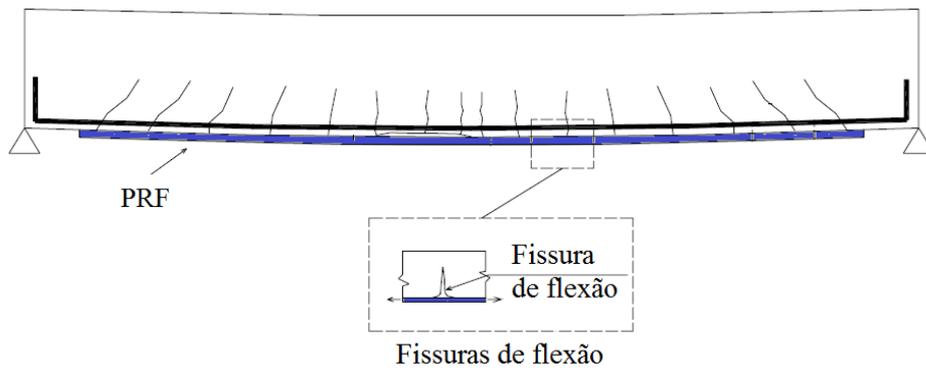


Figura 2.23 – Descolamento do reforço em razão das fissuras de flexão

Este mecanismo leva em consideração o concreto existente entre duas fissuras adjacentes conforme ilustra a Figura 2.24. As tensões que provocam o descolamento do reforço podem ser determinadas pelo comprimento efetivo de ancoragem em que uma distribuição uniforme de tensões de cisalhamento é assumida.

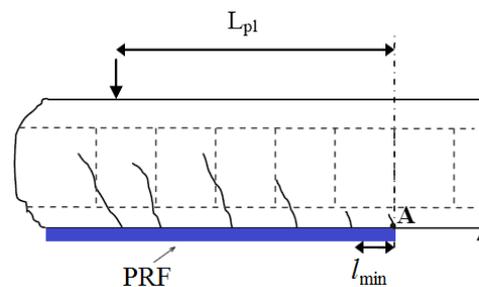


Figura 2.24 – Descolamento baseado no concreto entre duas fissuras adjacentes

Os pesquisadores Zhang *et al.* (1995) introduziram o conceito da consideração do concreto entre fissuras. Neste mecanismo definiram dois espaçamentos de fissuras, considerando um máximo $l_{m\acute{a}x}$ e outro mínimo $l_{m\acute{i}n}$, onde o máximo é igual ao dobro do mínimo e calculado de acordo com a equação 2.3 abaixo.

$$l_{\min} = \frac{A_e \cdot f_{ct}}{0,28 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (\sum O_{arm} + b_f)} \quad 2.3$$

onde:

A_e – área de concreto sob tração;

f_{ct} – resistência à tração do concreto;

f_c – resistência à compressão do concreto;

$\sum O_{arm}$ – perímetro total das armaduras longitudinais de tração;

b_f – largura do reforço de PRF.

As tensões de cisalhamento que causam o descolamento podem ser determinadas ao se ignorar a interação entre duas regiões de concreto com fissuras adjacentes e assumindo um comportamento elástico, as tensões de tração no ponto A da Figura 2.24 podem ser determinadas pela equação 2.4.

$$\sigma_A = \frac{M_A}{I_A} \cdot \left(\frac{l_{cr}}{2} \right) \quad 2.4$$

onde:

σ_A – tensão de tração no ponto A (Figura 2.24);

$M_A = \tau/b_f \cdot h'$;

τ – tensão de cisalhamento

b_f – largura da alma

h – altura da viga

$I_A = b_f \cdot l^3/12$;

h' – altura do bloco de concreto entre duas fissuras a partir da armadura longitudinal de tração.

l_{cr} – espaço entre fissuras;

Considerando que no instante do descolamento do reforço as tensões de tração no ponto “A” igualam-se à resistência do concreto à tração pode-se determinar o valor de tensão de cisalhamento (equação 2.5) que provoca o descolamento, considera-se que todos os blocos de concreto entre fissuras adjacentes localizados no final da ancoragem rompem simultaneamente com o descolamento.

$$\tau_{\min} = \frac{f_{ct} \cdot l_{\min} \cdot b_w}{6 \cdot h' \cdot b_f} \quad 2.5$$

O cálculo da tensão normal de tração requerida para o descolamento é definido pela equação 2.6, abaixo.

$$\sigma_{\min} = 0,154 \frac{L_p \cdot h_1 \cdot b^2 \cdot \sqrt{f_c}}{h' \cdot b_f \cdot t_f \cdot (\sum O_{arm} + b_f)} \quad 2.6$$

onde:

L_p – comprimento de ancoragem efetivo;

h_1 – distância do centroide das armaduras longitudinais de tração à base da viga.

O comprimento efetivo é obtido com o menor valor entre o vão de cisalhamento e o comprimento de ancoragem L_{p2} considerando a equação 2.7, abaixo.

$$\begin{aligned} L_{p2} &= l_{\min} (21 - 0,25l_{\min}), l_{\min} \leq 72mm \\ L_{p2} &= 3l_{\min}, l_{\min} > 72mm \end{aligned} \quad 2.7$$

Em outra situação em que se considera o descolamento na região de concreto existente entre as fissuras de flexão o Boletim 14 *fib* (2001) utiliza a abordagem abaixo:

Limitação da força atuante na seção transversal do reforço com objetivo de limitar a deformação última do PRF (equação 2.8).

$$N_{\max} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}} \quad (\text{N}) \quad 2.8$$

onde:

N_{\max} – força máxima atuante na seção transversal do reforço;

c_1 – adotar 1,0 em função da calibração de ensaios;

α – fator redutor igual a 0,9;

k_c – fator de acordo com o adensamento do concreto, geralmente igual a 1;

b_f – largura do PRF;

E_f – módulo de elasticidade do PRF;

t_f – espessura do PRF.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad 2.9$$

$$k_b = 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 - \frac{b_f}{400}}} \quad \text{onde, } \frac{b_f}{b} \geq 0,33 \quad 2.10$$

2.4.6.3 Mecanismo de descolamento na região de fissuras de cisalhamento

A Figura 2.25 ilustra o descolamento do reforço na interface do concreto em razão das fissuras de cisalhamento, que ocorre devido as forças normais atuantes nessa superfície.

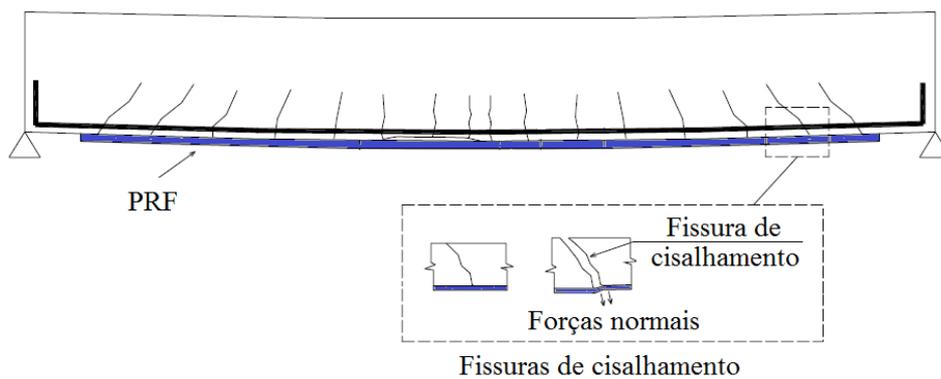


Figura 2.25 – Descolamento do reforço em razão das fissuras de cisalhamento

No mecanismo proposto por OEHLERS (1992), a equação do momento de descolamento foi obtida com base na calibração de ensaio de vigas à flexão em três e quatro pontos. Neste modelo considera-se que a camada de compósito termina em um ponto de momento constante, a expressão do momento de descolamento é dada pela equação 2.11.

$$M_{db} = \frac{E_c \cdot I_{tr,c} \cdot f_{ct}}{0,901 \cdot E_f \cdot t_f} \quad 2.11$$

onde:

- M_{db} – momento de descolamento;
- E_c – módulo de elasticidade do concreto
- $I_{tr,c}$ – momento de inércia no Estádio II da seção do elemento estrutural do reforço;
- f_{ct} – tensão de tração do concreto;
- E_f – módulo de elasticidade da fibra;
- t_f – espessura da fibra.

No sistema em que o compósito termina próximo ao apoio é proposto que o descolamento ocorra para um esforço cortante de descolamento V_{db} igual à capacidade resistente do concreto ao cisalhamento sem a contribuição dos estribos dado pela equação 2.12.

$$V_{db} = (1,4 - (d/2000)) \cdot b \cdot d \cdot (\rho_s \cdot f_c)^{1/3} \quad 2.12$$

onde:

- V_{db} – esforço cortante de descolamento;
- d – altura útil da viga;
- b – largura da viga;
- ρ_s – taxa de armadura;
- f_c – resistência do concreto à compressão.

Nos casos onde o esforço cortante e o momento fletor são importantes na seção correspondente ao final do reforço é proposta por meio da calibração dos ensaios de acordo com a equação 2.13:

$$\frac{M_{db, fim}}{M_{db}} + \frac{V_{db, fim}}{V_{db}} \leq 1,17 \quad 2.13$$

onde:

- $M_{db, fim}$ – momento de descolamento no final da camada de reforço;
- $V_{db, fim}$ – esforço cortante de descolamento no final da camada de reforço.

A expressão que calcula o valor do esforço cortante de descolamento no final da camada de reforço é dada por:

$$V_{db, fim} = \left(\frac{1,17}{\frac{a}{M_{db}} + \frac{1}{V_{bd}}} \right) \quad 2.14$$

onde:

- a – distância do apoio ao final da camada de reforço.

O Boletim 14 *fib* (2001) sugere duas hipóteses para o mecanismo que leva em consideração o descolamento do reforço na região de fissuras de cisalhamento: A 1ª hipótese, especificada por Blaschko (1997) *apud* Boletim 14 *fib* (2001), considera que o descolamento na região de fissuração de cisalhamento pode ser prevenido limitando a ação

da força cortante que será resistida pela parcela de cisalhamento V_{Rd1} de membros do concreto sem reforço, com modificações da tensão de cisalhamento característica do concreto e da relação de reforço longitudinal equivalente ρ_{eq} de acordo com as equações 2.15 a 2.17.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_{eq})] \cdot b \cdot d \quad 2.15$$

$$\tau_{Rd} = 1,5 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \quad 2.16$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \cdot \frac{E_f}{E_s}}{b \cdot d} \quad 2.17$$

onde:

k – coeficiente onde o valor é 1 para elementos que mais de 50% da armadura inferior é interrompida no vão. Caso contrário, $k = 1,6 - d \leq 1$ em milímetros.

A 2ª hipótese especificada com base em resultados experimentais obtidos por Matthys (2000) *apud* Boletim 14 *fib* (2001) considera uma força cortante com a qual é iniciado o descolamento do reforço pela fissura de cisalhamento, V_{Rp} , calculada com a equação 2.18 usando um valor para a tensão de cisalhamento dado pela equação 2.19.

$$V_{Rp} = \tau_{Rp} \cdot b \cdot d \quad 2.18$$

$$\tau_{eq} = 0,38 + 151 \cdot \rho_{eq} \quad 2.19$$

onde:

V_{Rp} – força cortante que provoca o descolamento do reforço pela fissura de cisalhamento;

ρ_{eq} é dado pela equação 2.17.

2.4.6.4 Mecanismo de descolamento nas extremidades do reforço

Na Figura 2.26 é ilustrado o mecanismo de descolamento do reforço, a partir das extremidades, em razão das elevadas tensões transversais de tração e tensões de cisalhamento na interface reforço/concreto.

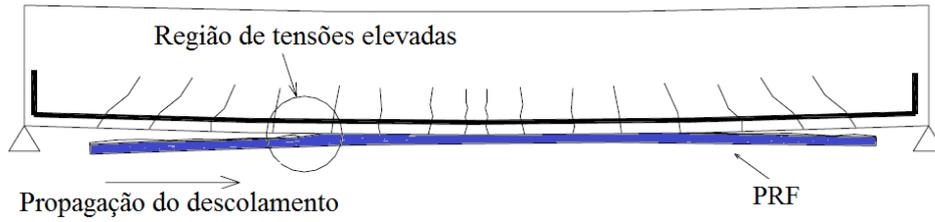


Figura 2.26 – Descolamento do reforço em razão das elevadas tensões nas extremidades

Os pesquisadores Tumialan, Belarbi e Nanni em 1999 desenvolveram um modelo de ruptura da camada de cobrimento do concreto com colagem de PRF. No modelo proposto as tensões agem no elemento de concreto no final da camada de reforço e são comparadas com o critério de ruptura do concreto.

As tensões de cisalhamento e normal são determinadas com as equações 2.20 e 2.21:

$$\tau_{\min} = C_{R1} \cdot \frac{E_f}{E_c} \cdot V_0 \quad 2.20$$

$$\sigma_y = C_{R2} \cdot \tau \quad 2.21$$

As coesões C_{R1} e C_{R2} são calculadas pelas expressões 2.22 e 2.23 abaixo:

$$C_{R1} = \left(1 + \left(\frac{K_n}{E_f \cdot b_f \cdot t_f} \right)^{1/2} \cdot \frac{M_0}{V_0} \right) \cdot \frac{b_t \cdot t_f}{I_{n\grave{a}ofiss,c} \cdot b_a} \cdot (d_f - x) \quad 2.22$$

$$C_{R2} = t_f \cdot \left(\frac{K_n}{4 \cdot E_f \cdot I_f} \right)^{1/4} \quad 2.23$$

onde:

M_0 – momento fletor na seção correspondente ao final da camada de reforço;

$I_{n\grave{a}ofiss,c}$ – momento de inércia no Estádio I (não fissurado).

A rigidez transversal do adesivo epóxi é dada pela equação 2.24:

$$K_n = \frac{G_a \cdot b_a}{t_a} \quad 2.24$$

onde:

K_n – rigidez transversal do adesivo epóxi;

G_a – módulo de elasticidade transversal do adesivo epóxi;

b_a – largura do adesivo epóxi;

t_a – espessura do adesivo epóxi.

A máxima tensão principal é calculada pela expressão 2.25.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad 2.25$$

Após a determinação da máxima tensão principal, compara-se o valor com o módulo de ruptura do concreto f_r , equação 2.26, proposta por MacGregor (1997).

$$f_r = 0,689 \cdot \sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \quad 2.26$$

2.5 ENSAIOS REALIZADOS NO EXTERIOR

2.5.1 Xiong, Yang e Ji (2004)

Os pesquisadores chineses Xiong *et al.* (2004), da Universidade de *Shantou* na China, estudaram o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de carbono e vidro colados na superfície do concreto. Nessa pesquisa foram usados dois sistemas: o reforço híbrido com fibras de carbono e vidro combinados e denominados FC/FV e o reforço com fibra de carbono (PRFC). No programa experimental foram ensaiadas seis vigas de concreto armado, cujas dimensões e detalhamento são mostrados na Figura 2.27.

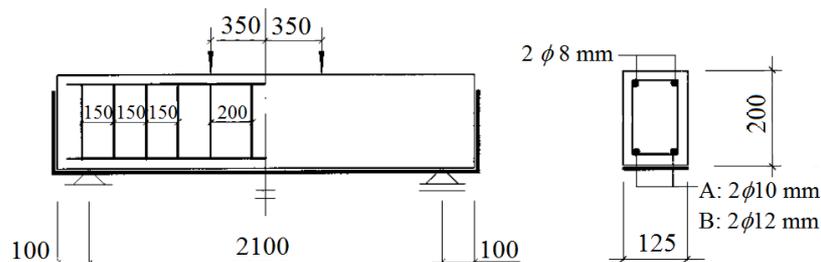


Figura 2.27 - Dimensões em mm e detalhamento das vigas (Xiong *et al.*, 2004)

A resistência à compressão do concreto aos 28 dias foi de 39,7 MPa, a tensão de escoamento do aço de 8 mm, 10 mm e 12 mm foi de 233 MPa, 411 MPa e 606 MPa, respectivamente. O módulo de elasticidade da armadura para o reforço longitudinal e para os estribos foi adotado o valor de 210 GPa. As propriedades mecânicas dos materiais compósitos utilizados no estudo são ilustradas na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Propriedades dos materiais compósitos

Viga	Camadas de compósito	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação (‰)
FC ₁	Uma camada de fibra de carbono	1459	122,6	11,9
FC ₂	Duas camadas de fibra de carbono	1501	124,0	12,1
FV ₁	Uma camada de fibra de vidro	1703	49,1	34,7
FC _{0,8} /FV ₁	Uma camada de 50 mm de largura de fibra de carbono e uma camada de 62,5 mm de largura de fibra de vidro	1578	82,2	19,2

Nota: FC – Fibra de carbono e FV – Fibra de vidro

Fonte: Xiong *et al.* (2004) - Modificada

Duas vigas foram reforçadas com fibra de carbono (FC) e outras duas foram reforçadas com fibra de carbono (FC) e de vidro (FV) simultaneamente e duas vigas de referência sem reforço foram ensaiadas para comparar os resultados. Todas as vigas tiveram a primeira camada com fibras de carbono, como pode ser observado nos detalhes da Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Detalhes das vigas ensaiadas

Viga	Característica	Tipo de reforço	Custo do reforço (dólar/m ²)
1	P _a	Controle A	-
2	FC ₁	uma camada de 125 mm de largura fibra de carbono	40,50
3	FC _{0,8} /FV ₁ . 1	uma camada de 100 mm de largura fibra de carbono e uma camada de 125 mm com fibra de vidro na segunda camada	47,75
4	FC _{0,8} /FV ₁ . 2	uma camada de 100 mm de largura fibra de carbono e uma camada de 125 mm com fibra de vidro na segunda camada	47,75
5	FC ₂	Duas camadas de 125 mm de largura de fibra de carbono	77,25
6	P _b	Controle B	-

Notas: FC – Fibra de carbono e FV – Fibra de vidro; O custo inclui material e mão de obra.

Fonte: Xiong *et al.* (2004) - Modificada

O modo de ruptura das vigas evidenciado foi a ruptura do PRF no meio do vão. O aço atingiu o escoamento e as vigas romperam com esmagamento do concreto após a ruptura do PRF. Na Tabela 2.10 são apresentados os valores calculados e encontrados nos ensaios referentes à carga de ruptura, deflexão, deformação dos PRF e a ductilidade das vigas.

Tabela 2.10 - Resultados das vigas ensaiadas

Viga	Característica	Carga de escoamento do aço (kN)/deflexão no escoamento (Δ_y) (mm)	Carga de ruptura do FRP _{exp} (kN)/Carga de ruptura do FRP calculada (kN)	Deflexão de ruptura (Δ_u) (mm)	Deformação de ruptura do FRP (%)
1	P _a	19,50/3,26	29,38/29,22	46,40	-
2	FC ₁	26,11/5,99	40,70/36,91	28,19	1,03
3	FC _{0,8} /FV ₁ . 1	35,71/7,95	55,77/56,80	44,71	1,69
4	FC _{0,8} /FV ₁ . 2	34,32/7,35	59,21/56,80	46,23	1,78
5	FC ₂	38,45/7,10	54,91/50,25	22,32	0,95
6	P _b	48,11/7,07	58,30/57,75	48,81	-

Nota: PRF – Polímero Reforçado com Fibra; FC – Fibra de carbono e FV – Fibra de vidro

Fonte: Xiong *et al.*, 2004 - Modificada

Os resultados dos ensaios indicam que no reforço com materiais compósitos híbridos pode-se obter um aumento significativo de ductilidade e uma redução do custo do reforço, com variações na capacidade de carga e rigidez das vigas.

Comentários

Na pesquisa de Xiong *et al.* (2004) foi utilizado um procedimento que é inviável na prática: o reforço foi colado até sobre a superfície de apoio das vigas, o que promoveu uma ancoragem do PRF que evitou o destacamento nas extremidades e permitiu a ruptura do PRF no meio do vão. Esse procedimento também tornou indiferente a sequência de colagem do reforço híbrido. Os resultados apresentados assim, não podem ser considerados como o comportamento normal de um reforço de PRF.

2.5.2 Hosny, Shaheen, Abdelrahman e Elafandy (2006)

Os pesquisadores Hosny *et al.* em 2006 avaliaram experimentalmente, na Universidade *Ain-Shams* no Cairo, em parceria com o Centro de Pesquisas de Giza no Egito, o desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com PRF colado na superfície do

concreto (CSC). Foram ensaiadas 7 vigas T de concreto armado reforçadas com fibras de carbono e de vidro.

Das vigas T de concreto armado ensaiadas serão apresentadas 7: uma viga de controle (F00), uma viga reforçada com fibra de carbono (F01), três vigas com reforço híbrido (F02, F03 e F06) e duas vigas reforçadas com fibras de vidro (F04 e F05). Todas as vigas foram ensaiadas até a ruptura, para análise do comportamento à flexão.

Na Figura 2.28 são mostradas as características dessas vigas, com vão livre de 3 metros e seção transversal com 460 mm de mesa, 300 mm de altura e 160 mm de base. Foram utilizados estribos na mesa com diâmetro de 6,3 mm e estribos na alma com diâmetro de 10 mm. A armadura longitudinal possui duas barras com diâmetro de 16 mm e uma taxa de armadura de 0,9%.

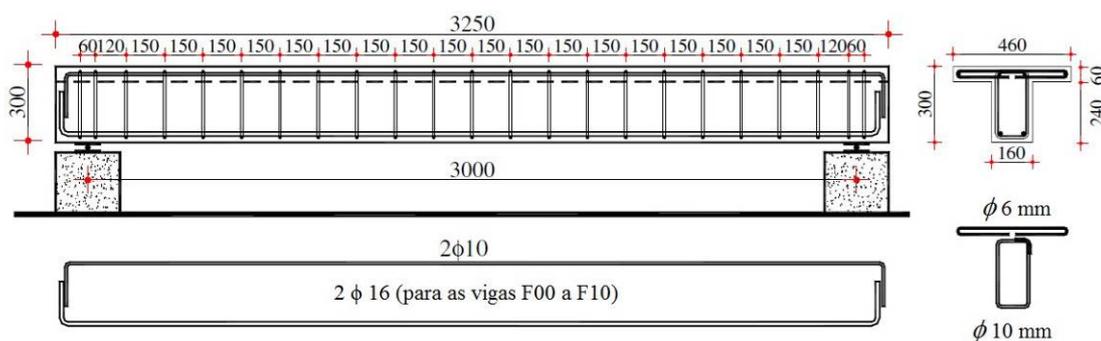


Figura 2.28 - Detalhe da armadura da viga “T” (Hosny *et al.*, 2006)

As fibras foram coladas em quatro situações, as localizações e combinações entre as fibras de carbono (PRFC) e fibras de vidro (PRFV) foram aplicadas às vigas para determinar o melhor processo de reforço. A Tabela 2.11 apresenta detalhes do reforço e das propriedades das vigas utilizadas por Hosny *et al.* (2006).

Tabela 2.11 - Esquema de reforço das vigas

Viga	Característica	Nº de camadas	Propriedades do PRFC		Propriedades do PRFV		Direção da fibra em relação ao eixo da viga	Condição da viga no momento do reforço	Tipo de ancoragem
			Taxa (%)	Localização	Taxa (%)	Localização			
F00	Controle	-		-	-	-	0°	-	-
F01	PRFC	2	0,073	sob a viga	-	-	0°	Descarregada	-
F02	PRFC+PRFV	3	0,020	na lateral	0,117	Embaixo	0°	Descarregada	-
F03	PRFC+PRFV	3	0,020	na lateral	0,124	Embaixo	0°	Descarregada	6-U PRFV
F04	PRFV	2	-	-	0,124	Embaixo	0°/90°/+45°	Descarregada	2-U PRFV
F05	PRFV	2	-	-	0,434	Embaixo/ Lateral	0°/90°/-45°	Descarregada	U PRFV em toda viga
F06	PRFC+PRFV	2	0,015	Embaixo	0,169	Nos lados	0°	Descarregada	6-U PRFV

Fonte: Hosny *et al.* (2006) - Modificada

A Figura 2.29 ilustra detalhes da viga e a colagem de duas camadas de PRFC na superfície da viga, na região de tração.

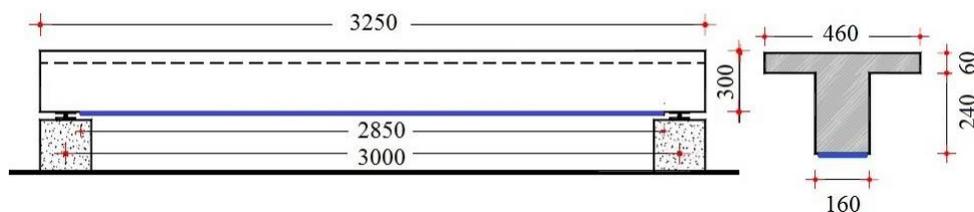


Figura 2.29 - Esquemas de reforço com PRFC (Hosny *et al.*, 2006)

As vigas foram submetidas a carregamento até a ruptura, com duas cargas concentradas em 375 mm a partir do meio da viga (Figura 2.30). Na Tabela 2.11 são apresentados os resultados dos ensaios das vigas de Hosny *et al.* (2006).

Tabela 2.12 – Resultados dos ensaios das vigas

Viga	Característica	Carga de ruptura (kN)	Aumento de carga (%)	Deflexão máxima (mm)
F00	Controle	100,0	-	120,0
F01	PRFC	116,5	16,5	32,1
F02	PRFC+PRFV	127,2	27,2	60,1
F03	PRFC+PRFV	117,3	17,3	53,6
F04	PRFV	125,3	25,3	44,1
F05	PRFV	169,7	69,7	70,2
F06	PRFC+PRFV	110,3	10,3	42,1

Fonte: Hosny *et al.* (2006) – Modificada.

O aumento da carga máxima das vigas em comparação com o modelo F00 de referência foi de 16,5% para F01, 27,2% para F02, 17,3% para F03, 25,3% para F04, 69,7% para F05 e 10,3% para F06. A deformação máxima medida no aço foi de 2,8% para a viga de referência, e variou de 1,0% a 1,5% para as vigas reforçadas.

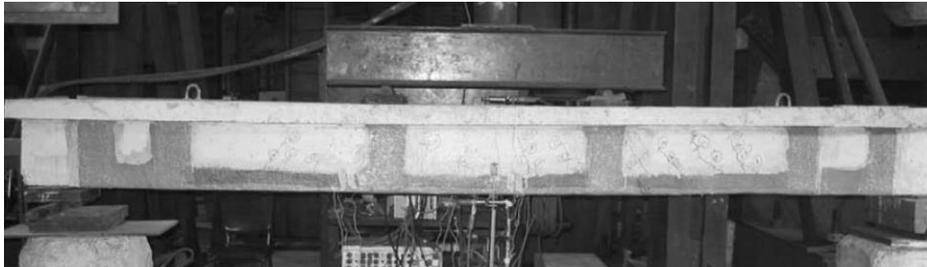


Figura 2.30 - Esquema do ensaio (Hosny *et al.*, 2006)

Dos ensaios das sete vigas e do estudo analítico, os autores concluíram que o uso de fibras de carbono (PRFC) ou vidro (PRFV) para o reforço de vigas “T” é um método eficaz para aumentar a capacidade de carga última. No entanto, a ductilidade das vigas é significativamente reduzida. O uso de uma combinação PRFC e PRFV é um método eficaz para melhorar a ductilidade das vigas reforçadas.

A utilização de ancoragem do tipo U para a ancoragem longitudinal das fibras de vidro (PRFV) impediu que ocorresse dano prematuro. De acordo com os pesquisadores o melhor esquema encontrado para reforçar as vigas de concreto é anexar fibra de carbono (PRFC) sobre os lados da viga a 20 mm acima da superfície inferior e colar as fibras de vidro (PRFV) na sua superfície inferior.

2.5.3 Lenwari e Thepchatri (2009)

O objetivo do estudo, realizado na Universidade de Chulalongkorn, em Bancoc na Tailândia, foi investigar os efeitos da colagem dos laminados de fibras de carbono e de vidro na face inferior das vigas. O programa experimental desenvolvido por Lenwari e Thepchatri em 2009 consistiu na execução de oito vigas simplesmente apoiadas em um ensaio de quatro pontos. Na Figura 2.31 são ilustrados os detalhes das vigas ensaiadas.

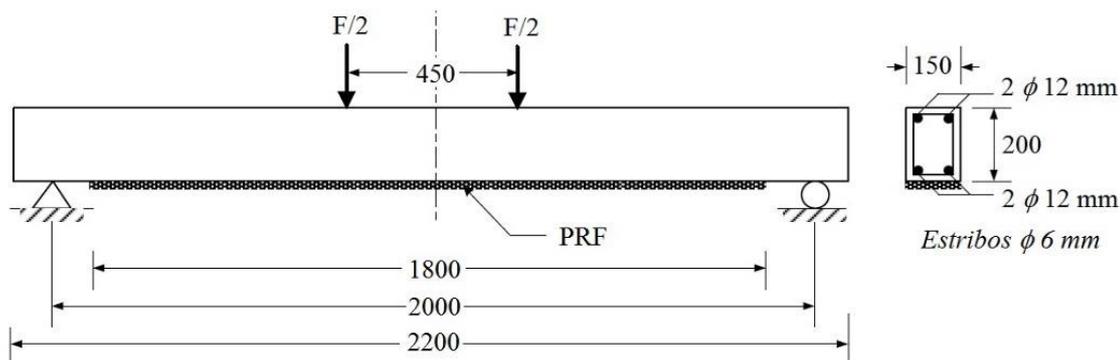


Figura 2.31 - Dimensões em mm e detalhamento das vigas (Lenwari e Thepchatri, 2009)

As propriedades dos materiais são as seguintes: resistência à compressão do concreto $f_c = 55$ MPa, resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do aço $f_y = 400$ MPa e $E_s = 200$ GPa, respectivamente. A espessura nominal, resistência à tração e módulo de elasticidade da fibra de carbono foram: 0,165 mm, 3550 MPa e 235 GPa, respectivamente e a espessura nominal, resistência à tração e módulo de elasticidade da fibra de vidro foram: 0,353 mm, 1700 MPa e 71 GPa, respectivamente.

Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 2.13, com o tipo de reforço, a forma de carregamento, a carga última, a deflexão máxima e o modo de ruptura de todas as vigas. As vigas foram ensaiadas até a ruptura e submetidas a cargas com descarregamento periódico a cada incremento de 9,81 kN, exceto as vigas BC2 e FC-FV2, que foram testadas sob carga monotonicamente crescente até a ruptura.

Tabela 2.13 - Resultados das vigas ensaiadas

Viga	Característica	Tipo de carga	Carga de ruptura (kN)	Deflexão máxima (mm)	Modo de ruptura
BC1	Referência 1	Descargas periódicas	53,0	44,3	Esmagamento do concreto
BC2	Referência 2	Monotônica	44,1	-	Esmagamento do concreto
FC1	1 camada de carbono	Descargas periódicas	53,0	-	Ruptura/descolamento
FV1	1 camada de vidro	Descargas periódicas	61,8	-	Destacamento
FC2	2 camadas de carbono	Descargas periódicas	93,2	31,3	Descolamento
FV2	2 camadas de vidro	Descargas periódicas	97,1	36,2	Descolamento
FC FV1	1ª camada carbono e 2ª camada vidro	Descargas periódicas	93,2	29,8	Descolamento
FC FV2	1ª camada carbono e 2ª camada vidro	Monotônica	85,3	31,6	Descolamento

Fonte: Lenwari e Thepchatri (2009) – Modificada.

A ruptura mais comum nas vigas reforçadas foi o descolamento do reforço, que não permitiu o aproveitamento da capacidade do PRF. A Figura 2.32 ilustra este tipo de ruptura.



Figura 2.32 - Descolamento do reforço (Lenwari e Thepchatri, 2009)

Nas Figuras 2.33 e 2.34 são ilustrados os gráficos de carga-deflexão no meio do vão das vigas BC1, BC2, FC FV1 e FC FV2.

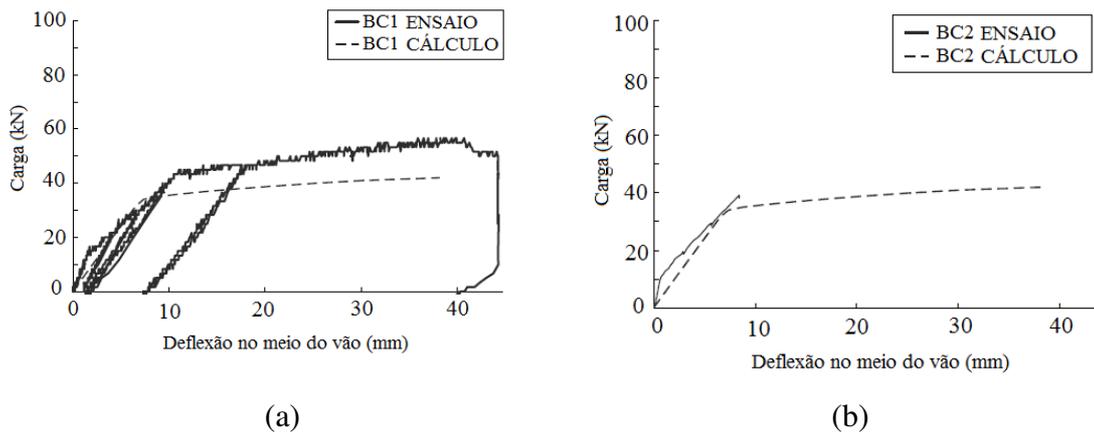


Figura 2.33 - Gráficos carga x deflexão no vão meio: (a) viga CB1 e (b) Viga CB2 (Lenwari e Thepchatri, 2009)

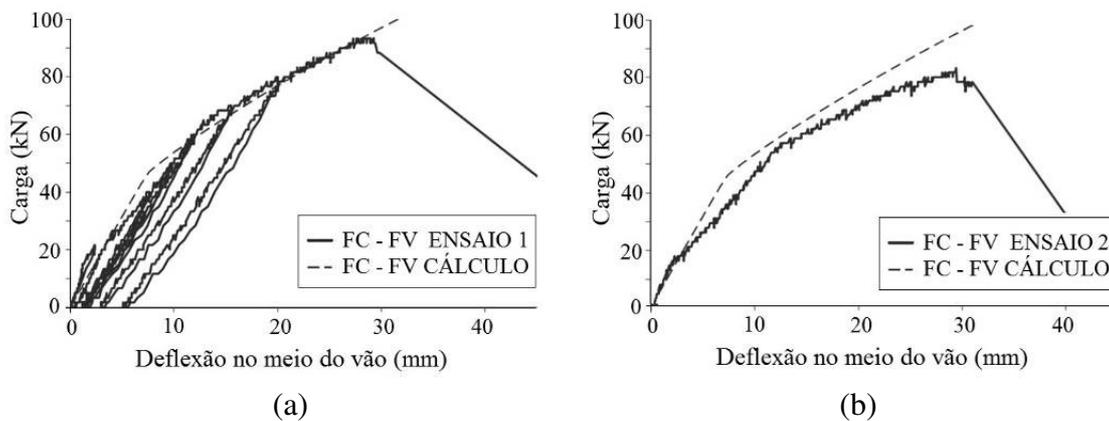


Figura 2.34 - Gráficos carga x deflexão no vão meio: (a) viga FC - FV1 e (b) viga FC - FV2 (Lenwari e Thepchatri, 2009)

Verifica-se uma concordância razoável entre os dados do ensaio e a carga calculada. Os efeitos dos PRFC e PRFV sobre a resistência e ductilidade das vigas híbridas podem ser resumidos como segue: A rigidez e a carga última das vigas com reforço híbrido aumentam com o número de camadas. No entanto, a carga final não aumenta quando o número de camadas é maior do que dois, porque a eficácia do laminado de fibra é limitada pelo descolamento ou destacamento do reforço.

A ductilidade de todas as vigas com reforço híbrido foi menor que a da viga de referência, devido à ruptura por destacamento. A descarga era feita em pontos acima da carga de escoamento do aço. Nos ensaios monotônicos (vigas FC2 e FC-FV2), as cargas últimas foram de aproximadamente 76% dos ensaios com descargas periódicas.

Comentários

Os resultados encontrados fazem referência à utilização de laminados de PRF que já possuem uma pré-impregnação, tendo um comportamento, de acordo com alguns autores, três vezes superiores às mantas de PRF. Porém, a pesquisa evidencia uma necessidade de ancoragem dessas fibras, principalmente para evitar o descolamento do reforço que, de acordo com a pesquisa, não permitiu o total aproveitamento da capacidade do PRF. Verifica-se com os dados dos autores que um número superior a três camadas de laminados não aumenta significativamente a eficiência do reforço.

2.5.4 Kim e Shin (2010)

Os pesquisadores Sun Kim e Soo Shin (2010) analisaram na Universidade de Seul na República da Coreia, através de estudos experimentais, o comportamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com polímeros híbridos, sem e com pré-carregamento.

O objetivo da pesquisa foi investigar se as diferentes combinações de camadas de reforço com fibras de carbono (PRFC) e de vidro (PRFV) têm influência na melhoria da resistência das vigas reforçadas. Foram realizados ensaios em 14 vigas de concreto com seção de 150 mm x 250 mm e comprimento de 2400 mm, concreto com f_{ck} de 24,5 MPa, tensão de escoamento das barras de aço de tração e dos estribos de cisalhamento de 535 MPa e 461

MPa, respectivamente. Na preparação do reforço foram utilizadas resina epóxi, fibras de carbono e de vidro. A Figura 2.35 ilustra o detalhe da viga de concreto armado.

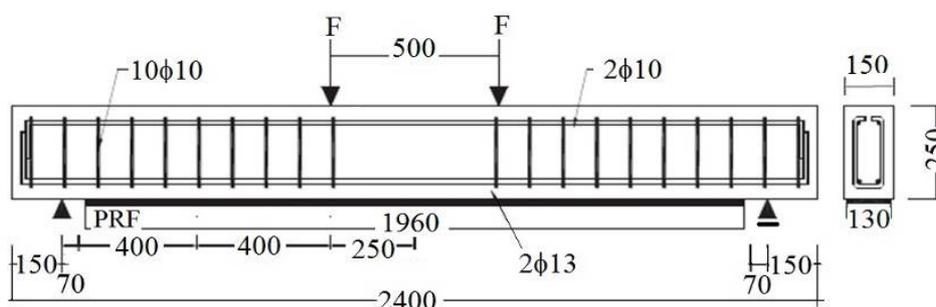


Figura 2.35 - Detalhes da viga reforçada com PRF em mm (Kim e Shin, 2010)

Os ensaios das 14 vigas envolveram uma viga de controle, vigas sem carregamento inicial e vigas pré-carregadas. Foram aplicadas duas cargas simétricas a 80 cm dos apoios. Nestes estudos foram indicadas falhas que limitam o efeito do reforço do PRF aplicado à estrutura, como descolamento de camadas de concreto e destacamento devido à fissuração de cisalhamento. Na Tabela 2.14 são visualizados os detalhes do reforço das vigas.

Nas vigas pré-carregadas foram aplicados incrementos de carga até alcançar cerca de 50% e 70% da carga máxima de ruptura da viga de referência, e mantendo o carregamento constante é executado o reforço da viga. As fissuras com mais de 3,0 mm de abertura, ocasionadas pelo carregamento inicial, foram reparadas com o processo de injeção de epóxi antes de iniciar o procedimento de reforço.

Após estes procedimentos iniciais foi aplicado sobre a superfície do concreto e a superfície do compósito o adesivo de colagem e o compósito foi aplicado sobre o concreto, aguardando-se o período de cura em temperatura ambiente durante 7 dias. Concluídos os procedimentos de cura das vigas reforçadas com PRF elas foram posicionadas no local de ensaio e carregadas até a ruptura. Nas vigas pré-carregadas foi mantida a carga aplicada no atuador hidráulico durante a realização do reforço.

A partir dos ensaios nas vigas sem carregamentos iniciais e reforçadas foi verificado que essas vigas têm maior rigidez e carga máxima superior à viga de referência, nas vigas reforçadas com 2 ou 3 camadas de PRF, observou-se que os modelos com 3 camadas apresentam maior rigidez e maior carga de ruptura.

Tabela 2.14 - Esquema de reforço das vigas

Viga	Camadas de PRF	Fabricação das vigas e pré-carga
Controle	0	Viga de controle
CC	2	Duas camadas de PRFC impregnadas sem pré-carregamento
VV	2	Duas camadas de PRFV impregnadas sem pré-carregamento
CV	2	Uma camada de PRFC e uma camada de PRFV impregnadas sem pré-carregamento
VC	2	Uma camada de PRFV e uma camada de PRFC impregnadas sem pré-carregamento
CCV	3	Duas camadas de PRFC e uma camada de PRFV impregnadas sem pré-carregamento
VCV	3	Uma camada de PRFV, uma camada de PRFC e uma camada de PRFV impregnadas sem pré-carregamento
VCC	3	Uma camada de PRFV e duas camadas de PRFC impregnadas sem pré-carregamento
CV 50	2	Uma camada de PRFC e uma camada de PRFV com 50% da carga última da viga de controle
CV 70	2	Uma camada de PRFC e uma camada de PRFV com 70% da carga última da viga de controle
VC 50	2	Uma camada de PRFV e uma camada de PRFC com 50% da carga última da viga de controle
VC 70	2	Uma camada de PRFV e uma camada de PRFC com 50% da carga última da viga de controle
VCC 50	3	Uma camada de PRFV e duas camadas de PRFV com 50% da carga última da viga de controle
VCC 70	3	Uma camada de PRFV e duas camadas de PRFV com 70% da carga última da viga de controle

Nota: C - Carbono e V - Vidro

Fonte: Kim e Shin (2010) – Modificada.

Verifica-se que o pré-carregamento a 50% e 70% causa fissuras na viga, o que prejudica a resistência e a rigidez da peça, portanto, as fissuras maiores que 0,3 mm causadas pelo pré-carregamento não devem ser negligenciadas no projeto de reforço, pois geralmente o reforço é realizado sob condições de carregamento.

Assim, o comportamento estrutural das vigas modifica-se para um comportamento frágil devido ao pré-carregamento. As deflexões aferidas no meio do vão para picos de carga das vigas pré-carregadas são maiores que nas vigas sem carregamento inicial.

As vigas pré-carregadas com 50% da carga última mostraram maiores valores de deformação que as vigas com 70% da carga de ruptura e as vigas não carregadas. Nos ensaios verificou-se que os PRF não são solicitados até que o carregamento na viga alcance 20 kN.

Nas vigas reforçadas com duas camadas de PRF, quase nenhuma relação houve entre a ordem das camadas de PRF e rigidez na região elástica (antes de iniciar o escoamento do aço). Nas vigas com três camadas de PRF a rigidez e a carga máxima mostraram-se superiores as vigas com duas camadas.

Foi verificado que a influência do pré-carregamento no comportamento estrutural das vigas reforçadas com PRF é claramente observada, a eficácia do reforço é menor em vigas pré-carregadas que em vigas sem carregamento inicial. A deterioração da estrutura devido ao pré-carregamento pode ser superada com a reparação das fissuras antes da aplicação dos PRF nas vigas.

Sun Kim e Soo Shin (2010) concluíram que o uso de compósitos híbridos é eficaz para melhorar a resistência última e a rigidez de uma viga reforçada. A ordem de colagem dos diferentes tipos de PRF influencia na resistência, rigidez e ductilidade de vigas com reforço híbrido. Dos ensaios, as vigas com fibra de vidro colada antes da fibra de carbono mostram aumentos na resistência e ductilidade.

O efeito da pré-carga sobre o comportamento estrutural de vigas reforçadas com PRF é claramente observado, e o efeito de reforço híbrido nas vigas pré-carregadas é menor que em vigas sem pré-carga. No entanto, a deterioração das estruturas, devido à pré-carga pode ser superada pela reparação de fissuras antes de aplicar o reforço híbrido nas vigas. As vigas de concreto armado reforçadas rompem antes que as camadas dos compostos híbridos de PRF atinjam seu ponto de ruptura, isso limita o efeito do reforço.

Comentários

As vigas pré-carregadas têm praticamente o mesmo comportamento das vigas sem pré-carregamento. Existe uma influência muito grande em relação à primeira camada colada na superfície do concreto, principalmente em função da melhor aderência da fibra de vidro.

Dependendo do tipo de ruptura a propagação das fissuras ocorre do centro para as extremidades; quando ocorre o oposto, das extremidades para o centro, a ruptura ocorre por destacamento de parte do cobrimento de concreto. Dependendo do nível do carregamento é necessária a reparação das fissuras antes de ocorrer o reforço.

2.6 ENSAIOS REALIZADOS NO BRASIL

2.6.1 Araújo (2002)

Neste trabalho, desenvolvido na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Araújo (2002) estuda o comportamento de vigas armadas com seção retangular, reforçadas à flexão e ao cisalhamento com fibra de carbono colada na superfície do concreto. O tipo de ensaio foi de flexão de quatro pontos e foram ensaiadas quatro vigas. Detalhes das dimensões das vigas e das armaduras são mostrados na Figura 2.36.

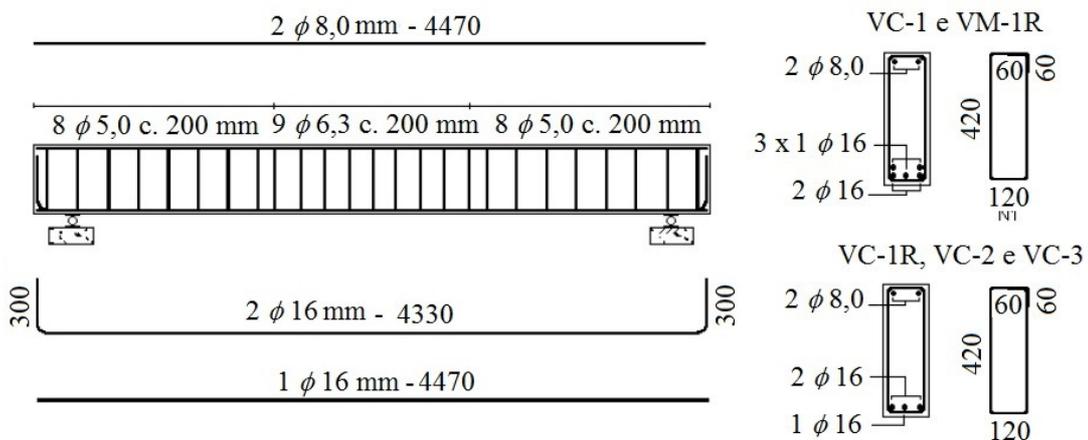


Figura 2.36 - Dimensões e detalhamento das vigas (Araújo, 2002)

Uma viga não foi reforçada e é usada como referência (VC 1R), uma viga foi reforçada a cisalhamento (VC 1), outra viga foi reforçada a flexão (VC 2) e por último uma viga foi reforçada a flexão e cisalhamento (VC 3). Além disso, foi usada como referência uma viga ensaiada por outro autor (VM 1R, Moraes, 1997), semelhante a VC1 mas com maior área de armadura transversal. O esquema de reforço é ilustrado na Figura 2.37.

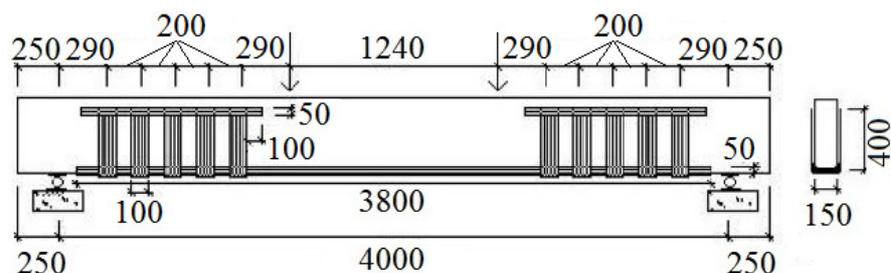


Figura 2.37 - Esquema de reforço das vigas reforçadas à flexão (Araújo, 2002)

O concreto utilizado na confecção das vigas foi feito com betoneira, os resultados dos ensaios de compressão e tração feitos são apresentados na Tabela 2.15.

O aço usado na armação das vigas foi CA-50 e CA-60, barras de 16 mm com patamar de escoamento e barras de 6.3 mm sem patamar de escoamento. A fibra utilizada no reforço colado na superfície do concreto foi da marca *SikaWrap Hex-230C*.

Tabela 2.15 - Propriedades do concreto

Viga	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm, dir}$ (MPa)
VC 1R	49	30,4	3,1	-
VC 1	111	28,5	2,9	2,4
VC 2	107	33,8	3,0	2,4
VC 3	51	31,3	3,1	2,6
VM 1R	90	34,4	-	-

f_{cm} – Resistência média à tração do concreto

$f_{ctm, dir}$ – Resistência média à tração direta do concreto

Fonte: Araújo (2002) – Modificada.

Na Tabela 2.16 são apresentados os valores calculados da resistência à flexão das vigas, comparados com os resultados experimentais encontrados.

Foram feitos cálculos para três valores de deformação última no reforço porque não foi possível registrar essa deformação no momento exato da ruptura. Os cálculos mostram que a deformação última no reforço ficou próxima de 10 %.

Tabela 2.16 - Resultados da resistência à flexão das vigas

$\epsilon_f = 6‰$														
Viga	A_f (mm ²)	d_f (mm)	x_p (mm)		ϵ_f (‰)		ϵ_c (‰)		ϵ_s (‰)		F_u (kN)		$F_{u,exp}/F_u$	
			(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)		
VC-2	165	425	124	135	5,53	5,51	2,9	3,3	7,0	7,0	132	142	1,32	1,23
	248	451			6,00	6,00								
VC-3	165	425	133	145	5,51	5,49	3,1	3,5	6,7	6,7	131	140	1,38	1,29
	248	451			6,00	6,00								

$\epsilon_f = 7‰$														
Viga	A_f (mm ²)	d_f (mm)	x_p (mm)		ϵ_f (‰)		ϵ_c (‰)		ϵ_s (‰)		F_u (kN)		$F_{u,exp}/F_u$	
			(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)		
VC 2	165	425	130	140	6,44	6,41	3,5	3,9	7,9	7,9	140	150	1,25	1,17
	248	451			7,00	7,00								
VC 3	165	425	139	150	6,42	6,39	3,8	4,2	7,6	7,6	138	147	1,30	1,22
	248	451			7,00	7,00								

$\epsilon_f = 10‰$														
Viga	A_f (mm ²)	d_f (mm)	x_p (mm)		ϵ_f (‰)		ϵ_c (‰)		ϵ_s (‰)		F_u (kN)		$F_{u,exp}/F_u$	
			(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)		
VC 2	165	425	145	155	9,15	9,12	5,5	6,1	10,6	10,5	163	172	1,07	1,01
	248	451			10,0	10,0								
VC 3	165	425	154	165	9,12	9,08	5,9	6,6	10,3	10,2	161	170	1,12	1,06
	248	451			10,0	10,0								

(1) Valores calculados a partir da tensão de escoamento nominal do aço

(2) Valores calculados a partir da tensão de escoamento experimental do aço

F_u – Carga última ; $F_{u,exp}$ – Carga última experimental

Fonte: Araújo (2002) – Modificada.

A Figura 2.38 mostra o diagrama carga – flecha nas vigas ensaiadas, à exceção de VC1, reforçada ao cisalhamento, que tinha a mesma taxa de armadura que VM 1R com duas barras de 16 mm com patamar de escoamento e três barras de 20 mm sem patamar de escoamento. As outras vigas tinham apenas 603 mm² de armadura, com 3 barras de 16 mm com patamar de escoamento).

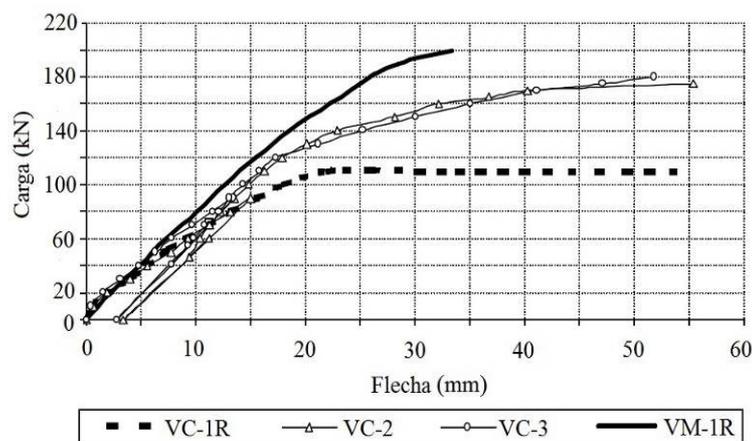


Figura 2.38 - Diagrama carga-flecha das vigas (Araújo, 2002)

As conclusões desta tese foram de que a utilização de cinco camadas de reforço não prejudica o comportamento da peça. A resistência das vigas VC2 e VC3, reforçadas à flexão e à flexão e ao cisalhamento, foi acrescida em até 64% comparada com a viga de referência VC 1R, pela adição do reforço com fibra de carbono. O reforço com fibras aumenta a rigidez das vigas. É recomendável o desenvolvimento de pesquisas futuras para melhorar o entendimento de aspectos como: a caracterização da interface concreto-reforço e mecanismos adicionais para melhorar a ancoragem das fibras. Conforme a autora, a execução não apresentou dificuldades, o preparo da resina e a colagem das fibras exigiram o uso de máscaras e luvas.

Comentários

De acordo com pesquisas e com as recomendações dos fabricantes, quando se utiliza reforço com mais de três camadas não há contribuição relevante no incremento de resistência da peça reforçada.

2.6.2 Castro (2005)

Esta pesquisa, desenvolvida na Universidade de Brasília (UnB) por Castro (2005), tem como objetivo estudar o comportamento estrutural de vigas “T” de concreto armado reforçadas à flexão usando dois sistemas: o reforço colado em entalhes no cobrimento do concreto (CEC) e o reforço colado na superfície do concreto (CSC).

O programa experimental consistiu na confecção de 19 vigas “T” divididas em duas séries: série I com 12 vigas com taxa de armadura de 0,63% e a série II com 5 vigas com taxa de armadura de 1,57%.

As duas séries têm vigas sem reforço como referência (grupo A), como se apresenta na Tabela 2.17. No grupo E são apresentadas as vigas com colagem na superfície do concreto (CSC).

Tabela 2.17 - Características das vigas

Grupo	Vigas		Tipo de reforço	Técnica utilizada
	Série I ($\rho=0,63\%$)	Série II ($\rho=1,57\%$)		
A	VA 2.1	VA 5.1	Vigas de referência	-
	VA 2.2	VA 5.2		
B	VB 2.1	VB 5.1	3 tiras de PRFC (2 mm x 16 mm)	Coladas no entalhe
	VB 2.2			
C	VC 2.1	VC 5.2	1 barra de PRFC ($\phi = 10$ mm)	Coladas no entalhe
	VC 2.2			
D	VD 2.1	VD 5.3	2 barras de PRFV ($\phi = 12,7$ mm)	Coladas no entalhe
	VD 2.2			
E	VE 2.1	VE 5.4	2 mantas de PRFC (0,165 mm x 150 mm)	Coladas na superfície
	VE 2.2			
F	VF 2.1	VF 5.5	1 barra de aço ($\phi = 8$ mm)	Coladas no entalhe
	VF 2.2			

Fonte: Castro (2005) – Modificada.

O tipo de ensaio foi flexão de quatro pontos simplesmente apoiado, com carregamento incremental até a ruptura. As dimensões e os detalhes da armadura são apresentados nas Figura 2.39.

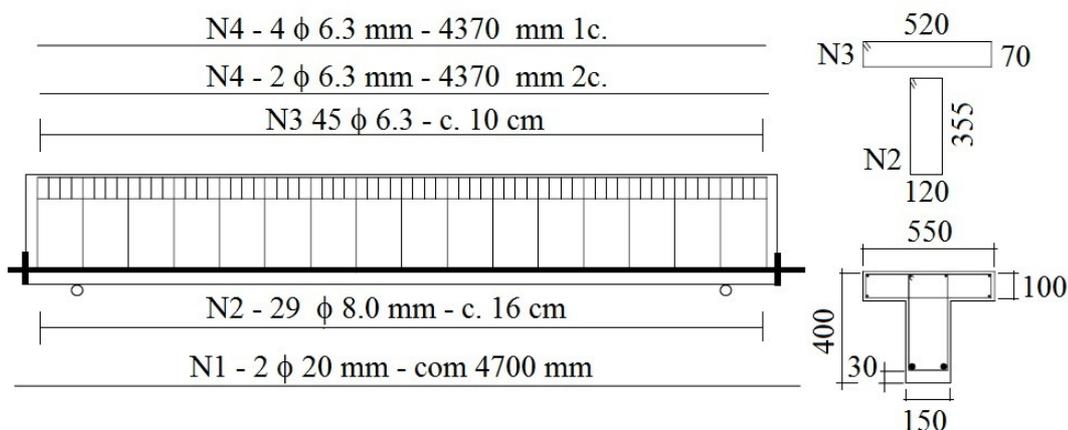


Figura 2.39 - Detalhe das dimensões e armadura das vigas da série I (Castro, 2005)

Foi utilizado concreto usinado com $f_{ck} = 40$ MPa, o tipo de aço foi CA-50 e a manta de fibra de carbono usada foi do tipo CF 130 da empresa BASF. O resumo dos resultados experimentais das vigas que interessam ao presente trabalho é apresentado na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 - Resultados experimentais dos ensaios selecionados

Vigas	Grupos	Tipo de reforço	Carga de ruptura (kN)	Incremento de carga (%)	Modos de ruptura
VA 2.1	I	Grupo A - Referência	163*	-	A
VA 2.2			185	-	A seguido de B
VA 5.1	II		398*	-	A
VA 5.2			398	-	A seguido de B
VE 2.1	I	Grupo E - 2 camadas de manta de PRFC (CSC)	206	26,4	E
VE 2.2			215	16,2	E
VE 5.4	II		479	20,3	E

As armaduras de flexão de todas as vigas escoaram antes de ser atingida a carga última

*Ensaio interrompido antes de um possível esmagamento do concreto

Tipo A – Deformação plástica excessiva; Tipo B – Esmagamento do concreto; Tipo C – Ruptura do reforço; Tipo D – Destacamento do reforço e Tipo E – Descolamento do reforço.

Fonte: Castro (2005) – Modificada.

Três vigas do grupo E foram reforçadas com duas camadas de mantas de fibra de carbono coladas na superfície do concreto (duas da série I e uma da série II). Os gráficos de carga - flecha das vigas VE da série I são apresentados na Figura 2.40.

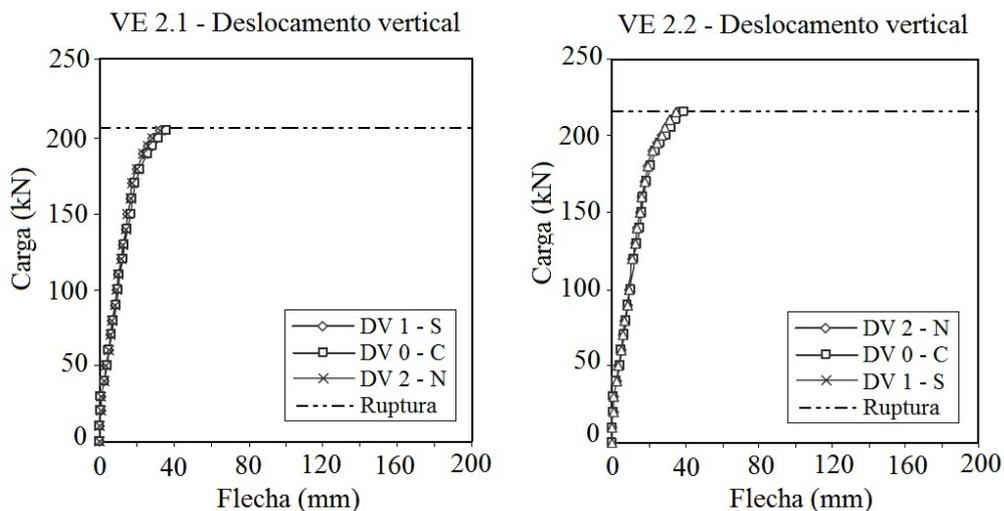


Figura 2.40 - Gráficos carga- flecha das vigas VE 2.1 e VE 2.2 (Castro, 2005)

A conclusão deste trabalho foi que o sistema de reforço colado em entalhes no cobrimento do concreto (CEC) mostrou-se mais eficiente que o sistema de reforço colado na superfície do concreto (CSC) para as vigas com taxa de armadura baixa. Os modos de ruptura das vigas reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) para os dois sistemas de reforço foram frágeis e do tipo: descolamento, destacamento ou ruptura do reforço no caso das vigas com taxa de armadura baixa.

A eficiência do reforço com o sistema CSC com mantas de fibra de carbono foi limitada pelo descolamento da fibra. A deformação última medida foi próxima ao limite recomendado pela literatura (8,0 %).

Comentários

Neste trabalho de Castro (2005), verifica-se que a autora utiliza diversos sistemas de reforço. Cabe salientar que nos resultados do grupo E, as três vigas ensaiadas com compósitos no cobrimento mostraram ruptura prematura do reforço, independentemente da taxa de armadura empregada. A julgar pelos resultados, ocorre a ruptura prematura em razão da perda de aderência da resina com a superfície de concreto, necessitando com isso, de uma ancoragem mais efetiva para que haja maior contribuição do reforço. A pesquisa revela que cada sistema de reforço tem sua contribuição, o sistema com reforço CSC tem sua vantagem em função da facilidade de aplicação.

2.6.3 Sallaberry (2005)

O objetivo principal deste trabalho, desenvolvido por Sallaberry (2005) na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), é estudar o limite de deformação das mantas de fibra de carbono usadas no reforço de vigas de concreto reforçado à flexão com o sistema de colagem na superfície do concreto, para evitar o modo de ruptura por descolamento ou destacamento do reforço, com a variação do número de camadas de PRFC.

No programa experimental foram elaboradas cinco vigas subarmadas de seção retangular de 10 cm x 25 cm x 200 cm, e o tipo de ensaio foi de flexão de três pontos com a carga no meio do vão. O carregamento foi contínuo até a ruína. Uma viga sem reforço foi utilizada como referência e as outras são reforçadas a flexão variando-se o número de camadas. Na Figura 2.41 são ilustradas as dimensões e a armadura das vigas. Na Figura 2.42 são apresentados os detalhamentos da viga e na Tabela 2.19 são apresentadas as características do reforço das vigas.

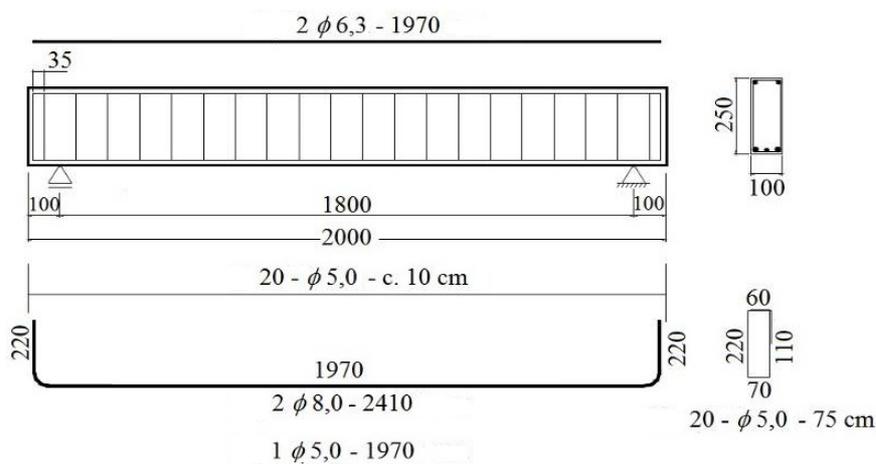


Figura 2.41 - Detalhe das dimensões e armadura das vigas em mm (Sallaberry, 2005)

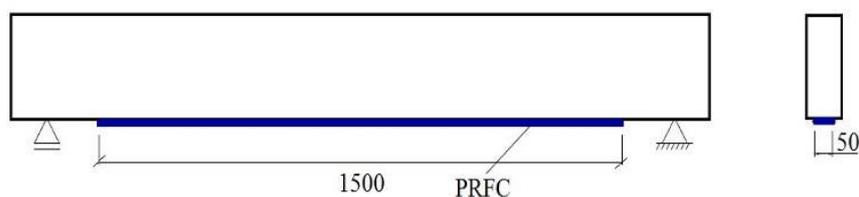


Figura 2.42 – Detalhamento do reforço das vigas em mm (Sallaberry, 2005)

Tabela 2.19 - Características das vigas

Viga	Concreto			Aço		Características do reforço				Cargas		Tipo de ruptura
	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	b_f (mm)	L_f (mm)	A_f (mm ²)	Reforço	F_{cr} (kN)	F_u (kN)	
VR 1	64	27,3	2,8	120,0	62,0	50	1500	17	1 camada de PRFC	8,0	43,0	A
VR 2	65	29,0	2,2					33	2 camadas de PRFC	9,0	46,0	A
VR 3	68	30,1	2,4					50	3 camada de PRFC	12,0	44,0	A
VR 4	68	28,0	2,1					66	4 camadas de PRFC	6,0	43,5	A
VR 5	64	28,9	2,4					-	Referência	6,0	44,0	B

Ruptura tipo A – Descolamento do reforço e posterior ruptura por flexão;

Ruptura tipo B – Escoamento da armadura longitudinal e esmagamento do concreto;

Fonte: Sallaberry (2005) – Modificada.

O concreto foi feito com betoneira. O tipo de aço utilizado foi CA-50 e CA-60. A manta utilizada no reforço à flexão das vigas foi *Sika Wrap Hex-230C* e a resina epóxica *Sikadur-330* e suas propriedades foram fornecidas pelo fabricante. Todas as vigas reforçadas com a manta de fibra de carbono apresentaram modo de ruptura por descolamento, além do escoamento da armadura longitudinal de aço. Na Figura 2.43 são mostrados os diagramas Força x Deslocamento das vigas ensaiadas.

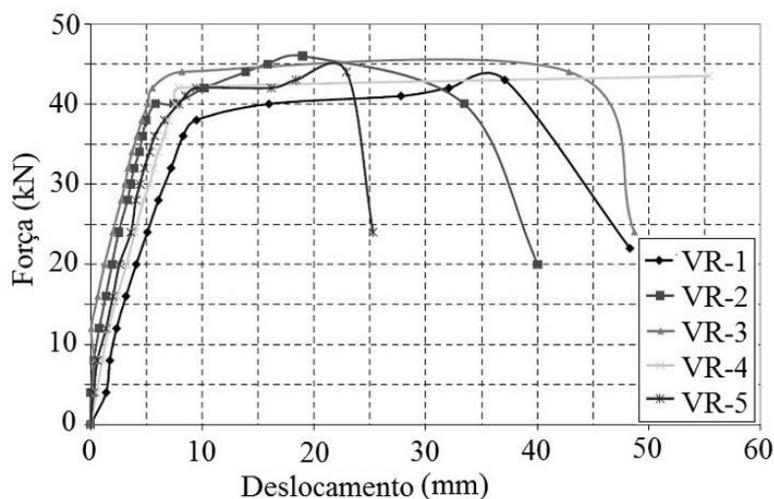


Figura 2.43 - Diagramas Força x Deslocamento das vigas ensaiadas (Sallaberry, 2005)

A autora analisou que o reforço à flexão com colagem de mantas de fibra de carbono em vigas de concreto armado permitiu uma redução na deformação da armadura longitudinal. Verifica-se que quanto maior a área de reforço, menor a deformação da armadura. A deformação máxima encontrada na manta de fibra de carbono das vigas foi de 4,0 ‰. Este valor, segundo a autora, é aceitável para evitar o descolamento do reforço, mas isto significa um aproveitamento em torno de 30% da capacidade de deformação do reforço.

Na pesquisa não foi possível estabelecer se há influência da variação do número de camadas no limite de deformação do reforço a fim de se evitar o seu descolamento. A autora, em suas conclusões e sugestões para o prosseguimento das pesquisas nessa área, sugere investigar dispositivos de ancoragem que possibilitem o melhor aproveitamento do reforço, evitando o seu descolamento.

Comentários

A pesquisa aponta que a deformação limite da manta fornecida pelo fabricante é de 13‰, constatando-se assim que as fibras não são aproveitadas em sua eficiência total. Isto ocorre porque o reforço não foi executado com sistema adicional de ancoragem. Não foi possível estabelecer se a variação do número de camadas influenciou no limite da deformação da manta de fibra de carbono.

Os cálculos da resistência das vigas foram aceitáveis aplicando a teoria da flexão simples e levando em conta os modos de ruptura, porém os resultados de ruptura encontrados foram

abaixo do esperado, possivelmente em função da pouca aderência entre o substrato e o reforço. Em relação à contribuição do reforço, o Boletim 14 *fib* (2001) especifica que a deformação máxima das fibras antes do descolamento ou destacamento varia entre 6,5 ‰ e 8,5 ‰, o que evidencia um sub aproveitamento do reforço. A literatura, no caso do reforço à flexão, especifica a utilização de ancoragem nas extremidades da viga, para que não ocorra ruptura prematura.

2.6.4 Gamino (2007)

O objetivo do trabalho de Gamino (2007), desenvolvido na Universidade de São Paulo (USP), foi avaliar e comparar os modelos de projeto para reforço à flexão e cisalhamento de estruturas reforçadas com fibras de carbono coladas na superfície do concreto, com as normas técnicas do Boletim 14 *fib* (2001) e ACI 440.2R (2008).

O programa experimental consistiu na confecção de vinte vigas “T” divididas em dois grupos, em quatro séries de cinco vigas, sendo destas nove relacionadas ao estudo da flexão, nove ao cisalhamento e duas reservas. No grupo das vigas ensaiadas à flexão foram utilizadas duas vigas como referência, denominadas VR1 e VR2, e sete vigas, VF 01 a VF 07 com reforço com mantas de fibras de carbono na face tracionada, possuindo ancoragens para o reforço; a última viga VF 07 foi reforçada com laminado de PRFC. Na Figura 2.44 é ilustrado o detalhe da viga ensaiada à flexão.

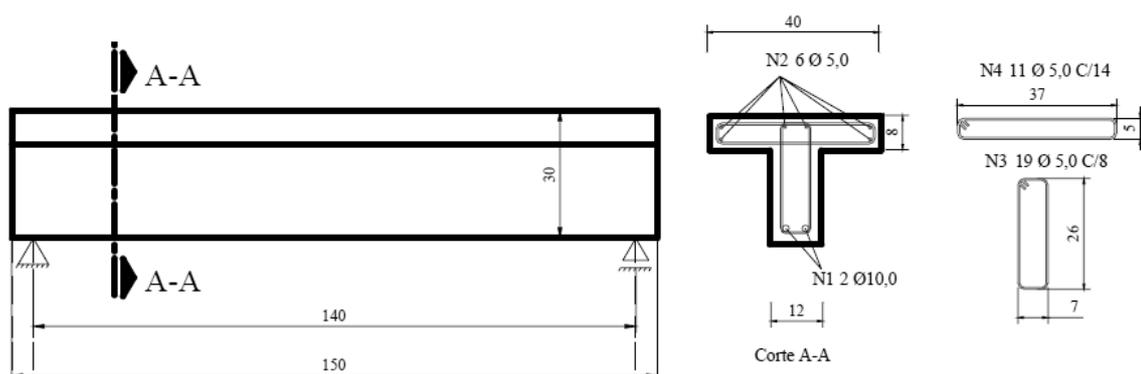


Figura 2.44 - Detalhe das vigas “T” ensaiada à flexão em cm. (Gamino, 2007)

As vigas possuíam dimensões de 40 cm de mesa com 8 cm de altura, a alma possui 12 cm de largura e 22 cm de altura, e foram utilizadas barras de 10 mm na armadura longitudinal e estribos com barras de 5 mm espaçadas a cada 8 cm para que ocorresse a ruptura por

flexão das vigas. A taxa de armadura foi de 0,27% e a resistência do concreto utilizado foi com $f_{ck} = 30$ MPa.

Na Figura 2.45 é ilustrado o detalhe da viga com o reforço colado na superfície inferior e a ancoragem em U ao longo da viga.

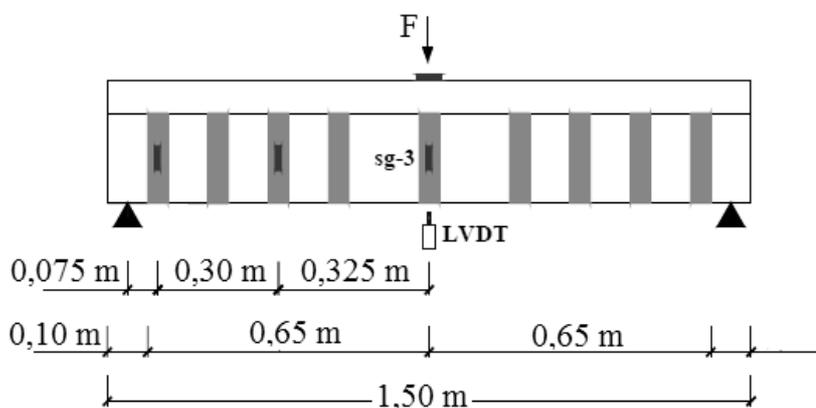


Figura 2.45 - Detalhe das vigas ensaiadas. (Gamino, 2007)

A Tabela 2.20 ilustra os resultados das vigas de controle para comparação com as vigas reforçadas à flexão.

Tabela 2.20 – Resultados das vigas de controle para o reforço à flexão

Viga	f_c (MPa)	f_t (MPa)	M (kN.m)	ϵ_c (‰)	Tipo de ruptura
VR 01	59,1	4,2	39,0	2,2	Flexão
VR 02	57,7	4,7	37,7	2,0	Flexão
Médias	58,4	4,5	38,4	2,1	-

Fonte: Gamino (2007) – Modificada.

Após a realização dos ensaios, foram feitas comparações entre os dados encontrados experimentalmente e os dados das diferentes formulações do ACI e *fib*. Na Tabela 2.21 são apresentados os resultados dos ensaios com as vigas “T” reforçadas à flexão.

Os resultados encontrados permitem concluir que os valores últimos do momento de ruptura obtidos nos ensaios de flexão das vigas, são mais próximos aos valores teóricos encontrados com o uso da norma Boletim 14 *fib* (2001).

Tabela 2.21 - Valores teóricos e experimentais das vigas “T” reforçadas à flexão

Vigas	M (kN.m)			M_{exp}/M_{teo}	
	Experimental	ACI	FIB	ACI	FIB
VF 01 / VF 02	51,2	44,7	46,7	1,1	1,1
VF 03 / VF 04	59,2	52,4	54,5	1,1	1,1
VF 05 / VF 06	52,3	39,5	42,4	1,3	1,2
VF 07	39,9	43,8	45,8	0,9	0,9

Fonte: Gamino (2007) – Modificada.

Para as vigas “T” reforçadas à flexão, os valores calculados com a norma Boletim 14 *fib* (2001) são um pouco maiores que os valores calculados com o código ACI 440.2R (2008) e são mais próximos dos resultados experimentais, com exceção da viga VF07 que foi reforçada com laminados CSC e rompeu com carga menor que a calculada. A Figura 2.46 ilustra o gráfico das curvas força-deslocamento das vigas à flexão.

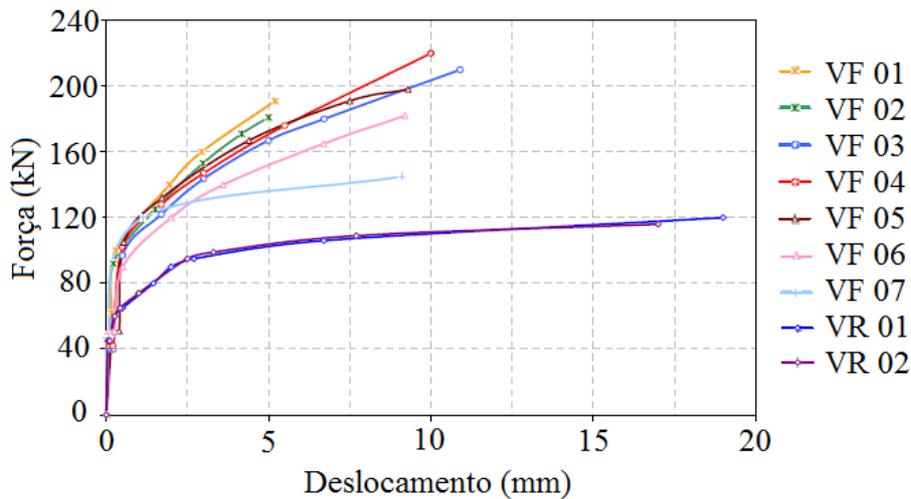


Figura 2.46 – Curvas força-deslocamento obtidas para as vigas reforçadas à flexão e vigas de controle. (Gamino, 2007)

De acordo com o autor, com exceção da viga VF 05 todas as outras vigas apresentaram mecanismo de colapso por descolamento da camada de reforço.

Verifica-se ainda que, em termos de comportamento global, as vigas reforçadas apresentaram-se menos dúcteis na ruptura quando comparadas com as vigas de controle (ocorreram maiores deslocamentos e deformações no concreto comprimido nas vigas não reforçadas – resultado esperado e difundido na literatura técnica).

De acordo com a pesquisa, a média das deformações no concreto na ruptura, para as vigas de controle ficou em 2,1 ‰; as vigas VF 01 e VF 02 apresentaram um valor de deformação no concreto 48,8% menor do que o obtido nas vigas não reforçadas, as vigas VF 03 e VF 04 45% menor, as vigas VF 05 e VF 06 50,7% menor e a viga VF 07 apenas 20,7% menor que o da viga de referência, sendo esta a viga reforçada mais dúctil.

Comentários

Nesse trabalho existe uma diferença na utilização de mantas e laminados de fibras de carbono, as primeiras são preparadas e impregnadas no momento do reforço, com o envolvimento da resina e a fibra e a posterior colagem na superfície do concreto, as últimas, possuem uma pré-impregnação do material, sendo colada apenas a lâmina na superfície do concreto.

Existe a necessidade de avaliar a utilização das normas do Boletim 14 *fib* (2001) e do ACI 440.2R (2008) com o objetivo de produzir respostas mais próximas dos valores experimentais, principalmente nos cálculos utilizando mantas de carbono em comparação aos laminados.

2.6.5 Meneghetti (2007)

Esta tese desenvolvida na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) por Meneghetti (2007) teve como objetivo estudar os mecanismos de ruptura prematura que ocorrem em estruturas de concreto armado reforçadas com materiais compósitos (vidro, carbono e aramida), devido ao carregamento e ao efeito da concentração de tensão no compósito na região de fissuração do concreto.

A pesquisa foi dividida em dois grupos IIA e IIB. As propriedades mecânicas dos materiais compósitos utilizados nos ensaios e avaliados sob carregamento estático são apresentados na Tabela 2.22.

Para a execução dos ensaios de vigas com PRF, foi realizado o ensaio à flexão de quatro pontos. Para o estudo preliminar de fadiga foram fabricadas 28 vigas menores do grupo IIA, sendo quatro vigas ensaiadas sob carga estática e 24 vigas sob carregamento cíclico.

Tabela 2.22 - Propriedades mecânicas das fibras

Compósito	Resistência máxima (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação máxima (%)
Vidro EG 900	321,0	20,6	8,9
Vidro TRB 600	199,0	35,2	9,5
Carbono CF 130	841,5	74,2	8,8
Carbono Replark 19	651,4	53,4	8,8
Aramida AK 60	420,0	51,1	8,4

Fonte: Meneghetti (2007) – Modificada.

Foram empregadas vigas com seção transversal de 70 mm x 140 mm e comprimento total de 1300 mm. A resistência do concreto foi de $f_{ck} = 30$ MPa, as barras de aço foram CA-50 e utilizou-se três tipos diferentes de fibras para o reforço (carbono *Replark* 20, vidro TRB 600 e aramida AK 60). Nas Figuras 2.47 e 2.48 são mostradas as dimensões da viga, o detalhamento, a disposição do reforço e o esquema de carregamento.

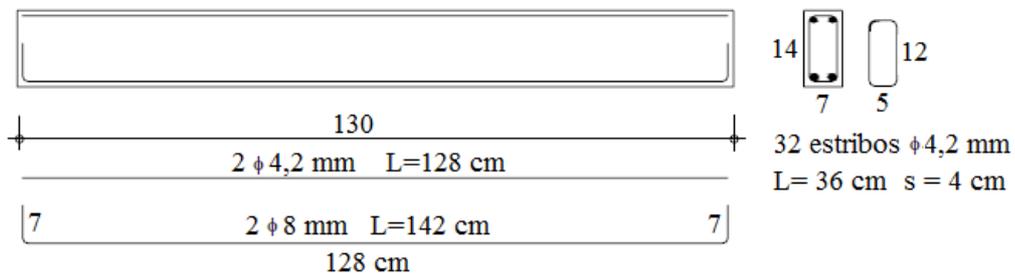


Figura 2.47 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo IIA (Meneghetti, 2007)

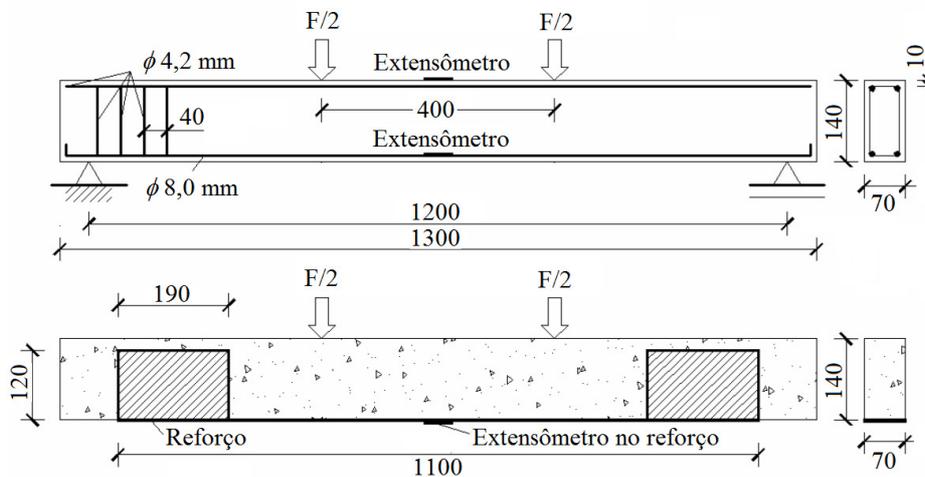


Figura 2.48 - Detalhes do carregamento das vigas do grupo IIA (Meneghetti, 2007)

O grupo IIB foi constituído por 12 vigas, sendo 4 ensaiadas estaticamente e as restantes sob carregamento cíclico. As vigas utilizam três sistemas de reforço trabalhando individualmente, com fibras de carbono, vidro e aramida. Nas Figuras 2.49 e 2.50 são mostradas as dimensões da viga, o detalhamento, a disposição do reforço e o esquema de carregamento.

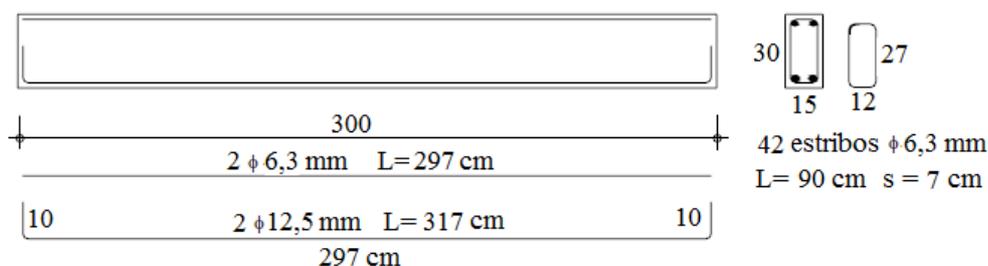


Figura 2.49 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo IIB (Meneghetti, 2007)

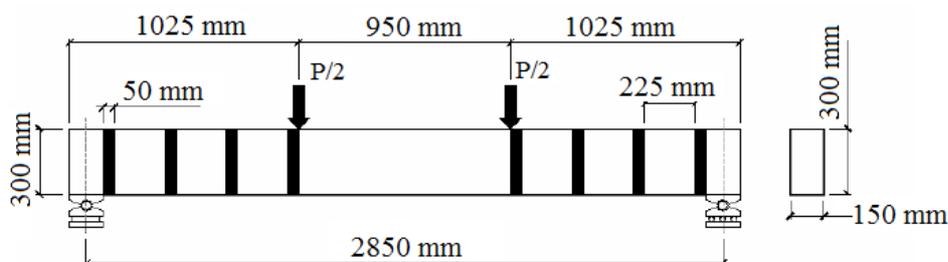


Figura 2.50 – Configuração do reforço nas vigas do Grupo IIB (Meneghetti, 2007)

A Tabela 2.23 ilustra a denominação das vigas do grupo IIB com os detalhes da armadura das vigas ensaiadas por Menghetti (2007).

Tabela 2.23 - Denominação das vigas do grupo IIB

Denominação	Descrição	Teste
VT.E	Viga testemunho	Estático
VT.F 1 e VT.F 2	Vigas testemunho	Fadiga
VRC.E	Viga reforçada com uma camada de fibra de carbono	Estático
VRC.F 1 e VRC.F 2	Viga reforçada com uma camada de fibra de carbono	Fadiga
VRV.E	Viga reforçada com quatro camadas de fibra de vidro	Estático
VRV.F 1 e VRV.F 2	Vigas reforçadas com quatro camadas de fibra de vidro	Fadiga
VRA.E	viga reforçada com uma camada de fibra de aramida	Estático
VRV.F 1 e VRV.F 2	Vigas reforçadas com quatro camadas de fibra de aramida	Fadiga

Fonte: Meneghetti (2007) – Modificada.

Os resultados das cargas últimas, o modo de ruptura e a comparação com o dimensionamento pelo código ACI 440.2R (2002) das vigas ensaiadas do grupo IIA é mostrado na Tabela 2.24.

Tabela 2.24 - Cargas e modos de ruptura das vigas do grupo II.A ensaiadas estaticamente

Viga	Carga de ruptura (kN)		$F_{exp}/F_{teórico}$	Modo de ruptura
	Experimental	Teórica		
VTE	37,4	31,1	1,2	Escoamento do aço seguido do esmagamento do concreto
VAE	47,7	34,6	1,4	Esmagamento do concreto antes da ruptura do reforço
VCE	45,3	33,8	1,3	Esmagamento do concreto antes da ruptura do reforço
VVE	38,4	35,4	1,1	Ruptura do reforço no meio do vão

Fonte: Meneghetti (2007) – Modificada.

O acréscimo verificado experimentalmente por Meneghetti (2007) na capacidade resistente de vigas reforçadas à flexão, em relação à viga de referência (VTE), foi de 27,6% e 21,0% nas vigas VAE e VCE, respectivamente. O desempenho da viga VVE era o mesmo das demais vigas (VAE e VCE).

Foi constatado que devido a problemas de execução houve influência do desempenho da viga VVE, em relação às outras vigas reforçadas. A hipótese é reforçada pelo fato de que, durante a confecção das vigas, constatou-se certa dificuldade de manter o alinhamento das fibras durante o corte do segmento de tecido de fibra de vidro TRB 600 utilizado no reforço, o que conduziu a uma largura de reforço ligeiramente inferior à especificada (70 mm).

O gráfico Força x Deslocamento no meio do vão das vigas reforçadas e da viga de referência do grupo IIA é ilustrada no gráfico da Figura 2.51.

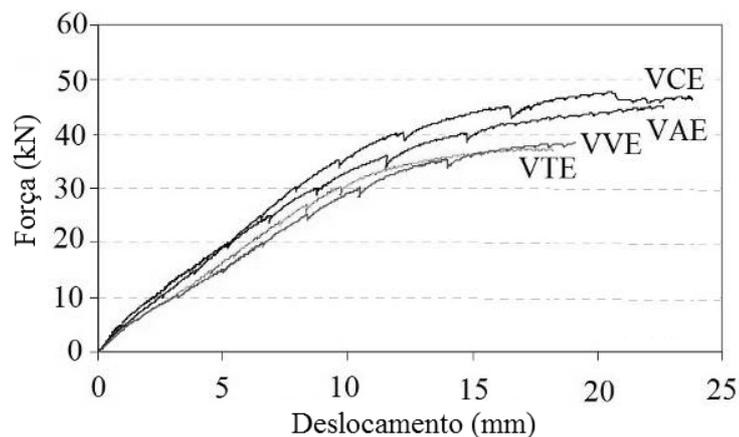


Figura 2.51 - Gráfico Força-Deslocamento para as vigas do grupo IIA ensaiadas estaticamente (Meneghetti, 2007)

Os resultados das cargas últimas, o modo de ruptura e a comparação com o dimensionamento pelo código ACI 440.2R (2002) das vigas ensaiadas do grupo IIB é mostrado na Tabela 2.25.

Tabela 2.25 - Cargas e modos de ruptura das vigas do grupo II.B ensaiadas estaticamente

Viga	Carga de ruptura (kN)		$F_{exp}/F_{teórico}$	Modo de ruptura
	Experimental	Teórica		
VTE	103,2	80,9	1,3	Escoamento do aço seguido do esmagamento do concreto.
VRC.E	128,7	103,3	1,2	Descolamento e fendilhamento do compósito na região entre os laços de ancoragem.
VRA.E	134,5	102,1	1,3	Descolamento e fendilhamento do compósito na região entre os laços de ancoragem.
VRV.E	214,2	130,6	1,6	Descolamento dos laços de ancoragem adicional após esmagamento do concreto.

Fonte: Meneghetti (2007) – Modificada.

O gráfico Força x Deslocamento no meio do vão das vigas reforçadas e da viga de referência do grupo IIB é ilustrada no gráfico da Figura 2.52.

Embora exista certa preferência pelo uso da fibra de carbono para formação do reforço, foram utilizadas fibras de vidro e aramida que se apresentaram como uma alternativa técnica e economicamente viável nas aplicações de reforço, as primeiras por possuírem baixo custo e a segunda foi estudada por ser uma fibra de desempenho e custo intermediários. A deformação máxima do reforço alcançada foi de aproximadamente de 8%. A tensão última foi maior nos PRF de carbono CF 130, atingindo, 2,62 vezes a

resistência do PRF de vidro EG 900 e o dobro da resistência do compósito com fibra de aramida AK 60.

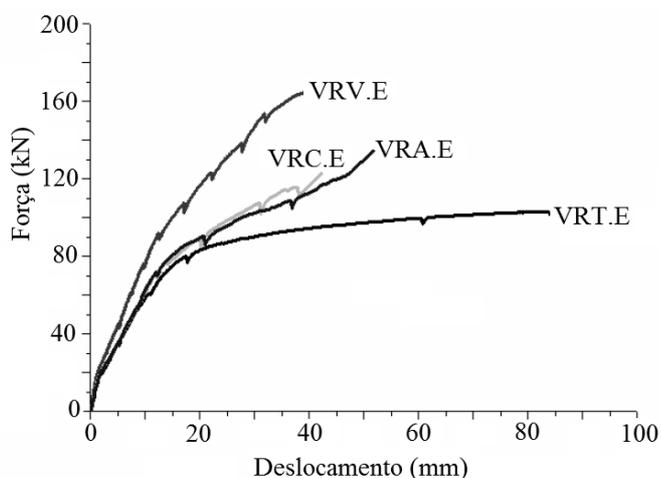


Figura 2.52 - Gráfico Força-Deslocamento para as vigas do grupo IIB ensaiadas estaticamente (Meneghetti, 2007)

A presença de ancoragem adicional, segundo a autora, retardou o início do processo de descolamento, melhorando o desempenho do reforço, e inclusive, demonstra que o comprimento de 200 mm é suficiente para uma adequada transferência de esforços entre o concreto e reforço.

Nota-se ainda, que a resistência do substrato de concreto determinou a interface de ocorrência do descolamento. Quando a resistência à compressão do concreto foi superior a 50 MPa, a falha ocorreu na resina. Em substratos menos resistentes, o reforço descolou com uma fina camada de concreto, adjacente ao material de reforço. Em alguns casos podem ocorrer rupturas prematuras do reforço em regiões de fissuração do concreto. Os ensaios realizados indicam que as rupturas não ocorrem primariamente por desenvolvimento de tensões de cisalhamento no reforço, mas sim pela ocorrência localizada de deformações devido à tração no concreto.

Comentários

Esta pesquisa não ilustra o comportamento híbrido do reforço, porém serve de referência para análise do comportamento das fibras de carbono e vidro trabalhando isoladamente apresentando uma relação importante para o estudo da composição do reforço híbrido.

Nota-se que os resultados experimentais nos corpos de prova dos PRF ficaram muito abaixo do especificado pelos fabricantes, o que leva a acreditar que não ocorreu um bom aproveitamento do material de reforço. Isso levou a valores de ruptura no ELU bem abaixo do esperado, evidenciando a necessidade de maiores estudos relacionados à aderência entre o substrato de concreto e o reforço seja ele PRFC ou PRFV.

2.7 COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS

Com os resultados dos trabalhos de Castro (2005), Carneiro (2006) e Gamino (2007), apresenta-se um comparativo dos resultados dos ensaios em vigas de concreto com os resultados analíticos do Boletim 14 *fib* (2001) e do código ACI 440.2R (2008). Estas pesquisas ilustram a relação entre a carga experimental e as estimadas pelas normas.

Nas vigas ensaiadas por Castro (2005) de acordo com a Figura 2.53 o valor da carga de ruptura experimental da viga VE 2.1 foi 12,6% e a viga VE 2.2 foi 16,8% maior que o valor obtido por meio dos critérios adotados pelo código ACI 440.2R (2008).

Em relação ao Boletim 14 *fib* (2001) essa relação foi para a viga VE 2.1 de 11,9% e a viga VE 2.2 foi de 15,6%. A deformação última no reforço das vigas registrada por Castro (2005) ficou em torno de 8 ‰ e de acordo com a literatura há uma limitação em torno desse valor ou valores mais baixos para evitar o descolamento e (ou) destacamento do reforço.

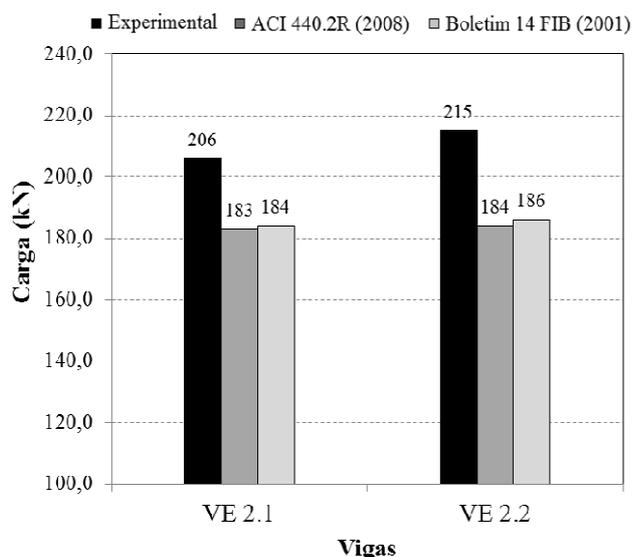


Figura 2.53 – Resultados do reforço à flexão (Castro, 2005)

Nas vigas ensaiadas por Carneiro (2006) de acordo com a Figura 2.54 o valor da carga de ruptura experimental das vigas VE3, VE4, VE5 e VE6, comparadas com o código ACI 440.2R (2008), foram de 7,3%, 40,5%, 1,6% e 2,5%, respectivamente, superiores aos resultados teóricos. A relação entre a carga experimental e os resultados utilizando o Boletim 14 *fib* (2001) com exceção da viga VE4 (5,4% superior), apresentaram resultados inferiores aos resultados experimentais, de 6,3% para a viga VE3, 11,6% para viga VE5 e 3,7% para a viga VE6.

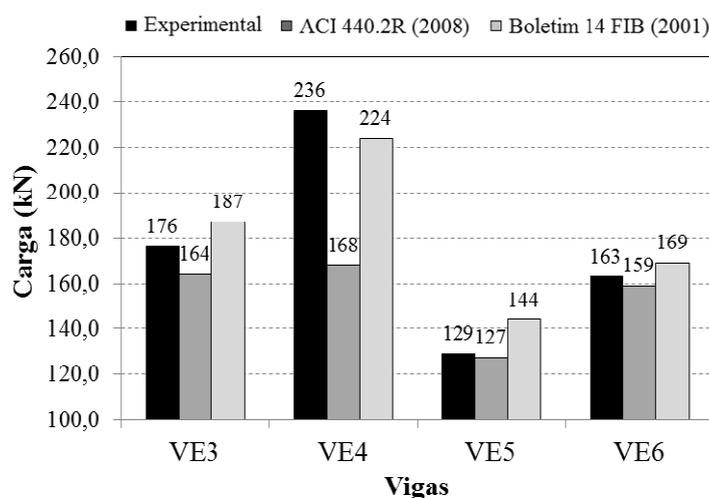


Figura 2.54 – Resultados do reforço à flexão (Carneiro, 2006)

Nos ensaios de Gamino (2007), ilustrados na Figura 2.55, tanto os resultados apresentados pelo código ACI 440.2R (2008) quanto pelo Boletim 14 *fib* (2001) apresentaram valores inferiores aos resultados experimentais, à exceção de VF 07 (laminado).

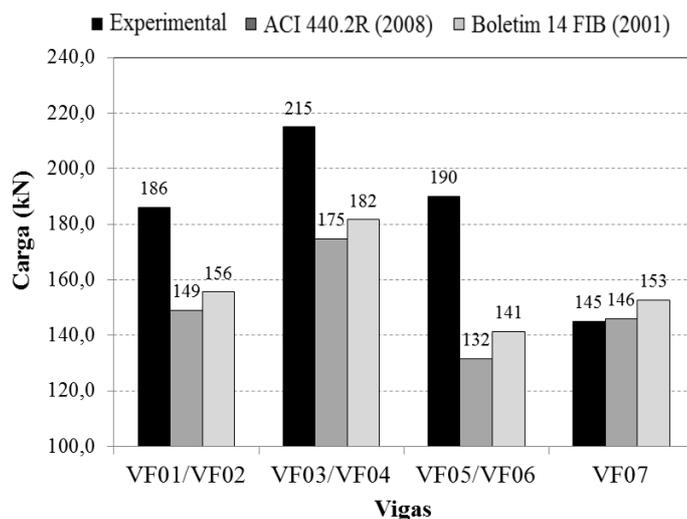


Figura 2.55 – Resultados do reforço à flexão (Gamino, 2007)

Nota-se que os valores do Boletim 14 *fib* (2001) foram superiores aos valores obtidos com o código ACI 440.2R (2008).

Comentários

De acordo com os dados deste tópico constata-se a necessidade de avaliação das normas técnicas internacionais, principalmente o Boletim 14 *fib* (2001) e código ACI 440.2R (2008).

Ressalta-se a necessidade e principalmente o desenvolvimento de uma norma nacional, que preveja o comportamento experimental utilizando o reforço com materiais compósitos. Em relação às normas, o código ACI 440.2R (2008) mostra-se mais conservador em relação aos resultados experimentais e o Boletim 14 *fib* (2001) conduz a valores mais próximos aos experimentais.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo descreve-se a parte experimental da pesquisa, cujo tema é o reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado.

Os dois tipos de polímeros utilizados no reforço foram o PRFC (Polímero Reforçado com Fibra de Carbono) ou *CFRP* (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), comercialmente chamado de *CF 130* (*Carbon Fiber 130*), e o PRFV (Polímero Reforçado com Fibra de Vidro) ou *GFRP* (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), comercialmente chamado de *EG 900* (*Electric Glass 900*). Esses materiais compósitos, quando trabalham em conjunto, de acordo com Neto e Pardini (2006) e Callister (2008), são denominados materiais híbridos.

Foram ensaiadas 14 vigas “T” de concreto armado, com altura de 400 mm, vão livre, entre os apoios, de 4000 mm e f_{ck} de 40 MPa. Foram executadas duas etapas de concretagem e as vigas foram divididas em três grupos: A, B e C. O primeiro e o segundo grupos foram concretados na primeira etapa e o terceiro grupo na segunda etapa de concretagem.

Nos grupos A e B o reforço foi executado com as vigas descarregadas e foi aplicada uma carga monotônica crescente até a ruptura. No grupo C foi aplicado um pré-carregamento, com carga monotônica crescente até 70% da média da carga de ruptura das vigas de referência, e o reforço foi executado após a retirada desse pré-carregamento, retornando ao estado inicial da viga sem carga. Após o período de cura do PRF, foi aplicada a carga por etapas até a ruptura da peça.

As vigas dos grupos A, B e C foram designadas como VGN RR ou VGN RRR

V – viga;

G – grupo da viga (A, B, C ou R – Referência);

N – número da viga (1, 2, 3 ou 4);

RR ou RRR – tipo de reforço e sequência de camadas, podendo ser:

VR – viga de referência, sem reforço;

CC – reforço com duas camadas de PRFC;

VV – reforço com duas camadas de PRFV;

CV – reforço com uma camada de PRFC e uma camada de PRFV;

- VC – reforço com uma camada de PRFV e uma camada de PRFC;
- CCC – reforço com três camadas de PRFC;
- CVV – reforço com uma camada de PRFC e duas camadas de PRFV;
- VVV – reforço com três camadas de PRFV;
- VCC – reforço com uma camada de PRFV e duas camadas de PRFC.

A ordem de colagem das camadas de reforço está indicada na Figura 3.1, onde a primeira camada é contada a partir da superfície do concreto, variando entre as fibras de carbono (C) ou vidro (V). Na Tabela 3.1 são apresentadas as características, das vigas do Grupo A.

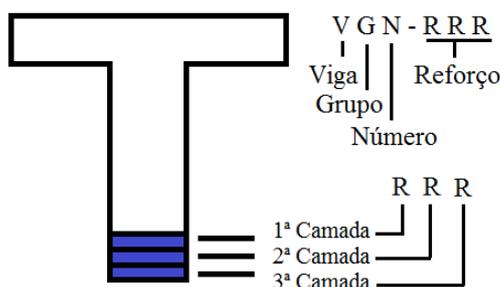


Figura 3.1 – Especificação da nomenclatura utilizada nas vigas

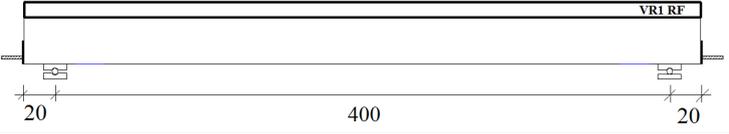
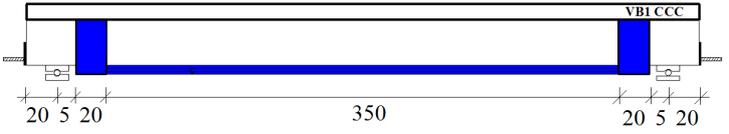
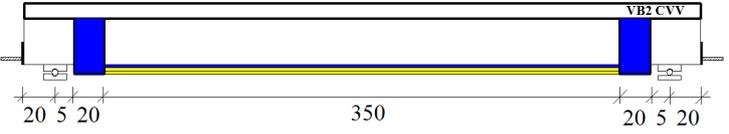
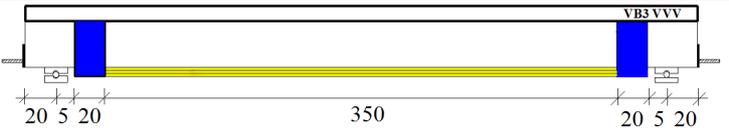
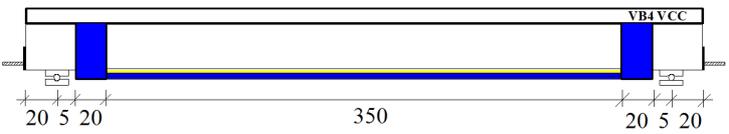
Tabela 3.1 - Características das vigas – Grupo A (cm)

Grupo	Tipo	Posição	Viga
A	VR1 VR	Referência	
	VA1 CC	Duas camadas de carbono	
	VA2 CV	Uma camada de carbono e uma de vidro	
	VA3 VV	Duas camadas de vidro	
	VA4 VC	Uma camada de vidro e uma de carbono	

No Grupo B foram aplicadas três camadas de mantas de fibras na superfície inferior da viga, alternando as posições das mantas de fibras de carbono e fibras de vidro. A

nomenclatura das vigas do Grupo B segue o mesmo padrão utilizado para as vigas do Grupo A, mas com três letras para o reforço. A viga de referência é a mesma do Grupo A. Na Tabela 3.2 são apresentadas as características das vigas do Grupo B.

Tabela 3.2 - Características das vigas – Grupo B (cm)

Grupo	Tipo	Posição	Viga
B	VR1 VR	Referência	
	VB1 CCC	Três camadas de carbono	
	VB2 CVV	Uma camada de carbono e duas camadas de vidro	
	VB3 VVV	Três camadas de vidro	
	VB4 VCC	Uma camada de vidro e duas de carbono	

No grupo C é adotada a mesma configuração das vigas do grupo A, mas com um pré-carregamento de 70% da média das cargas de ruptura das vigas de referência seguido do descarregamento total antes da execução do reforço. O valor de 70% foi adotado em função da aceitabilidade sensorial, especificada pela ABNT NBR 6118 (2014), a carga de ruptura das vigas próximo ao limite de 70% da carga de ruptura, equivale ao limite de deslocamento, $L/250$, utilizado para verificação em serviço do estado limite de deformação excessiva da estrutura.

Esse procedimento foi adotado em virtude de a aplicação do reforço requerer 10 dias de cura e o atuador hidráulico não manteria constante a carga aplicada sobre a viga durante esse período. Na Tabela 3.3 são apresentadas as características das vigas do grupo C, concretadas na segunda etapa e tendo a viga de referência diferente daquela dos grupos A e B.

Tabela 3.3 - Características das vigas – Grupo C (cm)

Grupo	Tipo	Posição	Viga
C	VR2 RF	Referência	
	VC1 CC	Duas camadas de carbono	
	VC2 CV	Uma camada de carbono e uma de vidro	
	VC3 VV	Duas camadas de vidro	
	VC4 VC	Uma camada de vidro e uma de carbono	

O reforço das vigas dos três grupos, A, B e C foi executado variando o tipo de PRF e a ordem de aplicação nas camadas, para verificar a contribuição desses materiais compósitos, trabalhando em conjunto com o concreto e o aço, na melhoria da capacidade de carga da viga.

A definição do modelo das vigas “T” para o estudo seguiu a linha de pesquisa sobre reforço de vigas de concreto armado do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB [Neto (2000), Silva Filho (2001), Araújo, (2002), Lima (2003), Oliveira Jr. (2005), Castro (2005), Silva Filho (2005) e Manzano (2012)]. Esses ensaios seguem o modelo conhecido como “ensaios de *Stuttgart*” para flexão de vigas em quatro pontos.

3.2 MODELO EXPERIMENTAL

Neste tópico será apresentada a idealização do ensaio experimental, as características geométricas das vigas, o detalhamento das armaduras, o processo de carregamento e pré-carregamento das vigas, o dimensionamento à flexão e ao cisalhamento, de acordo com as normas ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2011).

3.2.1 Idealização do ensaio

O modelo de ensaio consiste no carregamento gradativo, até a ruptura, de uma viga “T” biapoiada, por duas cargas concentradas simétricas. Esse ensaio permite observar o comportamento da viga sob flexão pura entre as cargas e flexão simples entre as cargas e os apoios.

Na idealização estrutural da Figura 3.2, observa-se a flexão pura (sem a presença do cisalhamento) no trecho BC e a flexão simples (com a presença do cisalhamento) nos trechos AB e CD.

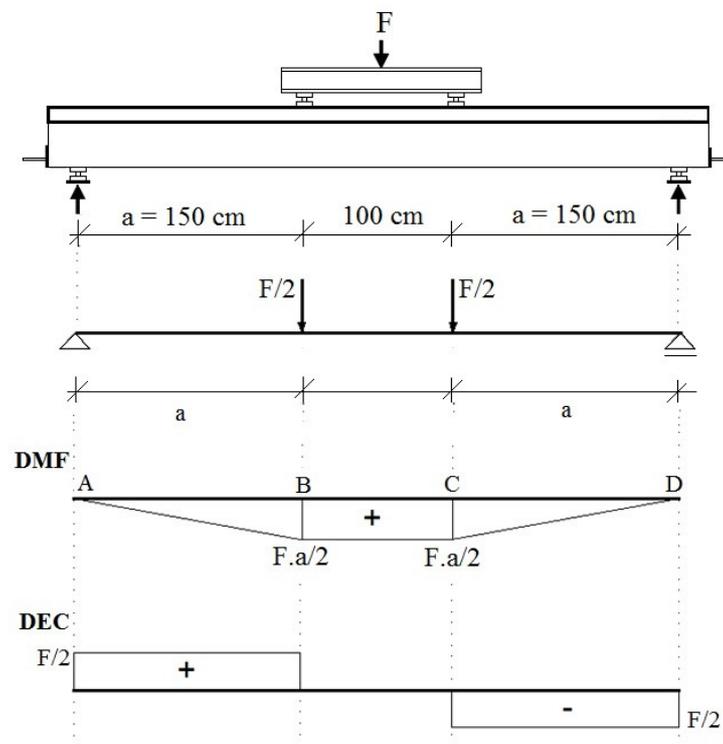


Figura 3.2 - Idealização estrutural, diagrama de momento fletor (DMF) e diagrama de esforço cortante (DEC)

3.2.2 Características geométricas das vigas T

A seção transversal da viga T em estudo faz a simulação de um trecho de uma viga que trabalha juntamente com uma laje maciça (Figura 3.3). As características geométricas da viga são: largura da mesa $b_f = 55$ cm, largura da alma $b_w = 15$ cm, altura total da viga $h = 40$ cm, altura da mesa $h_f = 10$ cm, comprimento total da viga de $l = 440$ cm e vão livre de 400 cm.

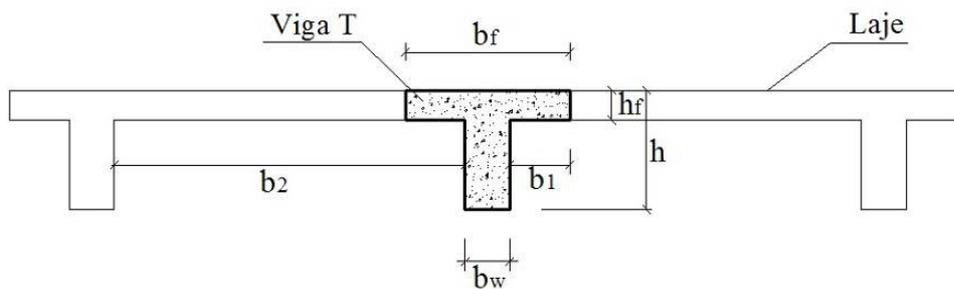


Figura 3.3 - Seção transversal da viga

Na Figura 3.4 são ilustradas as dimensões da vista longitudinal e da seção transversal da viga. Os apoios estão a 20 cm das extremidades da viga, permitindo um vão livre de 400 cm entre os apoios. A região de flexão pura é evidenciada entre as linhas tracejadas e os dois pontos de carga. A região de flexão pura é evidenciada entre as linhas tracejadas e os dois pontos de carga.

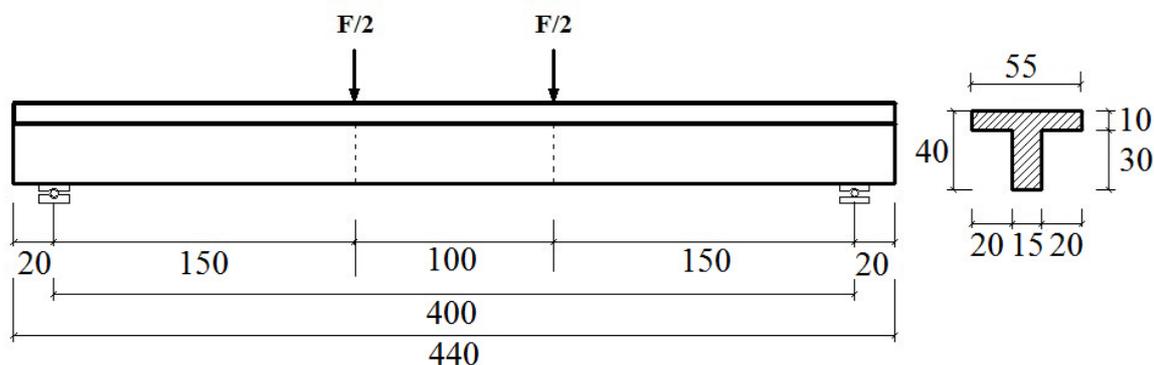


Figura 3.4 – Vista longitudinal e seção transversal da viga T (cm)

As dimensões das vigas “T” do programa experimental seguem a linha de pesquisa sobre materiais compósitos desenvolvida, desde 1999, no programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, contando 100 vigas ensaiadas. Nessa linha de pesquisa é adotado o padrão de esbeltez das vigas $a/d \geq 3$, onde a é a distância do apoio à carga e d é a altura útil da seção transversal.

3.2.3 Detalhes das armaduras das vigas T

As vigas “T” foram dimensionadas de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014). Foram executadas com taxa de armadura de 0,63%, correspondente a duas barras de 20 mm de diâmetro em cada viga, e que atende a área mínima de aço das vigas T. Na alma da viga foram utilizados 29 estribos com diâmetro de 8,0 mm a cada 16 cm. Na mesa,

foram utilizados 45 estribos de 6,3 mm a cada 10 cm e 6 barras longitudinais de 6,3 mm, sendo 4 barras na primeira camada e 2 barras na segunda camada. Essas armaduras são utilizadas para evitar a ruptura por cisalhamento na ligação mesa-alma da peça ensaiada.

A Figura 3.5 ilustra a disposição das armaduras longitudinais e dos estribos das vigas.

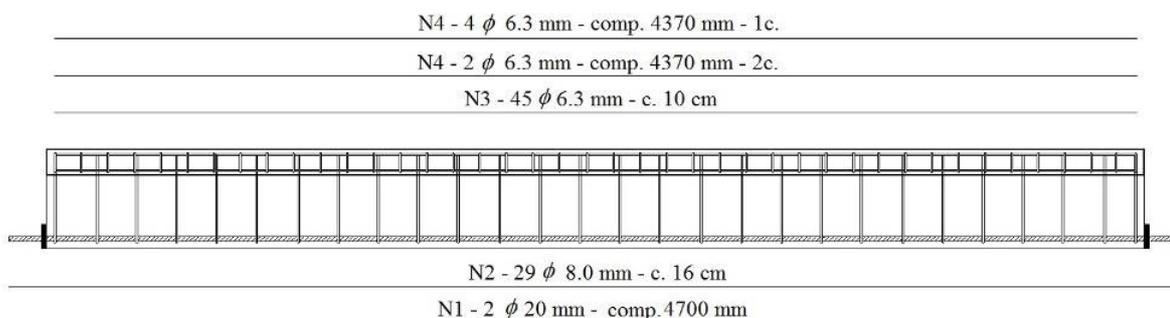


Figura 3.5 - Disposição das armaduras longitudinais e estribos das vigas

A Figura 3.6 ilustra a disposição dos estribos na seção transversal das vigas.

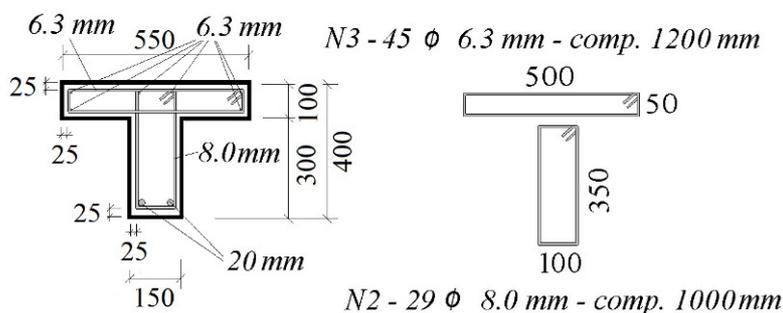


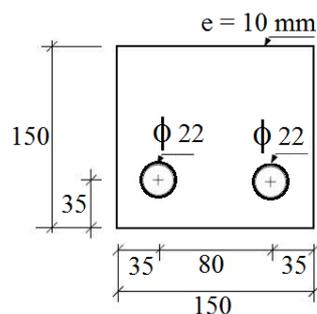
Figura 3.6 – Disposição da armadura na seção transversal das vigas

3.2.4 Detalhes do processo de ancoragem mecânica

O procedimento de ancoragem mecânica foi utilizado, de acordo com o item 9.4.5.4 da ABNT NBR 6118 (2014), para garantir que não ocorresse o deslizamento das barras longitudinais, sem a necessidade de dobrar a armadura (procedimento difícil de ser realizado para barra de 20 mm no Laboratório de Estruturas). Nesse procedimento são utilizadas chapas transversais soldadas nas barras longitudinais posicionadas nas extremidades das vigas. A Figura 3.7 ilustra uma chapa com seus furos (a) e as medidas em milímetros da chapa (b). Essa chapa metálica possui lados de 150 mm x 150 mm e espessura de 10 mm.



(a) Detalhe da chapa de aço



(b) Medidas da chapa em mm.

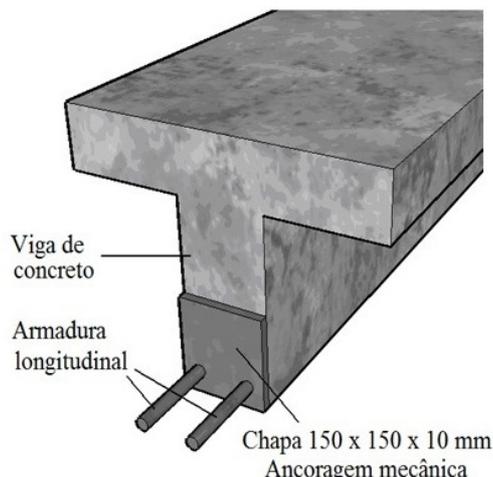
Figura 3.7 - Detalhes da peça para ancoragem (a) real e (b) medidas em mm

Esse procedimento de ancoragem apresenta resultados satisfatórios, comprovados com ensaios realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Na Figura 3.8 (a) verifica-se o processo de soldagem da ancoragem mecânica na armadura antes da concretagem da peça e, no item (b), verifica-se o posicionamento da ancoragem mecânica na peça de concreto, conforme especificado no item 9.4.7 da ABNT NBR 6118 (2014).



(a) Solda da ancoragem



(b) Detalhe da ancoragem

Figura 3.8 - Detalhe da chapa para ancoragem mecânica (a) soldagem da ancoragem e (b) Detalhe da ancoragem

A classe de agressividade ambiental, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), foi a CAA II, classe de agressividade moderada, em ambiente urbano com pequeno risco de deterioração da estrutura, em região de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, e as peças ensaiadas estarem protegidas da chuva em ambiente predominantemente seco.

3.2.5 Detalhes do carregamento e pré-carregamento das vigas

A carga sobre as vigas foi aplicada de forma incremental, com utilização de um pórtico em estrutura metálica instalado na laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. As leituras das cargas foram feitas com uma célula de carga, com capacidade de 500 kN, ligada a um mostrador digital.

A célula de carga é instalada axialmente a um atuador hidráulico com capacidade de 1000 kN. Esse atuador é acionado por uma bomba hidráulica manual da marca Enerpac. Nas séries A e B, foram realizados ensaios com carregamento estático incremental, e na série C, foi aplicado um pré-carregamento estático monotônico crescente até 70 % da média das cargas de ruptura das vigas de referência seguido de descarregamento antes da execução do reforço.

3.2.5.1 Carregamento estático

Sob pórtico de reação, visto na Figura 3.9, é instalada a viga T de concreto armado, apoiada em 4 blocos de concreto colocados sobre a laje de reação. Os apoios foram constituídos por placas metálicas com dimensões de 50 mm x 150 mm x 150 mm tendo uma barra redonda entre elas simulando uma articulação. Entre a placa inferior e o bloco de concreto existe uma placa metálica maior para distribuir a carga sobre o bloco, nivelada com gesso. Sobre a viga T são colocados apoios similares para a viga metálica de distribuição da carga que é aplicada por um atuador hidráulico, em linha com uma célula de carga, apoiado no pórtico de reação. Entre o êmbolo do atuador hidráulico e a viga de distribuição foi colocada uma rótula esférica.

Na aplicação da carga, o carregamento é incrementado de 1 em 1 kN até 5 kN, para acomodação da viga, posteriormente é carregada até atingir 10 kN, e a partir desse ponto as demais cargas são aplicadas de 10 kN em 10 kN até a ruptura da viga de concreto e (ou) o descolamento, o destacamento ou a ruptura do material compósito.



Figura 3.9 – Laje e pórtico de reação com a viga posicionada para ensaio

3.2.5.2 Pré-carregamento

As vigas submetidas à pré-carregamento seguiram o procedimento de montagem e carregamento adotado no carregamento estático, porém com as vigas ainda sem o reforço.

Inicialmente, para acomodação da viga, foram aplicadas cargas de 1 kN em 1kN até 5 kN, e a partir desse ponto a carga foi elevada até 10 kN e os demais incrementos de carga foram de 10 kN em 10 kN até atingir 70% da média da carga de ruptura das vigas de referência. Após atingir essa carga, as vigas foram descarregadas de 10 kN em 10 kN até o completo descarregamento. A Figura 3.10 mostra uma das vigas pré-carregadas.



Figura 3.10 - Viga pré-carregada - grupo C

Após o pré-carregamento, verificou-se que as fissuras das vigas foram inferiores a 0,2 mm. Conforme preconiza o ACI 440.2R (2008) não é necessária a regularização dessas aberturas na estrutura, quando inferior a 0,3 mm. Após o descarregamento, colou-se na superfície do concreto as mantas de PRF, conforme planejado. Depois de 10 dias da aplicação do reforço, tempo necessário para a cura, foi executado o ensaio conforme o esquema das vigas sem pré-carga.

3.2.6 Dimensionamento à flexão e ao cisalhamento das vigas

Neste item serão apresentadas as considerações iniciais para o cálculo à flexão e ao cisalhamento das vigas, que foi feito com os valores dos ensaios de caracterização da resistência do concreto e do aço.

3.2.6.1 Dimensionamento à flexão

O dimensionamento teórico das vigas foi realizado para que a viga se rompesse por flexão. Foi utilizada a norma ABNT NBR 6118 (2014) no estágio II, gerando vigas subarmadas com taxa de armadura de 0,63%. O valor assumido para a resistência à compressão do concreto foi de 40,6 MPa, para a tensão de escoamento do aço 555 MPa e para o módulo de elasticidade do aço 201 GPa. O cobrimento da armadura utilizado foi de 25 mm a partir da face dos estribos.

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores teóricos do cálculo da resistência à flexão da viga “T” de referência desta pesquisa e de autores da UnB, que seguiram a mesma linha de pesquisa, com as mesmas dimensões das vigas “T”.

Tabela 3.4 - Cálculo teórico da resistência à flexão da viga “T” de referência

Autor	Viga	ρ (%)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	A_s (mm ²)	d (mm)	x (mm)	x/d	M_u (kN.m)	F_u (kN)
SILVA (2014)	Referência	0,63	40,6	555	608,0	352	35,7	0,101	108,1	144,1
MANZANO (2014)	Referência	0,63	40,0	500	628,0	352	35,7	0,101	108,0	144,0
CASTRO (2005)	Referência	0,63	40,0	500	628,0	352	34,0	0,090	106,0	141,3
LIMA (2004)	Referência	0,63	40,0	555	628,3	352	32,2	0,101	106,2	141,6

3.2.7.2 Dimensionamento ao cisalhamento

Para que não ocorresse durante a realização dos ensaios, a ruptura por cisalhamento da viga, a armadura de cisalhamento foi dimensionada pelas normas ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2011), onde se induz, com esse procedimento, que a ruptura da viga ocorra por flexão pura.

Para a armadura de cisalhamento foram utilizados estribos verticais com 6,28 cm²/m (diâmetro de 8,0 mm a cada 16 cm). Adotando-se a tensão de escoamento de 500 MPa e o módulo de elasticidade de 210 GPa.

Na Tabela 3.5 são apresentados os valores de cálculo da parcela de resistência ao esforço cortante da viga, com os dados do concreto e do aço, onde V_c é a resistência ao cisalhamento do concreto, V_s é a resistência ao cisalhamento da armadura, V_u o esforço cortante último, e $F_{u,cis}$ é a carga correspondente ao esforço cortante último teórico deste trabalho, de outro autor e normas.

Tabela 3.5 - Cálculo teórico da resistência ao cisalhamento da viga “T”

NORMA	V_c (kN)	V_s (kN)	V_u (kN)	$F_{u,cis}$ (kN)
Zsutty (1968)	58,5	123,7	182,2	364
NB 1 (1978)	42,2	94,6	136,8	274
ABNT NBR 6118 (2007)	77,9	111,3	189,2	378
ACI 318 (2008)	50,0	111,0	161,0	322
ABNT NBR 6118 (2014)	78,0	99,0	177,0	354

3.3 DETALHAMENTO DO PROCESSO EXECUTIVO DAS VIGAS T

3.3.1 Propriedades do material de reforço

Na aplicação do reforço foram utilizados dois materiais colados na superfície do concreto. Ambos desenvolvidos pela *Master Builder Technologies*, e fornecidos pela BASF. Esses materiais são as mantas de fibra de carbono denominadas CF 130 (PRFC) e as mantas de

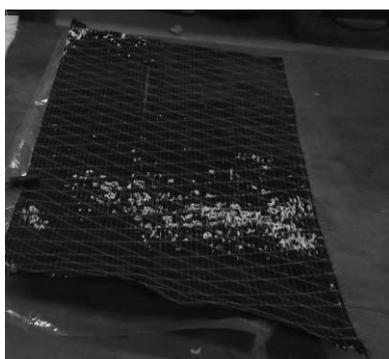
fibra de vidro denominadas EG 900 (PRFV). As características dos materiais compósitos estão detalhadas na Tabela 3.6, conforme especificação do fabricante.

Tabela 3.6 - Características dos materiais de reforço (Fabricante)

Tipo de Reforço	Especificação	Espessura (mm)	f_u (MPa)	ϵ_{fu} (kN.m)	E_f (GPa)
Mantas de fibras de carbono	CF 130	0,165	3800	17,0	227
Mantas de fibra de vidro	EG 900	0,357	1517	21,0	72

Fonte: Dados do fabricante (BASF, 2013)

Na Figura 3.11 são visualizadas as mantas de fibras de carbono (a) e as mantas de fibras de vidro (b), utilizadas no reforço com a colagem na superfície de concreto.



a) Manta de fibras de carbono (CF 130)

b) Manta de fibras de vidro (EG 900)

Figura 3.11 – Detalhe das mantas a) CF 130 e b) EG 900

Na Figura 3.12 é ilustrado em detalhe o posicionamento do material compósito colado na região inferior da seção transversal da viga.

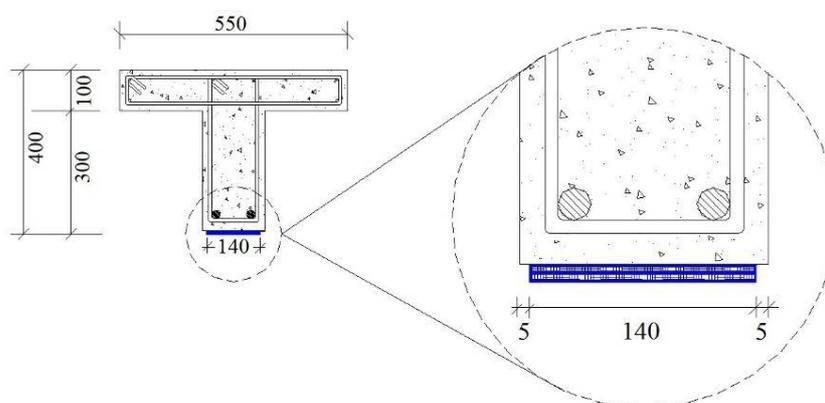


Figura 3.12 - Posicionamento do material compósito na seção transversal da viga (mm)

As fibras são coladas na superfície inferior da viga, distante 5 mm das bordas para a correta impregnação, permanecendo uma área de colagem de 140 mm, incidindo a impregnação da resina em toda a superfície das fibras. Na Figura 3.13 é mostrado, em detalhe, o posicionamento longitudinal do reforço colado, na superfície de tração da viga, e a ancoragem lateral das fibras.



Figura 3.13 - Posicionamento do material compósito longitudinalmente e ancoragem lateral nas extremidades da viga (mm)

O comprimento da ancoragem lateral foi determinado conforme a equação 2.2 (cap. 2) em função do número de camadas dos materiais compósitos colados na superfície do concreto.

3.4 INSTRUMENTAÇÕES DAS VIGAS T

3.4.1 Acompanhamento de fissuração

O acompanhamento da fissuração das vigas foi realizado com a medição de sua abertura, por fissurômetro, a partir da primeira fissura e a cada 20 kN até 80% da carga de ruptura. Com esses dados, foi elaborado um mapa de desenvolvimento das fissuras (Apêndice E), ao final da tese.

3.4.2 Controle dos deslocamentos verticais

O acompanhamento dos deslocamentos verticais foi feito em 7 pontos de medição, com defletômetros indutivos da marca HBM (*Hottinger Baldwin Messtechnik*) e defletômetros resistivos (potenciômetros) da marca Gefran, todos posicionados na parte superior da viga.

Foram utilizados defletômetros no eixo dos apoios, denominados D1 e D7, para verificar se durante a execução dos ensaios ocorreram deslocamentos significativos nesses pontos.

Os defletômetros D2 e D6 foram posicionados a 75 cm dos apoios, para o controle entre estes e os pontos de aplicação da carga, D3 e D5 sob os pontos de carga e D4 no centro da viga. Em todas as vigas ensaiadas foram monitorados os mesmos pontos. A Figura 3.14 mostra o posicionamento dos defletômetros.

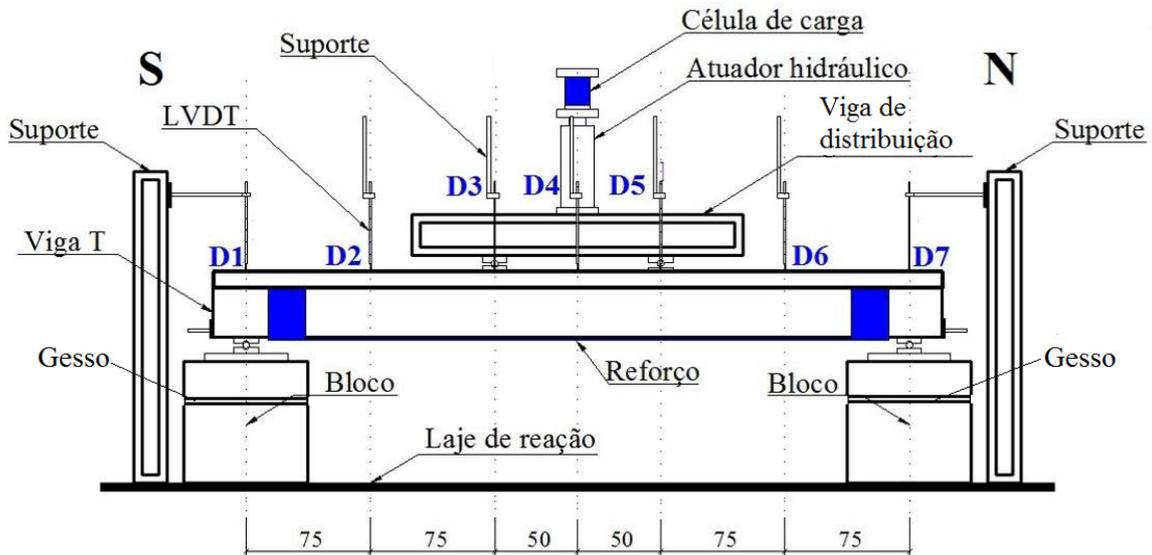


Figura 3.14 - Posicionamento dos defletômetros (cm)

3.4.3 Extensometria do aço, do concreto e do reforço.

As deformações do aço, do concreto e do reforço foram registradas por um sistema de aquisição de dados fabricado pela *HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik)*, constituído por unidades de leitura eletrônica denominadas *Spider 8* e auxiliado pelo *software* de gerenciamento dessas unidades, denominado *CatMan*. A célula de carga, os defletômetros, os extensômetros do concreto, do aço e do reforço são ligados ao *Spider 8*. Na Figura 3.15 é apresentado o sistema de aquisição de dados (*Spider 8*) utilizado nos ensaios.



Figura 3.15 - Sistema de aquisição de dados da marca *Spider 8*

3.4.3.1 Extensometria da armadura de flexão e cisalhamento

Para medir as deformações específicas nas armaduras de flexão e cisalhamento da primeira e da segunda séries de ensaios, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. do tipo PA-06-250BA-120L (F.S.= 2,11). Em cada ponto instrumentado foram colados os extensômetros ao longo das geratrizes opostas da barra de aço.

A Figura 3.16, ilustra o posicionamento de cada extensômetro elétrico de resistência colado na superfície das armaduras longitudinais. A indicação “interno” e “externo” faz referência à posição da colagem do extensômetro no lado interno e no lado mais próximo da superfície externa da viga.

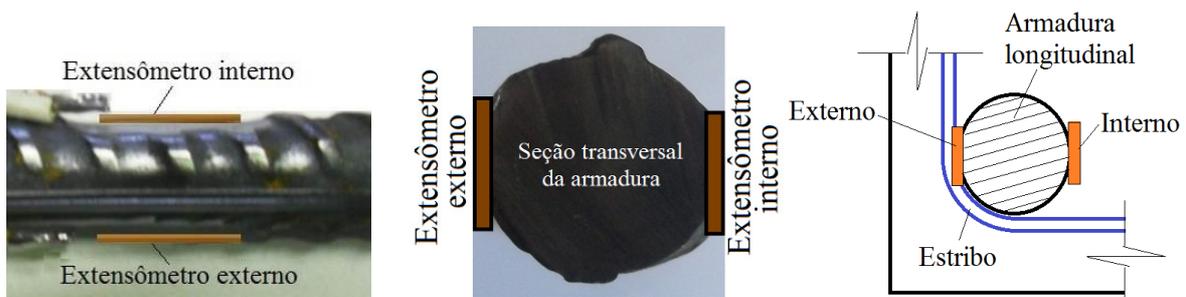


Figura 3.16 - Posicionamento do extensômetro na armadura

A nomenclatura ET (Extensômetro Transversal) especifica o posicionamento dos extensômetros na armadura de cisalhamento no centro do estribo. Na denominação dos extensômetros de flexão, EF1, EF2, EF3 e EF4, F representa Flexão e os números, o seu posicionamento ao longo da armadura. O valor adotado como resultado das medições é sempre a média das leituras dos extensômetros interno e externo de cada ponto. Detalhe do posicionamento dos extensômetros na Figura 3.17.

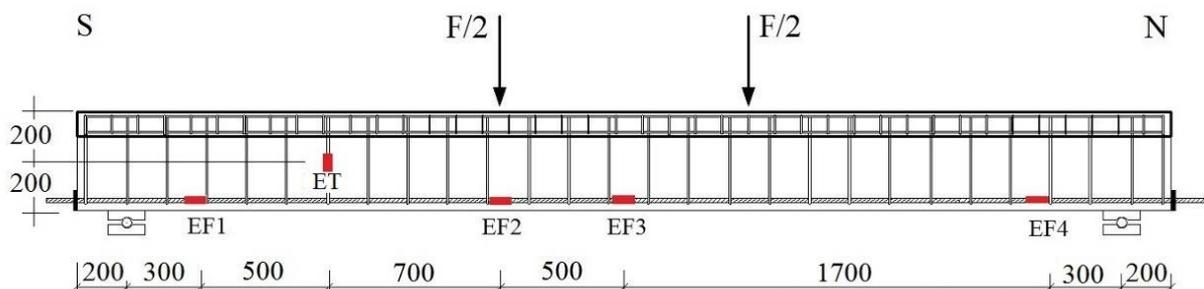


Figura 3.17 - Posicionamento dos extensômetros de resistência elétrica (mm)

A colagem e a preparação dos extensômetros obedecem a seguinte sequência: inicialmente foram eliminadas as saliências das barras na região de colagem; a seguir procedeu-se à limpeza da superfície para colagem, com álcool isopropílico; os extensômetros foram então colados com cola cianoacrilática da marca *Super Bonder*. Concluída essa etapa foi realizada a soldagem dos extensômetros aos fios ligados ao sistema de aquisição de dados.

Para evitar danos nos extensômetros no período de concretagem, foi aplicada inicialmente uma camada de resina epoxídica flexível da marca *Araldite* sobre a superfície do extensômetro. Após o período de cura (10 minutos) foi aplicada sobre essa resina uma camada de silicone neutro. Após a cura do silicone (24 horas) todo o conjunto foi envolvido com uma fita isolante de autofusão. Todas as etapas desse procedimento estão apresentadas na Figura 3.18. A seguir, a armadura foi posicionada na viga para a concretagem.



(a) Lixamento/colagem (b) Soldagem dos fios (c) Resina e silicone (d) Fita de autofusão
Figura 3.18 - Etapas de colagem dos extensômetros (a) Lixamento/colagem (b) Ligação dos fios (c) Aplicação da resina e silicone (d) Fita de autofusão

3.4.3.2 Extensometria do concreto

Nos ensaios das vigas à flexão, uma das formas de ruptura é o esmagamento do concreto da mesa. Para o monitoramento das deformações do concreto foram utilizados dois extensômetros na mesa, na seção do meio do vão, nos primeiros ensaios. Nas vigas da segunda etapa de concretagem foi utilizado mais um extensômetro no centro da mesa. A Figura 3.19 apresenta o posicionamento dos extensômetros na superfície superior da mesa.

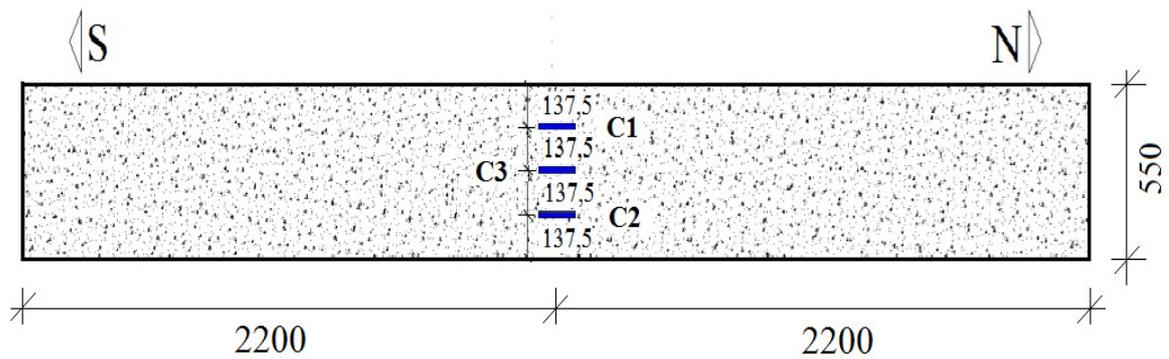


Figura 3.19 - Extensometria na mesa da viga (mm)

Os extensômetros utilizados para aferir a deformação do concreto são extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca *Excel Sensores Ind.*, do tipo PA-06-201-BA-120L (F.S.=2,14). A nomenclatura dos extensômetros utilizada foi C1, C2 e C3, onde C denomina o concreto e os números 1, 2 e 3 definem o posicionamento do extensômetro sobre a mesa da viga “T”.

A colagem ocorre após a cura completa do concreto. Antes da colagem dos extensômetros é realizado o lixamento da superfície de concreto, seguido da limpeza com álcool isopropílico.

Após a colagem do extensômetro e a soldagem dos fios de ligação a superfície do extensômetro é coberta com fita adesiva para evitar o descolamento ou a ruptura da solda que liga o extensômetro ao sistema de aquisição de dados. Na Figura 3.20 é apresentado, em relação ao posicionamento N-S, um dos extensômetros na superfície da mesa da viga.

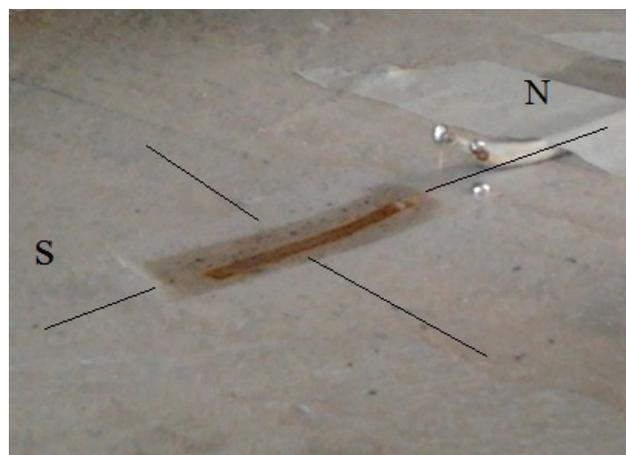


Figura 3.20 - Detalhe do extensômetro elétrico na superfície do concreto

3.4.3.3 Extensometria do reforço

Foram utilizados, para medir as deformações do reforço com PRFC e PRFV, extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca *Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda*, do tipo PA-06-250BA-120L (F.S.= 2,11).

Os extensômetros estão posicionados na região de flexão pura da viga, sob os pontos de aplicação da carga e no centro da viga. Foram denominados ER1, ER2 e ER3 (ER – Extensômetro do Reforço). A Figura 3.21 apresenta uma vista inferior da viga com o posicionamento dos extensômetros sobre a superfície do reforço.

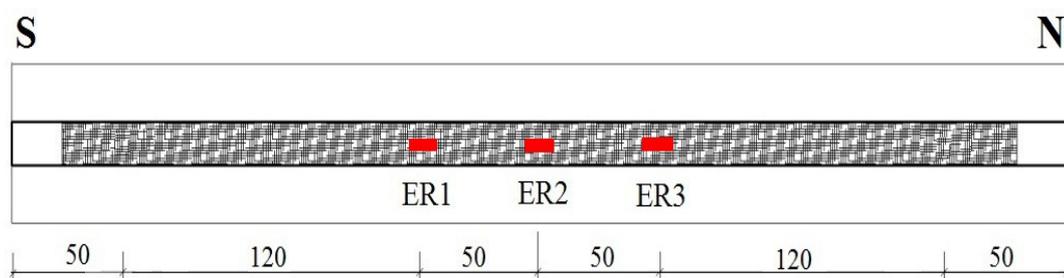


Figura 3.21 - Posicionamento dos extensômetros elétricos no reforço

A Figura 3.22 mostra um detalhe da colagem do extensômetro na face inferior da viga, sobre a superfície do reforço. O procedimento adotado foi fixação com cola tipo cianoacrilática da marca *Super Bonder* e por fim a soldagem dos fios dos extensômetros. Não foi aplicada, na superfície dos extensômetros, resina flexível da marca *Araldite*, como foi adotado nas armaduras; foi aplicada uma fita adesiva (fita crepe) para manter os fios de ligação no lugar.



Figura 3.22 - Detalhe da colagem do extensômetro no reforço

3.5 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

3.5.1 Caracterização mecânica do aço

Os ensaios de caracterização mecânica do aço foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB, na Máquina Universal de Ensaio modelo DL 30000, com capacidade de 300 kN, da marca EMIC. Os corpos de prova das armaduras foram amostras com 500 mm de comprimento. Durante a realização dos ensaios é instalado no centro do corpo de prova um extensômetro eletrônico removível EMIC modelo EE09.

Foram ensaiadas nove amostras de armaduras, sendo três amostras com diâmetros de 6,3 mm, três amostras com diâmetro de 8 mm e três amostras com diâmetro de 20 mm. Esses ensaios seguiram as prescrições estabelecidas na ABNT NBR 6892 (2002), determinando-se para cada amostra: tensão de escoamento (f_y), tensão de ruptura (f_u), deformação específica de escoamento (ϵ_y) e módulo de elasticidade (E_s).

As imagens do ensaio são visualizadas na Figura 3.23.

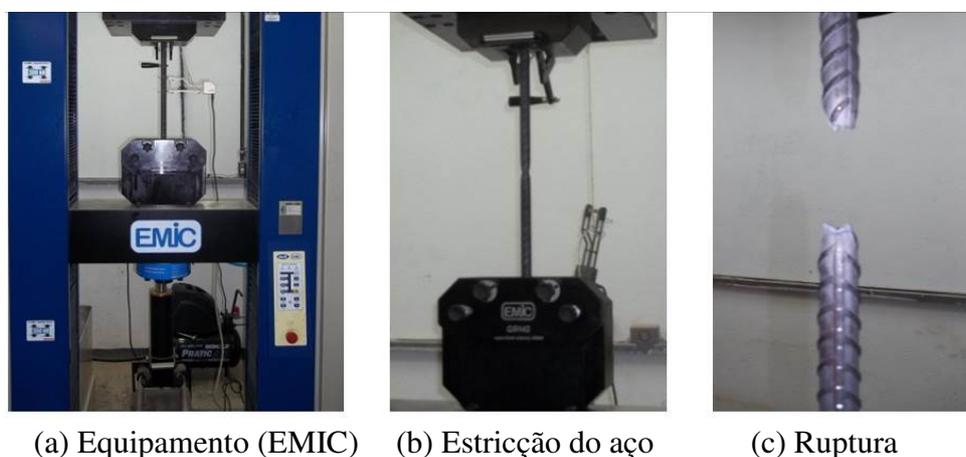


Figura 3.23 - Ensaio de caracterização mecânica do aço: (a) Equipamento (EMIC), (b) Estricção do aço e (c) Ruptura da barra de 20 mm

3.5.2 Caracterização mecânica do concreto

Os ensaios de caracterização mecânica dos corpos de prova de concreto foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e no Laboratório de Estruturas da Universidade de

Brasília. Foram preparados 45 moldes de corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm.

A caracterização mecânica seguiu as seguintes normas: ABNT NBR 5738 (2003) – Procedimento de moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto, ABNT NBR 5739 (2007) – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, ABNT NBR 7222 (1994) – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, ABNT NBR 7223 (1992) – Abatimento do tronco de cone e ABNT NBR 8522 (2008) – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva de tensão - deformação.

Na Figura 3.24 são apresentados os seguintes ensaios: (a) compressão, realizado na prensa Dinateste do LEM; (b) tração por compressão diametral e (c) determinação do módulo de elasticidade.

O resultado do ensaio do módulo de elasticidade do concreto da primeira etapa de concretagem foi inferior ao valor esperado. Para a ratificação dos resultados foram realizados dois ensaios de módulo em locais distintos (Laboratório de Ensaio de Materiais e Laboratório de Estruturas da UnB).

Verifica-se que os resultados foram concordantes e que o módulo de elasticidade do concreto, na prensa do Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) foi 25,4 GPa e na prensa do Laboratório de Estruturas (Labest) foi 25,2 GPa.

Verifica-se que os valores acima foram inferiores ao especificado pela norma ABNT NBR 6118 (2014), item 8.2.8, que seria $E_c = 30$ GPa. Possivelmente, esses valores ocorrem em função do tipo de agregado ou do cimento utilizado pela fornecedora do concreto. Na Figura 3.24 (c) é visualizado o primeiro ensaio, realizado na prensa Dinateste do LEM, e o segundo ensaio, na prensa do Labest.



(a) Compressão (b) Compressão diametral (c) Módulo de elasticidade

Figura 3.24 - Ensaio de caracterização mecânica do concreto: (a) Compressão; (b) Compressão diametral e (c) Módulo de elasticidade

Na Tabela 3.7 é mostrada a composição do concreto fornecido pela empresa CONCRECON - Concreto e Construções Ltda, para as duas séries de concretagem.

Tabela 3.7 - Quantidade de material empregado por m³ de concreto nas vigas T

Materiais	Quantidade
Cimento (CP V- ARI)	488 kg
Sílica	31 kg
Agregado miúdo (Quartzo)	706 kg
Agregado graúdo (Quartzo - brita 0)	975 kg
Água	227 kg
Aditivo MIRA RT 67	4,0 kg
Relação a/c	0,45

3.5.3 Caracterização mecânica dos compósitos

A caracterização dos sistemas compósitos estruturados com mantas de fibras de carbono e mantas de fibras de vidro é necessária para a análise do reforço. Foram utilizadas as mantas de fibras de carbono *CF 130* doadas pela empresa BASF, com sede na capital de São Paulo, no Brasil, junto com as resinas poliméricas. As mantas de fibras de vidro *EG 900*

foram adquiridas, com recursos do Conselho Nacional de Pesquisas (CNPq), na cidade de Cauca, na Colômbia. Os dois tipos de mantas de fibras, para reforço estrutural são produzidos pela *BASF Construction Chemicals*.

Os procedimentos de ensaio para caracterização, de acordo com as recomendações do ACI 440.2R (2008), seguiram a norma ASTM 3039 (2008) – Resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação máxima e adaptações da BS EN ISO 527-5 (2009) – Plásticos, determinação das propriedades de tração.

Foram confeccionados trinta corpos de prova, com 15 amostras de mantas de fibra de carbono e 15 amostras de mantas de fibras de vidro. Em cada caso 2 corpos de prova foram utilizados para ajustes do equipamento de ensaio.

Foram coladas nas extremidades dos corpos de prova quatro chapas de aço, com medidas de 3 mm x 40 mm x 56 mm, com cola tipo cianoacrilática da marca *Super Bonder*. Na Figura 3.26 são apresentadas as medidas adotadas para os corpos de prova com a impregnação da resina e a colagem das chapas de aço na amostra.

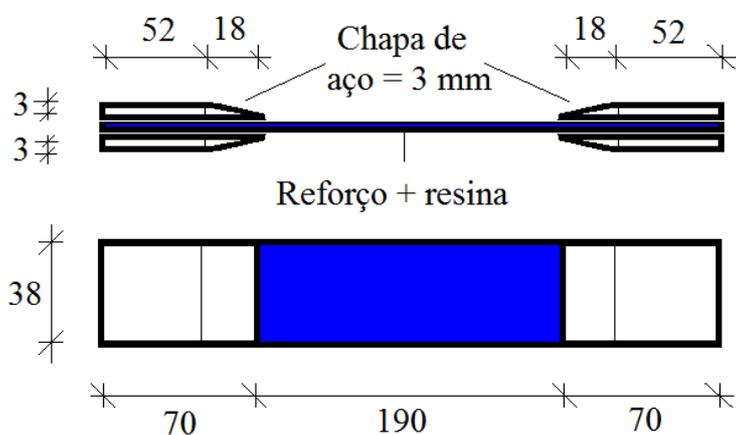


Figura 3.25 – Detalhe do corpo de prova com mantas de PRF (mm)

Na Figura 3.26 é ilustrada a preparação dos corpos de prova, a impregnação da resina e a colagem das chapas de aço na amostra.

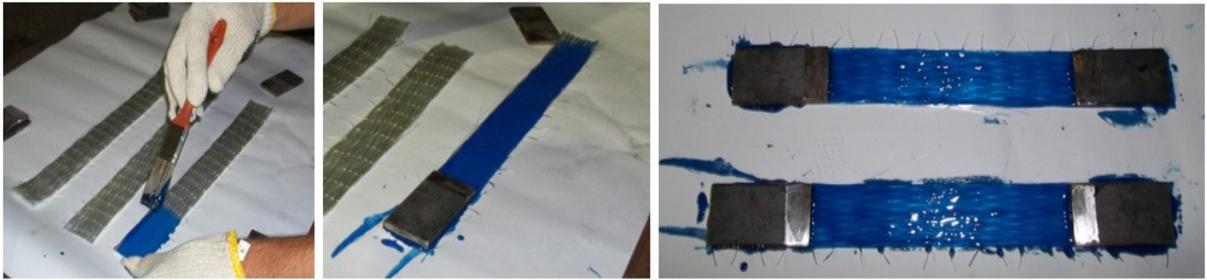


Figura 3.26 – Aplicação do *Saturant* na preparação dos corpos de prova do PRF

Os ensaios de tração nos PRFC e PRFV foram realizados na máquina universal de ensaios da marca EMIC DL 30000, com capacidade de 300 kN, no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília.

Na realização do ensaio foi aplicada uma carga de tração, com controle de deslocamento na velocidade de 2 mm/min até a ruptura das fibras. Os dados de carga e deformação foram registrados com a célula de carga na máquina de ensaios e de um extensômetro elétrico removível com adaptador (Figura 3.27) desenvolvido pelo Prof. Dr. Yosiaki Nagato (Chefe do Laboratório de Estruturas da UnB) para leitura das deformações nos corpos de prova de PRFC e PRFV que tinham largura de 32 mm.

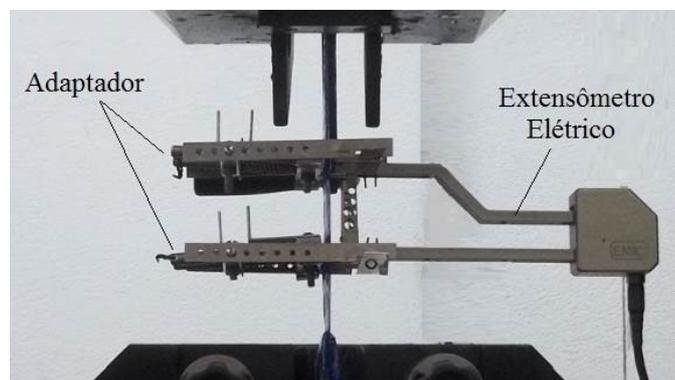


Figura 3.27 – Detalhe do extensômetro e do adaptador para leitura

Os corpos de prova de PRFC e PRFV foram instalados na máquina de ensaios EMIC DL 30000 de modo a manter o alinhamento com o eixo da máquina. Foi conectado o extensômetro elétrico com o adaptador e o extensômetro foi ligado ao sistema de aquisição de dados do equipamento.

Conforme determinação da ASTM 3039 (2008), o módulo de elasticidade dos compósitos foi determinado para um trecho de variação de deformações específicas de 1‰ a 3‰. Na

execução do ensaio foi retirado o extensômetro elétrico ao atingir cerca de 80% da carga de ruptura prevista para a amostra. Retirado o extensômetro, o ensaio segue até a ruptura do corpo de prova. A Figura 3.28 ilustra as fases do ensaio do PRFV e o momento de ruptura do corpo de prova.



Figura 3.28 - Ensaios de caracterização do PRFV

Na Figura 3.29 são ilustrados os corpos de prova de PRFC e PRFV após a ruptura.

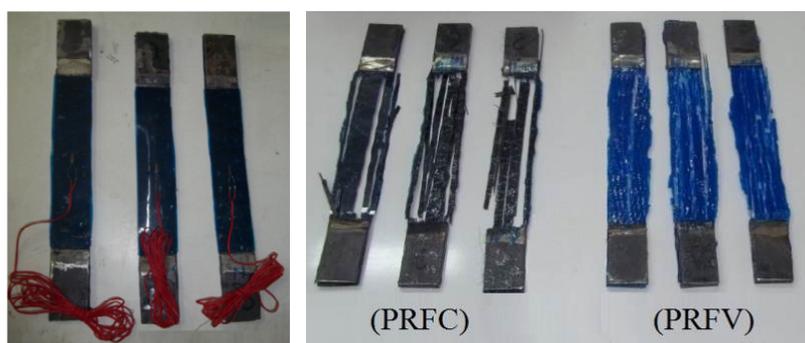


Figura 3.29 – Aspecto dos corpos de prova antes e após a ruptura (PRFC e PRFV)

3.5.4 Processo de concretagem e cura das vigas

No processo de concretagem das vigas foram utilizadas formas metálicas, com chapa de espessura de 3 mm. Essas peças foram montadas, pintadas e reforçadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília (Detalhes das formas no Apêndice B).

Na preparação das formas, todas as aberturas das peças foram vedadas com utilização de silicone neutro. Na etapa de preparação da armadura, foram instalados os extensômetros nas barras de tração e de cisalhamento, conforme detalhes na Figura 3.30. (Detalhes de todas as armaduras no Apêndice C).



Figura 3.30 - Preparação das armaduras de tração

Após as etapas anteriores as armaduras foram posicionadas dentro das formas e dispostas para concretagem, conforme mostra a Figura 3.31.



Figura 3.31 - Preparação das formas e armaduras para concretagem

As vigas foram concretadas em duas etapas, denominadas primeira série e segunda série. O concreto, fornecido pela Empresa CONCRECON, do tipo concreto usinado bombeado, tem especificação de resistência mecânica à compressão nominal aos 28 dias de 40 MPa.

O abatimento do tronco de cone previsto foi de 10 ± 2 cm, para que o concreto tivesse uma trabalhabilidade satisfatória. Na Figura 3.32 são visualizados o ensaio de tronco de cone para o recebimento do concreto e a moldagem dos corpos de prova.



Figura 3.32 - Ensaio do tronco de cone e moldagem dos corpos de prova

As vigas foram concretadas, vibradas e regularizadas. Após 10 horas do início da concretagem, foram realizados os procedimentos para a cura das vigas e dos corpos de prova: foi espargido grande volume de água sobre as vigas e colocadas mantas de algodão úmido sobre a superfície de concreto exposta; foi espargida água a cada três horas, nos primeiros dois dias, e duas vezes por dia nos cinco dias seguintes.

As mantas de algodão foram colocadas sobre as vigas e os corpos de prova, e posteriormente, foi posicionada uma lona plástica sobre toda a superfície de concreto para reter a umidade e diminuir a evaporação da água. Tem-se na Figura 3.33 a ilustração do início da concretagem das vigas da primeira série.



Figura 3.33 - Concretagem e vibração do concreto

Na Figura 3.34 é visualizada a regularização das vigas de concreto, após a execução da concretagem de todas as peças.



Figura 3.34 - Regularização da peça

3.5.5 Preparação das vigas e aplicação dos PRF

A técnica utilizada no reforço das vigas é a aplicação de PRF com CSC. O procedimento e a colagem desses materiais compósitos seguem o prescrito pela BASF, fabricante dos materiais. Para a execução desta etapa, adota-se o seguinte procedimento: o concreto deverá estar curado, isento de partículas soltas, sem contaminação de óleos, graxas, agentes desmoldantes ou cura química e totalmente seco; a limpeza do substrato foi realizada por meios mecânicos, com o objetivo de obter a total eliminação das impurezas e contaminações superficiais do concreto.

Foi utilizada uma lixadeira elétrica, e as arestas da viga foram biseladas na lateral de ancoragem (para evitar a concentração de tensões) e foram retiradas as irregularidades da superfície do concreto.

Na Figura 3.35 são ilustradas as etapas de preparação da superfície: (a) lixamento de toda a superfície que entrará em contato com a resina; (b) aplicação do preparador de superfície denominado *MBrace Primer* na superfície inferior da viga (c) idem, no local de ancoragem, garantindo a impregnação completa do produto sobre a superfície e preenchendo todas as porosidades do concreto.

De acordo com o fabricante, a superfície tratada com *MBrace Primer* deve ser coberta com *Saturant*, até, no máximo, 48 horas após sua aplicação, para assegurar uma completa aderência. Caso seja excedido este período, é recomendável lixar a superfície e aplicar uma nova camada de *MBrace Primer*.

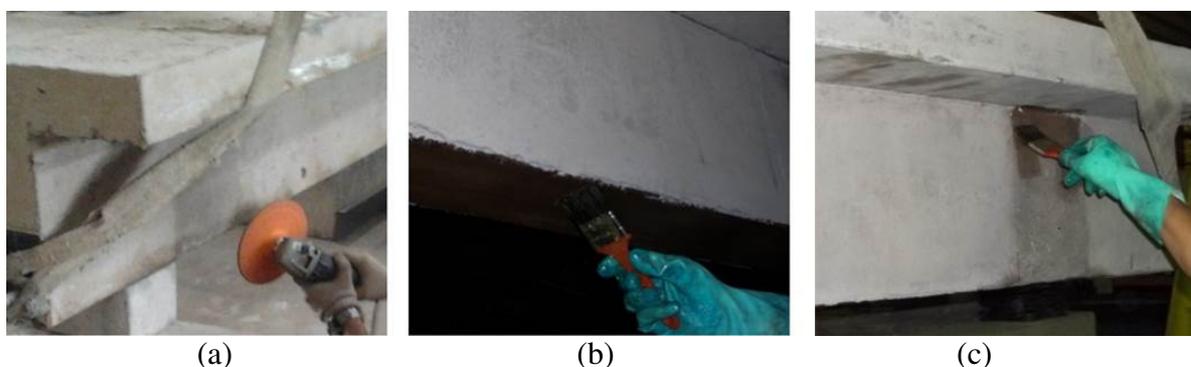


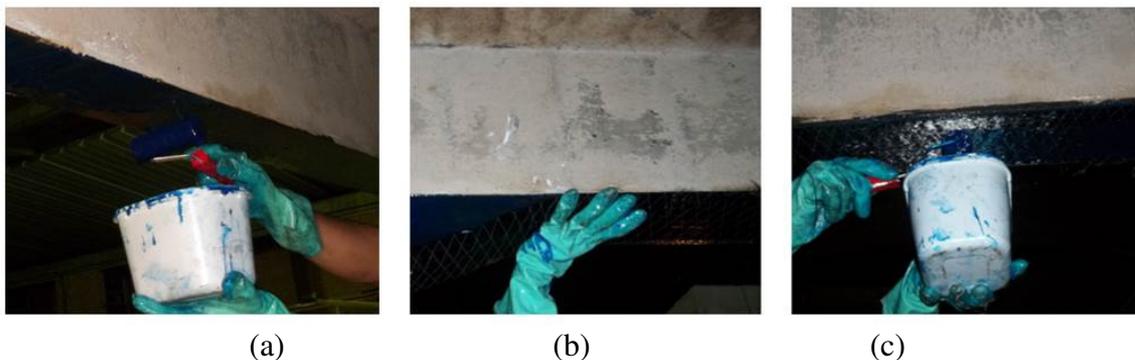
Figura 3.35 - Preparação da superfície (a) Lixamento, (b) Impregnação do *Primer* na face inferior da viga e (c) Impregnação do *Primer* na região de ancoragem da viga.

No caso de a superfície do concreto estar irregular, é aplicado o *MBrace Putty* (Massa reparadora de defeitos na superfície), que é uma argamassa bi-componente aplicada com desempenadeira para nivelar a superfície. Nas vigas ensaiadas, como a superfície das formas era metálica não houve necessidade de regularização de toda a superfície, sendo utilizada apenas em pequenos pontos onde ocorreram vazios de concretagem.

Concluída essa etapa, os dois componentes da resina saturante são colocados em um recipiente e preparados em um misturador mecânico, relação de 1:3 da mistura, descrita nas especificações do fabricante. Após a preparação da superfície do concreto e a mistura dos componentes, a colagem do reforço segue as etapas descritas abaixo:

Na 1ª etapa, ilustrada na Figura 3.35 (a), é aplicada a primeira camada de *MBrace Saturant* (Resina epóxi bi-componente), que é distribuída em toda a superfície inferior do concreto utilizando um rolo, para receber a aplicação da manta de fibras.

Na 2ª etapa, ilustrada na Figura 3.35 (b), é aplicado o *MBrace CF 130* (Manta de fibras de carbono) sobre o *MBrace Saturant* ainda fresco, pressionando com um rolo até atingir a impregnação perfeita das fibras com o saturante. Aguarda-se 30 minutos para a aplicação da segunda camada de *MBrace Saturant*, ilustrada na Figura 3.35 (c).



Aplicação da resina Colagem da manta Aplicação da 2ª camada

Figura 3.36 - Processo de colagem da manta de fibra de carbono

Na 3ª etapa é aplicada a segunda camada de *MBrace Saturant*, utilizando um rolo, sobre a manta de fibras de carbono já instalada na viga. No caso de mais camadas de reforço, foram repetidas essas três etapas. Na Figura 3.37 é ilustrada a aplicação do *MBrace EG*

900 (Manta de fibras de vidro) seguindo os mesmos procedimentos adotados para as mantas de fibras de carbono.



(a) Aplicação da manta (b) Impregnação com rolo (c) Aplicação do saturante

Figura 3.37 - Processo de colagem da manta de fibra de vidro

Concluídas as etapas de colagem das fibras na superfície inferior da viga, são coladas nas extremidades laterais as ancoragens em formato de U, com a utilização de mantas de fibras de carbono. Seguem-se as etapas anteriores, com uma última camada de *MBrace Saturant* para consolidar a ligação das mantas de fibras de carbono. Na Figura 3.38 é ilustrado o processo de ancoragem do reforço com manta de fibras de carbono.



Figura 3.38 - Processo de ancoragem do reforço com PRFC

3.5.6 Realização dos ensaios das vigas

Após a aplicação e o período de cura (10 dias) dos compósitos, foram realizados os ensaios das vigas. A Viga “T” de concreto armado, com peso de 10 kN, foi posicionada com auxílio de ponte rolante. A instrumentação na primeira etapa seguiu o procedimento adotado nos ensaios de Castro (2005) e Manzano (2012). Após a primeira fase de ensaios, decidiu-se posicionar os defletômetros na parte superior da viga, para facilitar o ajuste do curso dos defletômetros frente à magnitude das flechas da viga.

Nos ensaios é realizada a aplicação de força em dois pontos simétricos para gerar a região de flexão pura, conforme descrito no item 3.2.1.

Na Figura 3.39 tem-se a ilustração do esquema de ensaio, com a viga em concreto armado apoiada sobre os blocos e esses sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Vê-se ainda o pórtico de reação e, entre ele e a viga T, a célula de carga em linha com o atuador hidráulico, a rótula esférica e a viga de distribuição de carga. A Figura 3.39 e a Figura 3.40 ilustram os detalhes da viga VA2 CV, antes e após a realização do ensaio. Essa viga rompeu por descolamento do reforço.

Ressalta-se que os ensaios são com controle de carga, não com controle de deslocamento, o que não permite definir com clareza a carga última.



Figura 3.39 – Esquema de ensaio das vigas T

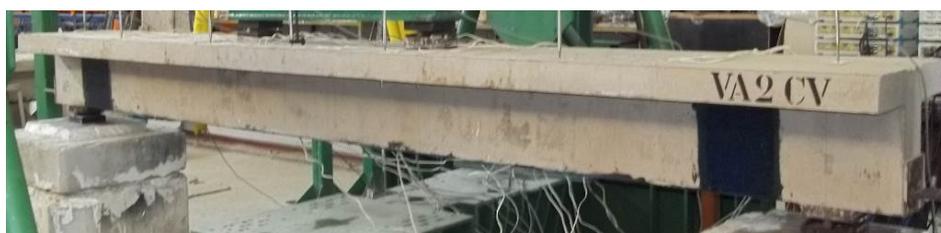


Figura 3.40 - Viga VA2 CV antes do ensaio



Figura 3.41 - Viga VA2 CV após a ruptura por descolamento do reforço

Na Figura 3.42 é visualizado o detalhe da ruptura por descolamento do reforço da viga.



Figura 3.42 – Detalhe da ruptura por descolamento do reforço da viga VA2 CV

As Figuras 3.42 e 3.43 ilustram o detalhe da viga VA3 VV, antes e após a realização do ensaio. Verifica-se a ruptura por destacamento.



Figura 3.43 – Viga VA3 VV antes do ensaio



Figura 3.44 - Viga VA3 VV após a ruptura por destacamento do cobrimento

Na Figura 3.44 é visualizado o detalhe da ruptura por destacamento do cobrimento.



Figura 3.45 - Detalhe da ruptura por destacamento do cobrimento

Após a conclusão dos ensaios dos grupos A, B e C, as fissuras foram remarcadas, as vigas foram fotografadas e todas as peças foram posteriormente descartadas.

4 RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do aço, do concreto e do reforço dos ensaios das 14 vigas “T” de concreto armado. Os ensaios serão apresentados por grupos especificados como A, B e C. Na sequência serão apresentadas as cargas e os modos de ruptura, as deformações nas armaduras de flexão e de cisalhamento, na superfície do concreto e no reforço, as deflexões e as fissuras.

4.2 MATERIAIS

4.2.1 Aço

As bitolas de aço utilizadas para a armadura de cisalhamento foram de 6,3 mm e 8 mm, e para a armadura de flexão foi de 20 mm. De cada uma das bitolas foram retiradas aleatoriamente três amostras de 500 mm de comprimento. As amostras do aço foram ensaiadas à tração na máquina EMIC DL 30000, e as deformações medidas com extensômetro elétrico removível EMIC. Os ensaios seguiram as prescrições da NBR 6892 (2013) e foi adotado o termo CP 1, CP 2 e CP 3 para os corpos de prova ensaiados. As Figuras 4.1 a 4.3 apresentam os diagramas tensão - deformação dos ensaios à tração das amostras de aço de 6,3 mm, 8 mm e 20 mm, com trecho inicial (até 10 ‰) ampliado.

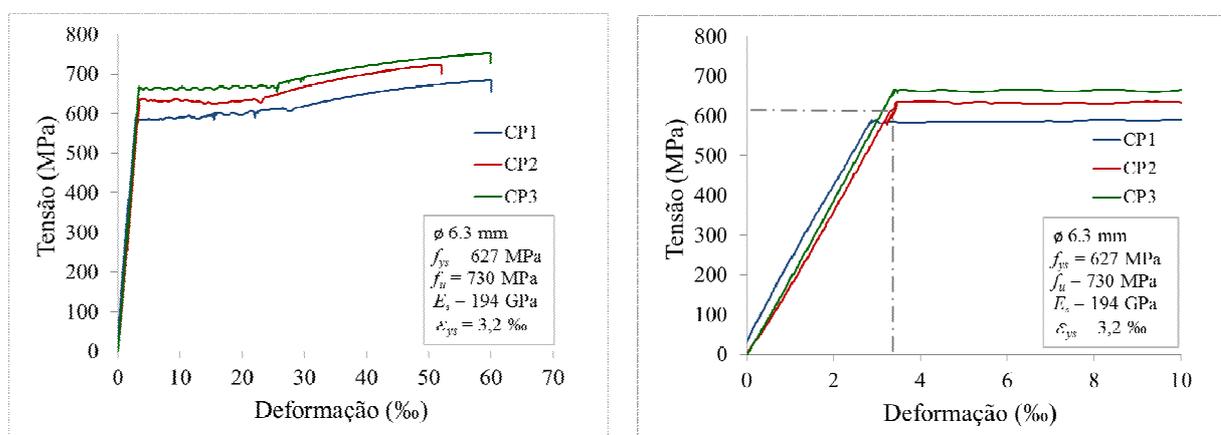


Figura 4.1– Curvas tensão - deformação das armaduras de cisalhamento de 6,3 mm

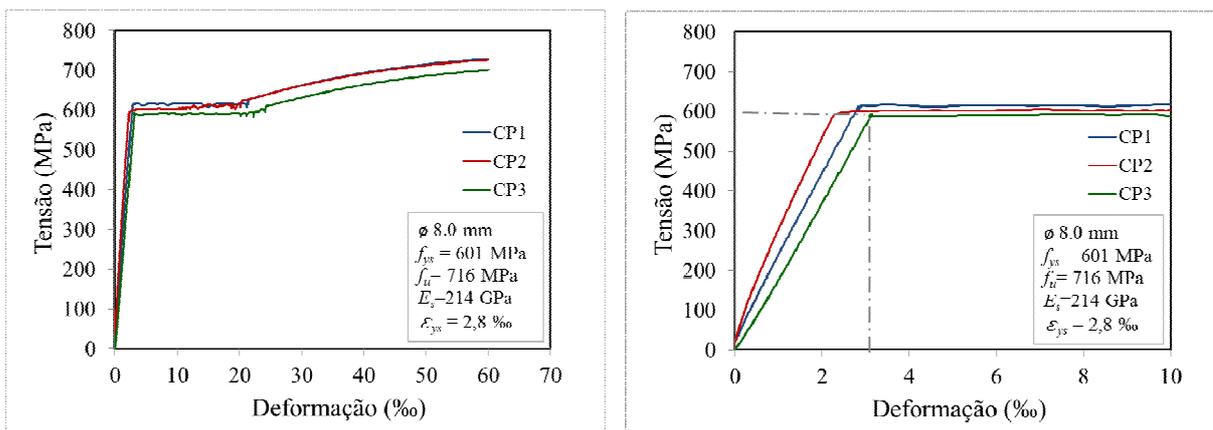


Figura 4.2 – Curvas tensão - deformação das armaduras de cisalhamento de 8 mm

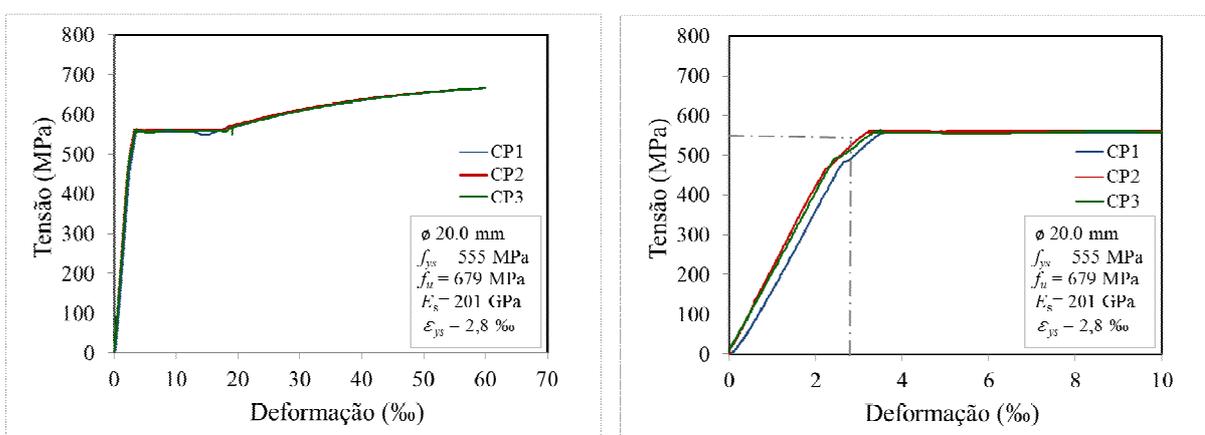


Figura 4.3 – Curvas tensão - deformação das armaduras de flexão de 20 mm

Os valores das tensões de escoamento do aço, f_y , e de ruptura, f_u , a deformação ϵ_y e o módulo de elasticidade, E_s , obtidos desses ensaios estão transcritos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades da armadura de aço

Diâmetro (mm)		f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	Tipo de armadura
Nominal	Efetivo					
6,3	6,3	627	3,2	730	194	Cisalhamento
8	7,9	601	2,8	716	214	Cisalhamento
20	19,9	555	2,8	679	201	Flexão

Aço fabricado pela empresa Belgo Mineira.

4.2.2 Concreto

O concreto do tipo convencional utilizado na confecção das vigas foi fornecido por central de concreto da empresa CONCRECON, sendo especificada uma resistência à compressão

nominal f_c de 40 MPa e abatimento de 10 ± 2 cm. Na ocasião do recebimento do concreto, o abatimento foi medido utilizando as recomendações da norma ABNT NBR NM 67 (1998).

Para determinação das propriedades mecânicas do concreto foram realizados três procedimentos: os ensaios de compressão simples de acordo com a ABNT NBR 5739 (2007); a resistência à tração por compressão diametral, utilizando a ABNT NBR 7222 (2010) e o módulo de elasticidade longitudinal, com utilização da ABNT NBR 8522 (2008). Foram utilizados corpos de prova cilíndricos, de dimensões de 100 mm x 200 mm, com a caracterização realizada na semana dos ensaios das vigas.

Nas caracterizações do concreto, para cada semana de ensaio, foram separados seis corpos de prova, sendo três utilizados para o ensaio de compressão simples e três corpos de prova para o ensaio de compressão diametral.

Nas duas séries de concretagem foram realizados dois ensaios do módulo de elasticidade, com seis corpos de prova em cada ensaio. Os ensaios foram realizados em duas prensas diferentes, a prensa do Laboratório de Ensaio de Materiais e a prensa do Laboratório de Estruturas da UnB. Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade do concreto. A tabela foi utilizada para comparar os resultados encontrados com o especificado na ABNT NBR 6118 (2014).

A equação 4.1 é utilizada para determinação da resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$), as equações 4.2, 4.3 e 4.4 foram utilizadas para verificar a resistência à tração inferior, superior e média, respectivamente, e a equação 4.5 para o cálculo do módulo de elasticidade (E_c) do concreto utilizado nas vigas, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014).

$$f_{ct,sp} = \frac{f_{ctm}}{0,9} \text{ (MPa)}, \quad 4.1$$

onde:

$$f_{ct,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad 4.2$$

$$f_{ct,sup} = 1,3 f_{ctm} \quad 4.3$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ckj}^{2/3} \quad 4.4$$

onde:

f_{ckj} – Resistência característica à compressão do concreto aos j dias (MPa);

f_{ctm} – Resistência média à tração direta do concreto (MPa);

$f_{ct,inf}$ – Resistência inferior à tração direta do concreto (MPa);

$f_{ct,sup}$ – Resistência superior à tração direta do concreto (MPa).

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ckj}}, \quad 4.5$$

onde:

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ckj} – Resistência à compressão do concreto em j dias.

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do concreto utilizado nas vigas

Grupo	Viga	$f_{c,m exp}$ (MPa)	$f_{ct,m exp}$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa) NBR 6118 (2014)			$E_c exp$ (GPa)	$E_{cs} teórico$ (GPa) NBR 6118 (2014)
				$f_{ct,inf teórico}$	$f_{ct,m teórico}$	$f_{ct,sup teórico}$		
A	VR1 RF	44,9	3,7	2,7	3,8	4,9	25,4	31,9
	VA1 CC	45,2	3,7	2,7	3,8	4,9		32,0
	VA2 CV	46,3	3,7	2,7	3,9	5,0		32,4
	VA3 VV	49,4	3,6	2,8	4,0	5,3		33,5
	VA4 VC	46,3	3,7	2,7	3,9	5,0		32,4
B	VB1 CCC	46,3	3,7	2,7	3,9	5,0	25,2	32,4
	VB2 CVV	46,3	3,7	2,7	3,9	5,0		32,4
	VB3 VVV	49,4	3,8	2,8	4,0	5,3		33,5
	VB4 VCC	49,4	3,8	2,8	4,0	5,3		33,5
C	VR2 RF	40,6	4,0	2,5	3,5	4,6	30,8	30,3
	VC1 CC	41,7	3,2	2,5	3,6	4,7		30,7
	VC2 CV	41,6	3,7	2,5	3,6	4,7		30,7
	VC3 VV	41,0	2,7	2,5	3,6	4,6		30,5
	VC4 VC	42,2	2,9	2,5	3,6	4,7		30,9

4.2.3 Reforço

Foram realizados ensaios de tração direta nas mantas de fibras de carbono e mantas de fibras de vidro. Foram utilizadas como referência as normas ASTM 3039 (2008) e a BS EN ISO 527-5 (2009). Foram utilizados 30 corpos de prova com dimensões de 38 mm x

330 mm, confeccionados com o corte de tiras de mantas que foram depois impregnadas com *Saturant* e coladas nas extremidades das chapas metálicas, para evitar danos ao compósito pelas garras da prensa de ensaio. As amostras foram ensaiadas à tração na máquina EMIC DL 30000 e as deformações medidas com extensômetro elétrico removível. Na Figura 4.4, vê-se o gráfico tensão - deformação dos PRFC e PRFV.

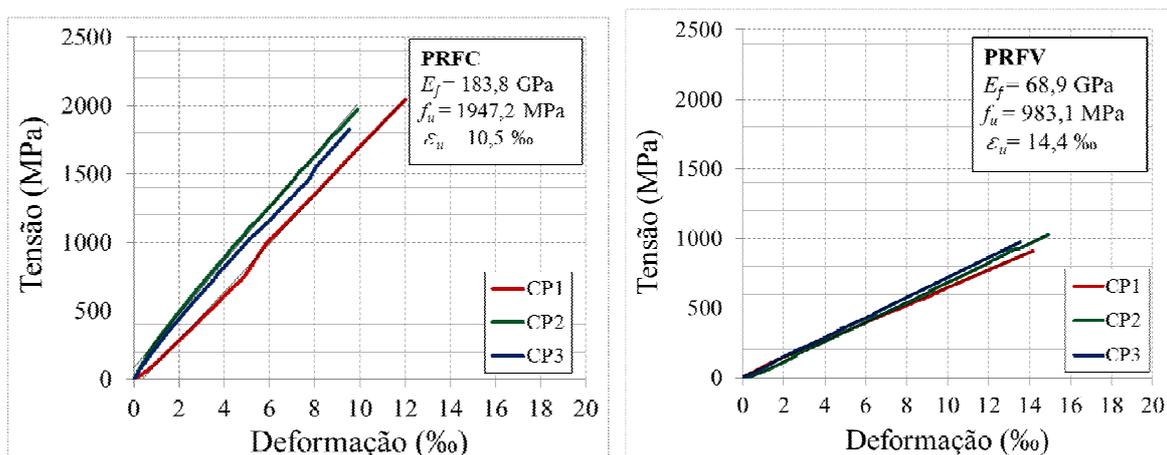


Figura 4.4 – Gráfico tensão - deformação dos PRFC e PRFV

Na Tabela 4.3 é apresentado um resumo com a média das propriedades físicas e mecânicas das fibras obtidos nos ensaios realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais da Universidade de Brasília.

Tabela 4.3 - Propriedades dos compósitos utilizados no reforço

Características	Ensaio	
	Carbono CF 130	Vidro EG 900
Resistência à tração (MPa)	1947,2	983,1
Módulo de elasticidade (GPa)	183,8	68,9
Deformação última (‰)	10,5	14,4
Peso por área (kg/m ²)	0,33	0,89

Os dados de ensaio dos PRFC e PRFV consideram as mantas de fibra envolvidas na resina polimérica trabalhando em conjunto, conforme preconiza a norma ASTM 3039 (2008). As espessuras das fibras adotadas nos cálculos do reforço foram os valores nominais especificados pelo fabricante de 0,165 mm para as fibras de carbono e de 0,357 mm para as fibras de vidro.

4.3 CARGAS E MODOS DE RUPTURA DAS VIGAS

As vigas dos grupos A, B e C foram ensaiadas com carregamento aplicado por etapas, até que se atingisse a ruptura. A carga considerada como a de ruptura foi a máxima leitura realizada no momento da ruptura da viga. Os valores dessas cargas variaram de 158,3 kN a 198,6 kN. Foram verificados três tipos de ruptura governantes nos ensaios: deformação plástica excessiva das armaduras de flexão, descolamento do reforço e destacamento do cobrimento.

4.3.1 Grupo A – Vigas VR1, VA1, VA2, VA3 e VA4

No grupo A, tem-se a viga de referência da primeira concretagem e as vigas com duas camadas de reforço, variando o tipo e o posicionamento das fibras no caso de reforço híbrido. Verifica-se que a carga de ruptura da viga de referência VR1 RF, que rompeu com deformação plástica excessiva da armadura de flexão, foi de 159,6 kN. Vista da ruptura da peça na Figura 4.5.

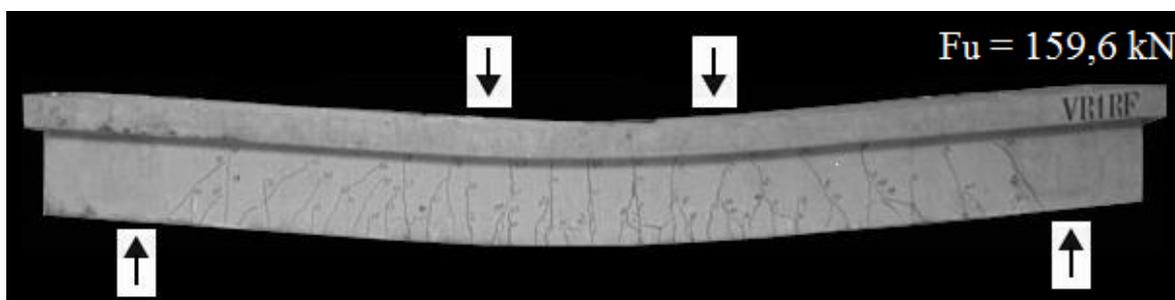


Figura 4.5 – Viga VR1 RF após a ruptura

Nas vigas reforçadas do Grupo A, tendo a primeira camada com mantas de fibras de carbono, a ruptura ocorreu devido ao descolamento do reforço.

Esse modo de ruptura foi causado pela perda da ação composta entre o concreto e o reforço. O concreto não consegue absorver as tensões interfaciais e o reforço mantém aderida somente uma fina camada de concreto. Esse processo é incrementado pela propagação da descolagem localizada, produzida pelas fissuras de flexão da viga. Na Figura 4.6 é ilustrada a viga VA1 CC, cuja carga de ruptura foi de 188,2 kN.

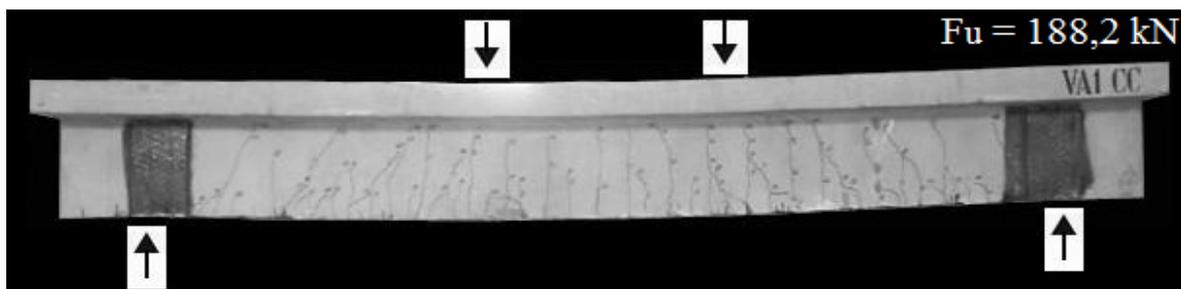


Figura 4.6 – Viga VA1 CC após a ruptura

Na viga VA2 CV a carga de ruptura foi de 184,0 kN. Verifica-se nessa viga a ocorrência da ruptura por descolamento do reforço. Detalhe da viga ilustrado na Figura 4.7.

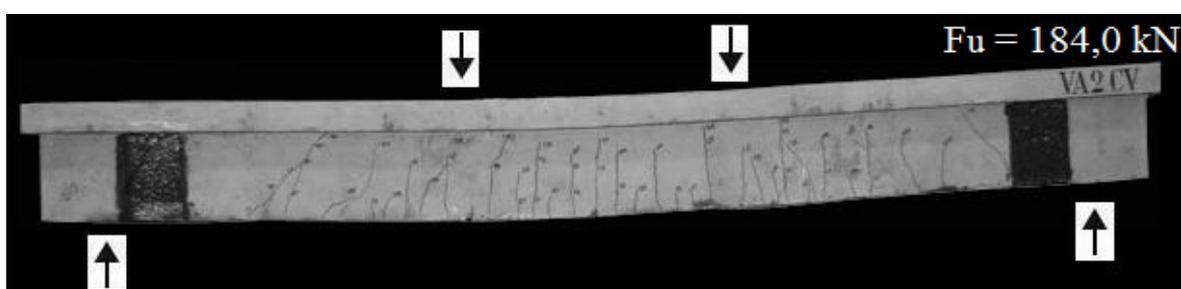


Figura 4.7 – Viga VA2 CV após a ruptura

Nas vigas com camadas iniciais com colagem de mantas de fibras de vidro, verifica-se a ocorrência de ruptura por destacamento do reforço. Detalhe do destacamento, próximo ao apoio norte, da viga VA3 VV, pode ser visualizado na Figura 4.8 e a carga de ruptura nessa viga foi de 185,8 kN.

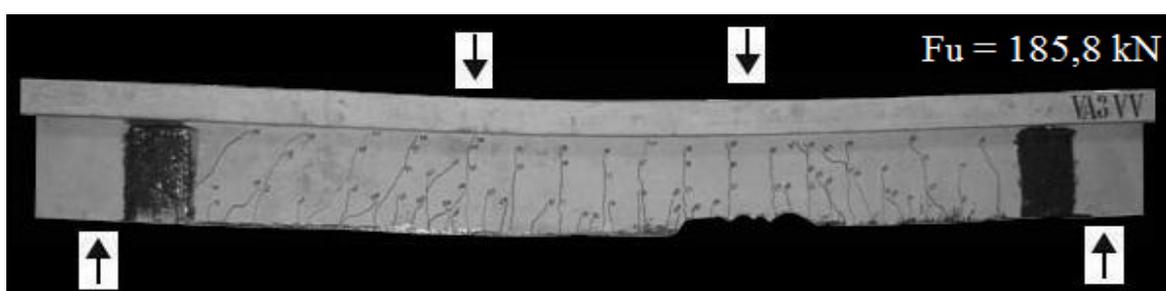


Figura 4.8 – Viga VA3 VV após a ruptura

Na viga VA4 VC, a carga de ruptura foi de 192,0 kN, com ruptura por destacamento do reforço, detalhes da viga ilustrados na Figura 4.9.

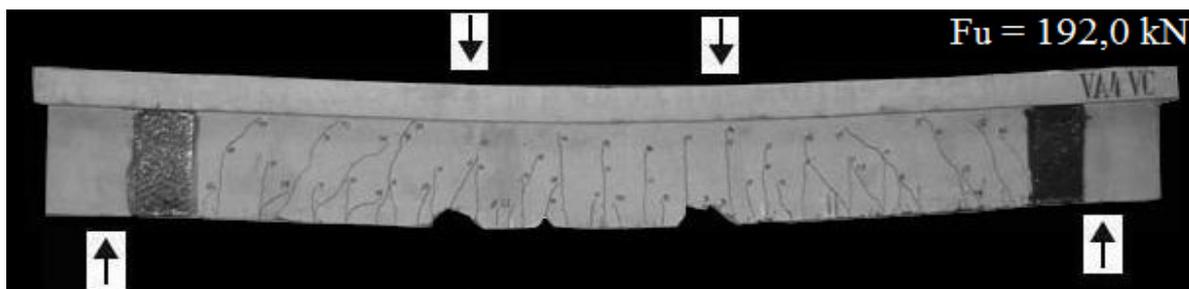


Figura 4.9 – Viga VA4 VC após a ruptura

As vigas do grupo A apresentaram um comportamento padrão de fissuração. As fissuras surgiram na zona central da viga, seguidas de fissuras nos vãos entre as cargas e os apoios com o aumento de carga. A Tabela 4.4 apresenta os resultados experimentais das vigas do grupo A. Os deslocamentos últimos das vigas com a primeira camada com fibras de carbono foram menores do que os das vigas com a primeira camada com fibras de vidro, indicando uma maior rigidez das vigas com a primeira camada com PRFC, em função do maior módulo de elasticidade das fibras de carbono.

Tabela 4.4 – Resultados experimentais das vigas do grupo A

Vigas	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_f (PRFC)	E_f (PRFC)	f_f (PRFV)	E_f (PRFV)	δ_u (mm)	$F_{u, exp}$ (kN)
VR1 RF	44,9	25,4	555	201	1947,2	183,8	983,1	68,9	42,0	159,6
VA1 CC	45,2								40,6	188,2
VA2 CV	46,3								41,0	184,0
VA3 VV	49,4								62,6	185,8
VA4 VC	46,3								42,6	192,0

4.3.2 Grupo B – Vigas VB1, VB2, VB3 e VB4

No grupo B, têm-se as vigas com três camadas de reforço, alternando o posicionamento das mantas de fibras da primeira camada entre carbono e vidro. Verifica-se que a carga de ruptura da viga VB1 CCC foi de 180,5 kN. A viga rompeu devido ao descolamento do reforço em função de o concreto não absorver as tensões interfaciais, com o reforço mantendo aderida somente uma fina camada de concreto. Vista da peça após a ruptura na Figura 4.10.

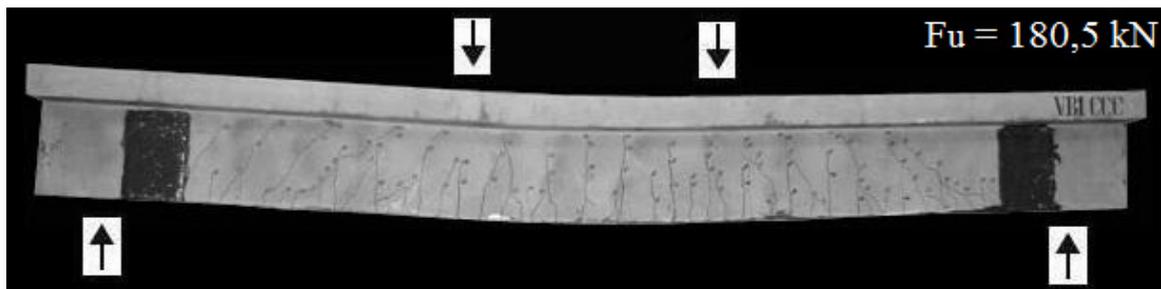


Figura 4.10 – Viga VB1 CCC após a ruptura

A viga VB2 CVV apresentou uma carga de ruptura de 174,8 kN, com modo de ruptura, semelhante ao das vigas do grupo A, por descolamento do reforço que se iniciou perto do apoio esquerdo do vão, progredindo em direção ao meio da viga. O modo de ruptura da viga VB2 CVV, detalhes da viga ilustrados na Figura 4.11.

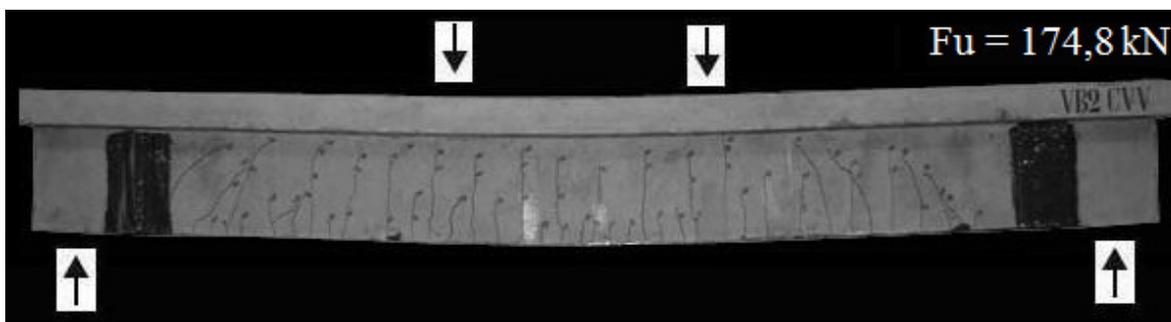


Figura 4.11 – Viga VB2 CVV após a ruptura

Nas vigas com a primeira camada colada com manta de fibras de vidro verifica-se a ocorrência de ruptura por destacamento do reforço. Na Figura 4.12 é visualizada a viga VB3 VVV e a carga de ruptura foi de 198,5 kN.

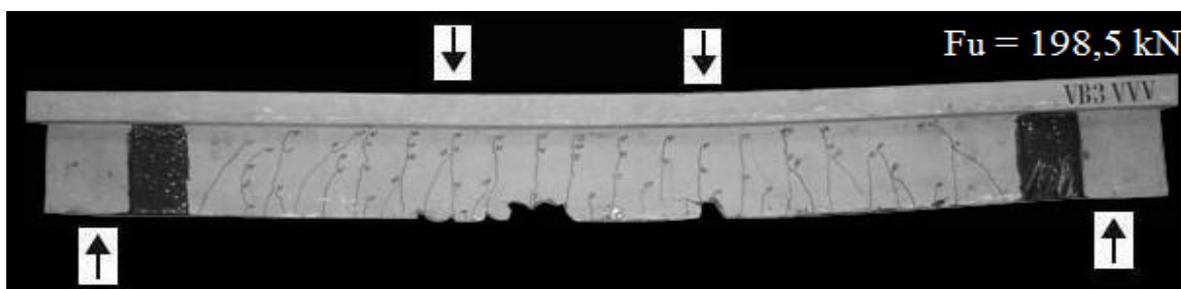


Figura 4.12 – Viga VB3 VVV após a ruptura

Na viga VB4 VCC, com a aproximação da carga de ruptura, observou-se no ponto de aplicação de carga do lado norte o surgimento de fissuras horizontais próximas ao reforço,

produzindo o destacamento do cobrimento e descolamento do reforço, detalhe ilustrado na Figura 4.13.

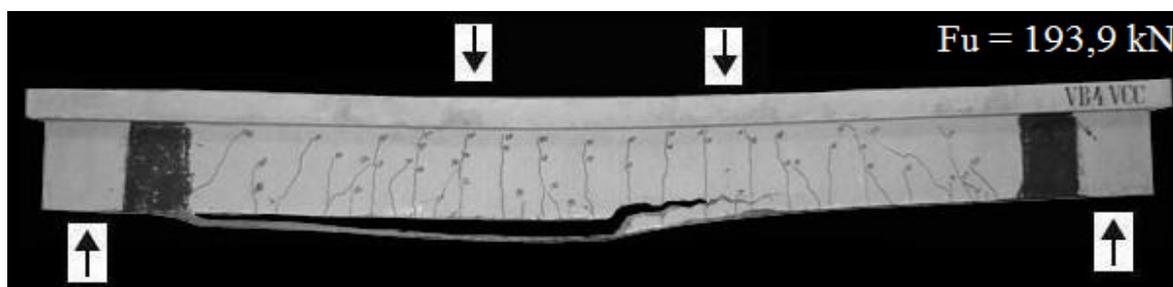


Figura 4.13 – Viga VB4 VCC após a ruptura

As vigas do grupo B apresentaram um comportamento padrão de fissuração. Verifica-se que as fissuras surgiram na zona central da viga, seguidas de fissuras nos vãos entre as cargas e os apoios com o aumento de carga. A Tabela 4.5 apresenta os resultados experimentais das vigas do grupo B, com os deslocamentos das vigas seguindo deslocamentos semelhantes aos das vigas do grupo A.

Tabela 4.5 – Resultados experimentais das vigas do grupo B

Vigas	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_f (PRFC)	E_f (PRFC)	f_f (PRFV)	E_f (PRFV)	δ_u (mm)	$F_{u, exp}$ (kN)
VR1 VR	44,9	25,4	555	201	1947,2	183,8	983,1	68,9	42,0	159,6
VB1 CCC	46,3								29,2	180,5
VB2 CVV	46,3								31,7	174,8
VB3 VVV	49,4								43,8	198,5
VB4 VCC	49,4								40,3	193,9

4.3.3 Grupo C – Vigas VR2, VC1, VC2, VC3 e VC4

No grupo C, têm-se a viga de referência da segunda concretagem, (VR2 RF) e as vigas com duas camadas de PRF aplicadas após o pré-carregamento com 111 kN (70% da média da carga de ruptura das vigas de referência) seguido de descarregamento total. As mantas foram coladas como reforço simples ou como reforço híbrido.

Na viga VC3 VV a carga de ruptura foi de 180,3 kN, com ruptura por descolamento do reforço. A viga é ilustrada na Figura 4.17.

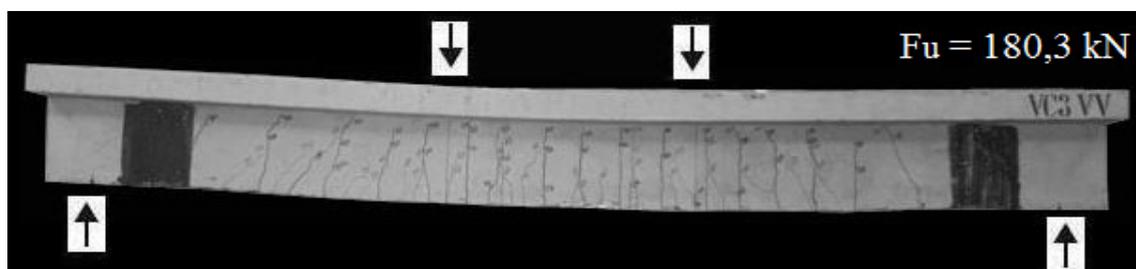


Figura 4.17 – Viga VC3 VV após a ruptura

Na viga VC4 VC a carga de ruptura foi de 192,1 kN, com ruptura por destacamento do concreto. O destacamento pode ser visualizado na Figura 4.18.

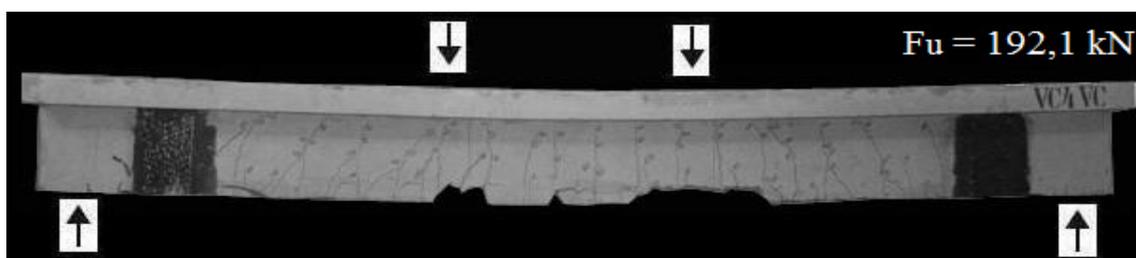


Figura 4.18 – Viga VC4 VC após a ruptura

As vigas do grupo C apresentaram um comportamento padrão de fissuração semelhante entre si e entre os outros dois grupos. Verifica-se que as fissuras surgiram na zona central da viga, seguidas de fissuras nos vãos entre as cargas e os apoios com o aumento de carga. A Tabela 4.6 apresenta os resultados experimentais das vigas do grupo C, com os deslocamentos das vigas seguindo o padrão das vigas dos grupos A e B.

Tabela 4.6 – Resultados experimentais das vigas do grupo C

Vigas	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_f (PRFC)	E_f (PRFC)	f_f (PRFV)	E_f (PRFV)	δ_u (mm)	$F_{u, exp}$ (kN)
VR2 RF	40,6	30,8	555	201	1947,2	183,8	983,1	68,9	42,0	158,3
VC1 CC	41,7								35,3	192,3
VC2 CV	41,6								36,2	188,7
VC3 VV	41,0								40,6	180,3
VC4 VC	42,2								41,7	192,1

4.4 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO

As deformações das armaduras de flexão foram monitoradas com a utilização de extensômetros elétricos de resistência, posicionados em quatro pontos, denominados EF1, EF2, EF3 e EF4, onde EF1 e EF4 são os extensômetros das extremidades, o extensômetro EF2 sob o ponto de carga Sul da viga e o extensômetro EF3 no meio do vão. Os extensômetros das extremidades foram colocados para medir um possível aumento de deformação na armadura de flexão próximo aos apoios provocado pela propagação de uma fissura diagonal devido à força cortante até a face inferior da viga.

Para todas as vigas ensaiadas, observou-se que as deformações máximas na armadura de flexão ocorreram no meio do vão. Cabe salientar que, em alguns pontos de medição, houve perda de um dos extensômetros, não sendo possível fazer a média aritmética dos resultados, conforme descrito no item 3.4.3.1. Decidiu-se, então, adotar o valor registrado em apenas um dos extensômetros como valor de deformação no ponto.

4.4.1 – Vigas VR1, VA1, VA2, VA3 e VA4

Nas Figuras 4.19 a 4.23 são apresentados os gráficos carga-deformação específica das armaduras de flexão das vigas do Grupo A. Os extensômetros no centro da viga (EF3) captaram, em geral, maiores deformações do que a carga (EF2). Em alguns casos, houve a inversão desse fato. Isso ocorre possivelmente em função de o extensômetro EF2 está posicionado próximo ao apoio fixo da viga, causando maior tensão à armadura longitudinal e conseqüentemente solicitando mais essa região da armadura.

As vigas VR1 RF e VR2 RF apresentaram, no estado limite último, uma deformação plástica excessiva da armadura de flexão, com as forças máximas de 159,6 kN e 158,3 kN, respectivamente. Os ensaios foram paralisados quando não foi mais possível incrementar o carregamento.

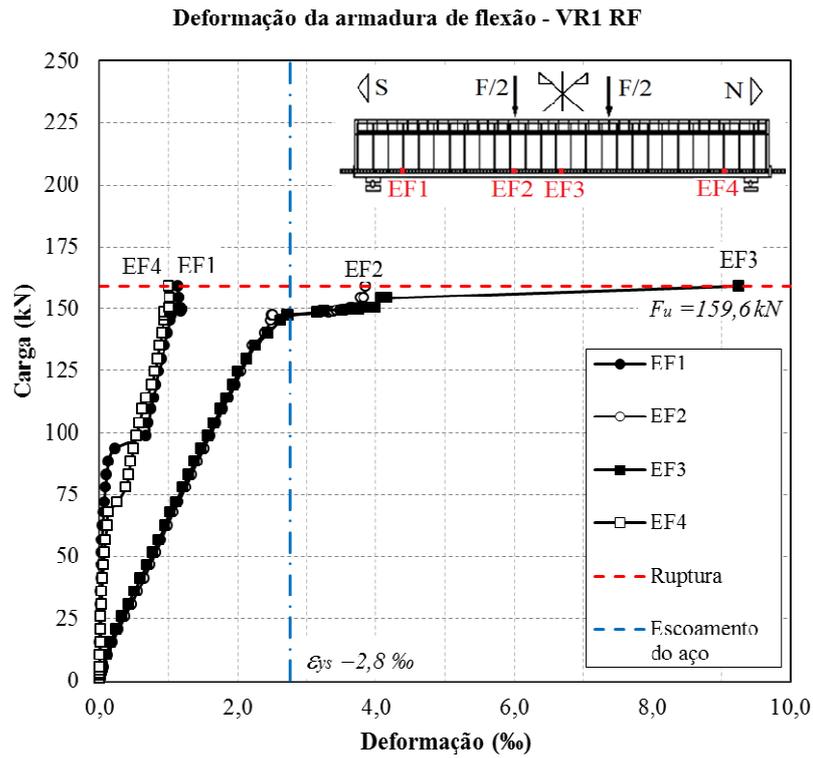


Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VR1 RF

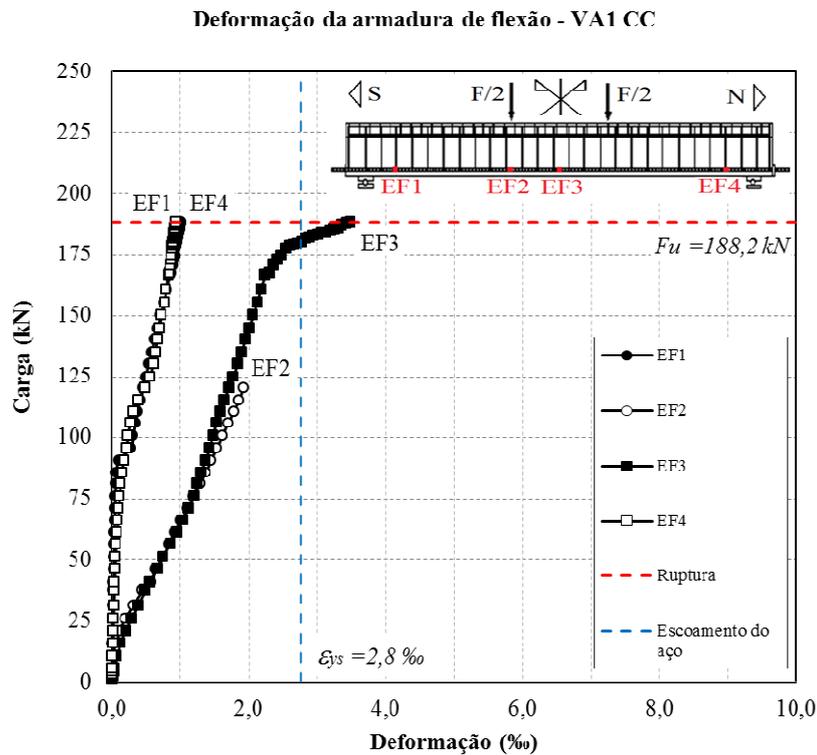


Figura 4.20 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA1 CC

Deformação da armadura de flexão - VA2 CV

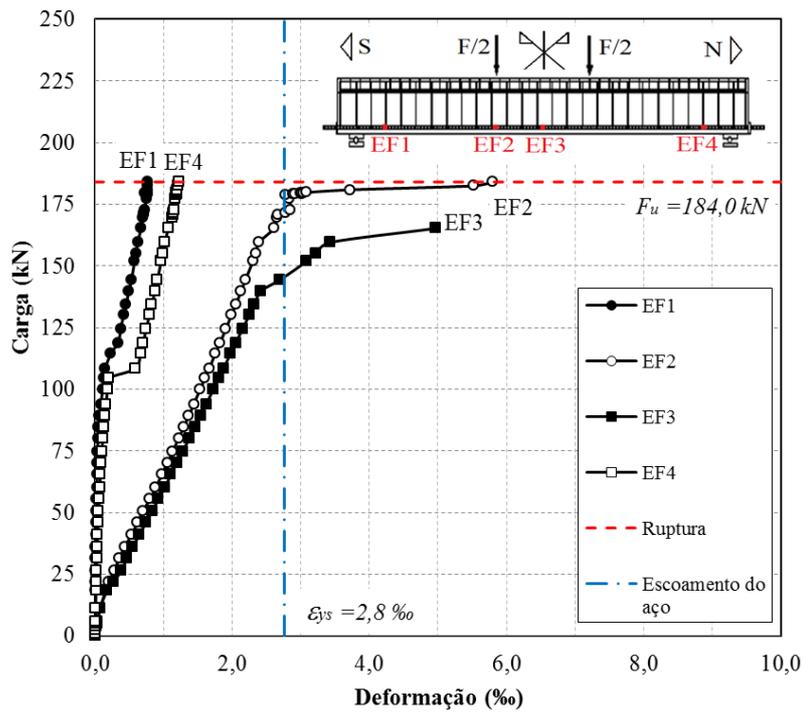


Figura 4.21 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA2 CV

Deformação da armadura de flexão - VA3 VV

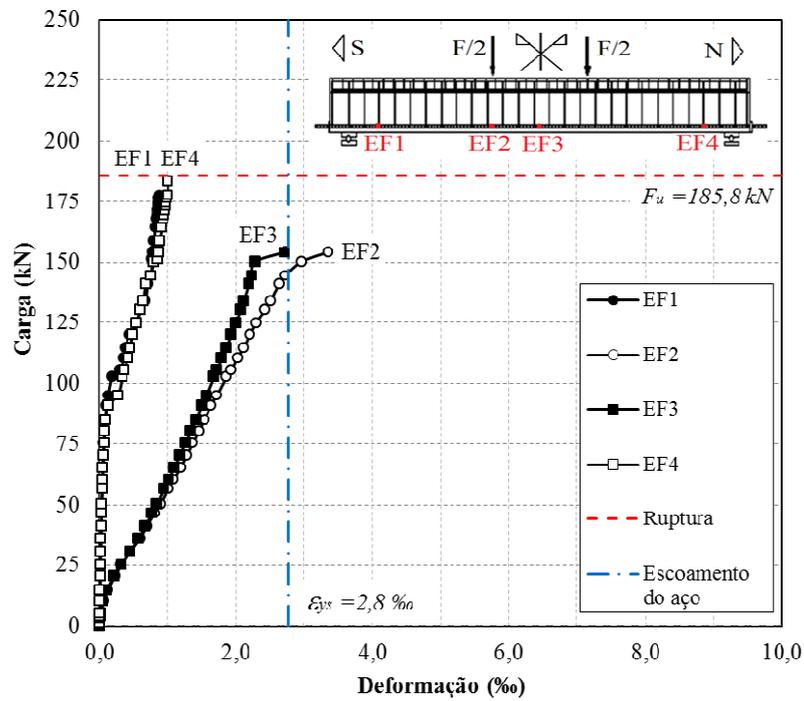


Figura 4.22 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA3 VV

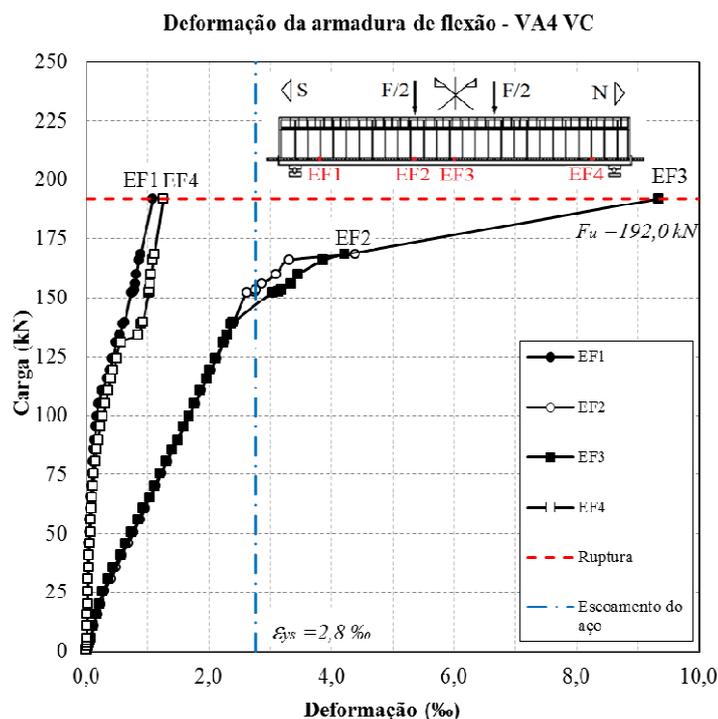


Figura 4.23 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VA4 VC

Os extensômetros posicionados nas extremidades (EF1 e EF4) não sofreram deformações superiores à do escoamento do aço, mas fornecem uma indicação da carga correspondente à fissuração diagonal próxima aos apoios provocada pela força cortante, em torno de 100 kN. As maiores deformações registradas na armadura de flexão ocorreram na viga de referência, com valor de 9,2 ‰ e na viga VA4 VC, de 9,3 ‰, ambos no extensômetro EF3 no meio do vão.

As deformações nas armaduras de flexão foram superiores nas regiões do extensômetro (EF2) e no centro da viga no extensômetro (EF3), região que apresenta maior intensidade de carregamento. A deformação dessa região ultrapassa ao de escoamento do aço, de 2,8 ‰, com exceção da viga VA3 VV, onde o funcionamento do extensômetro foi até 2,7 ‰, deixando de funcionar antes de se atingir a carga última.

Observou-se que ocorreu aumento mais significativo das deformações para cargas superiores a 150 kN. A partir desse ponto as deformações foram superiores a deformação de escoamento do aço.

4.4.2 Vigas VB1, VB2, VB3 e VB4

Nas Figuras 4.24 a 4.27 são apresentados os gráficos carga-deformação específica da armadura de flexão das vigas do grupo B.

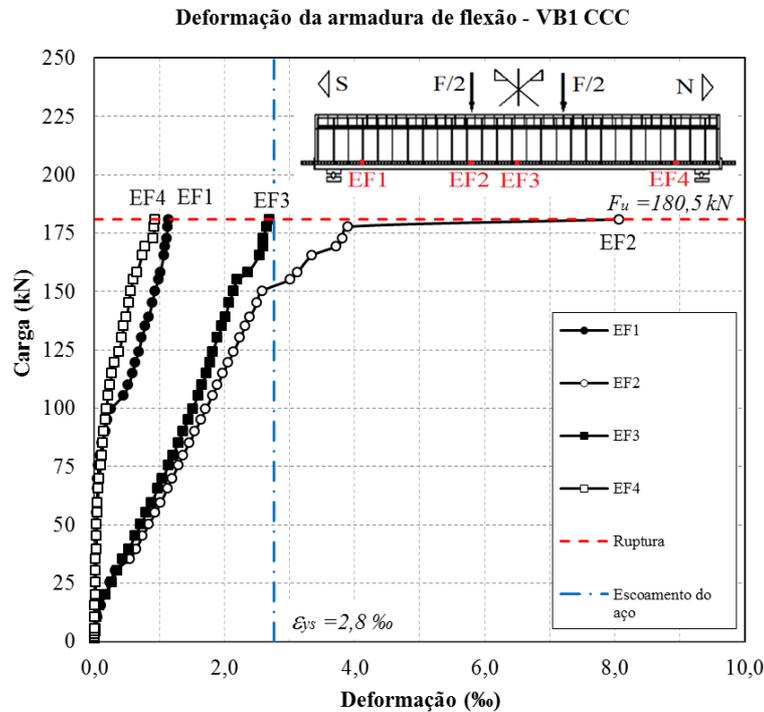


Figura 4.24 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB1 CCC

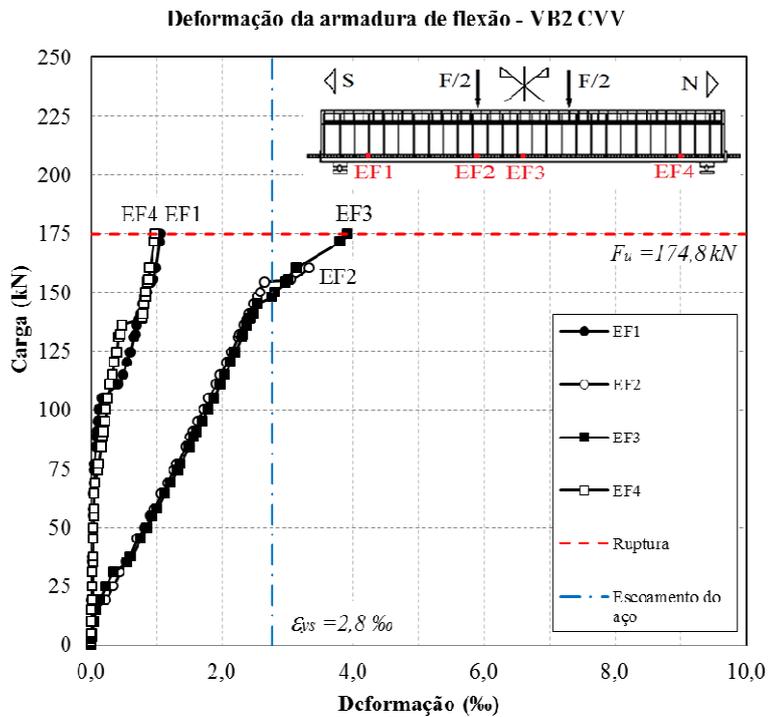


Figura 4.25 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB2 CVV

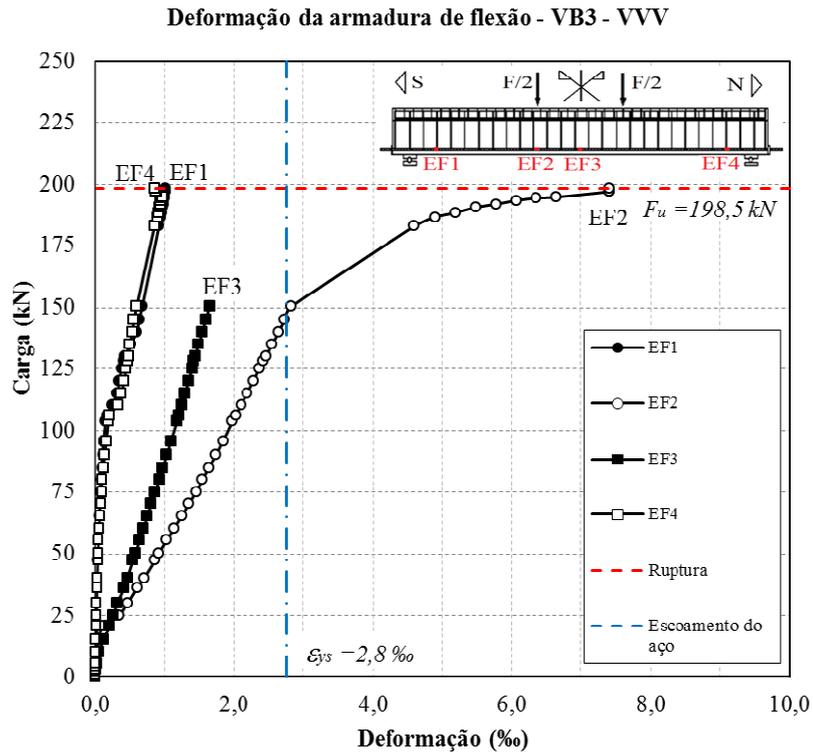


Figura 4.26 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB3 VVV

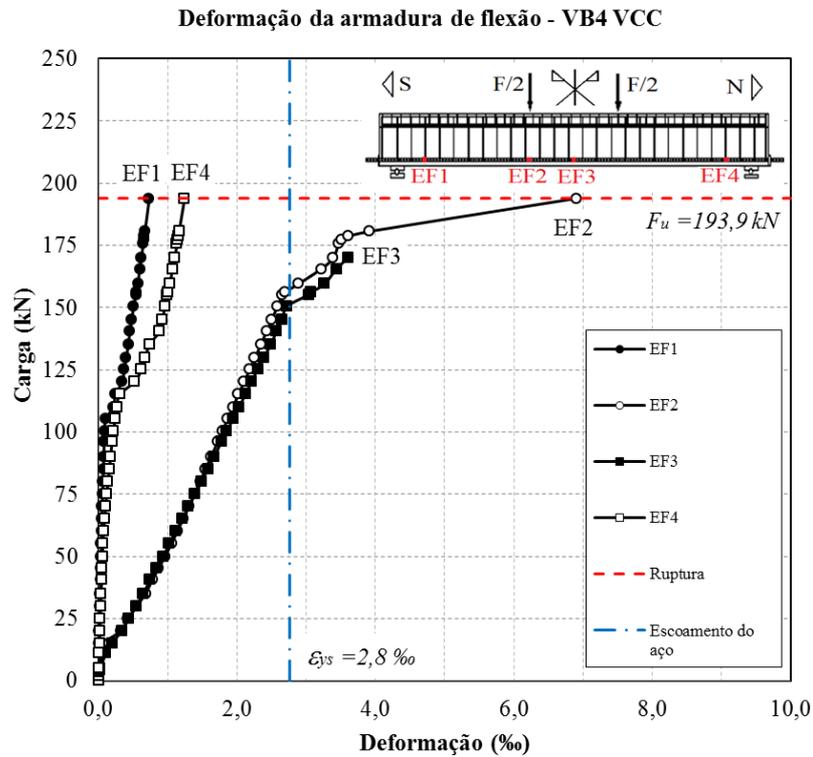


Figura 4.27 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VB4 VCC

As deformações nas armaduras de flexão do grupo B foram maiores nas regiões do extensômetro EF2 e no centro da viga (extensômetro EF3), ultrapassando o escoamento do

aço, de 2,8‰, com exceção da viga VB1 CCC, que teve a deformação inferior ao escoamento do aço, mas deixando de funcionar antes de se atingir a carga última.

Os extensômetros posicionados nas extremidades (EF1 e EF4) não sofreram, como no caso do grupo A, deformações superiores à do escoamento do aço, mas indicam a carga de fissuração diagonal próxima aos apoios em torno de 100 kN, como no caso do grupo A.

4.4.3 Vigas VR2, VC1, VC2, VC3 e VC4

Nas Figuras 4.28 a 4.32 são apresentados os gráficos carga-deformação específica da armadura de flexão da viga de referência VR2 RF e das vigas do grupo C.

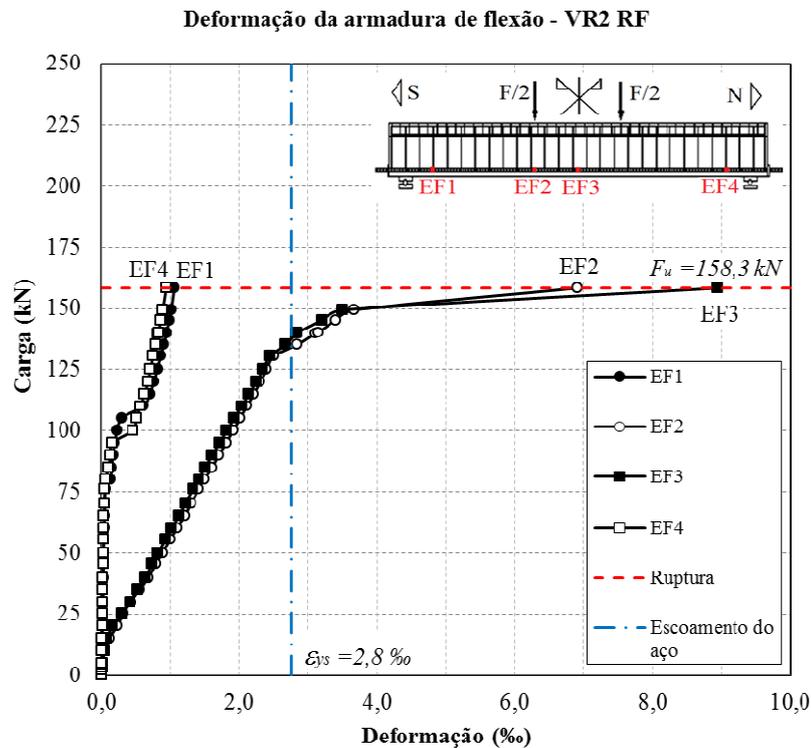


Figura 4.28 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VR2 RF

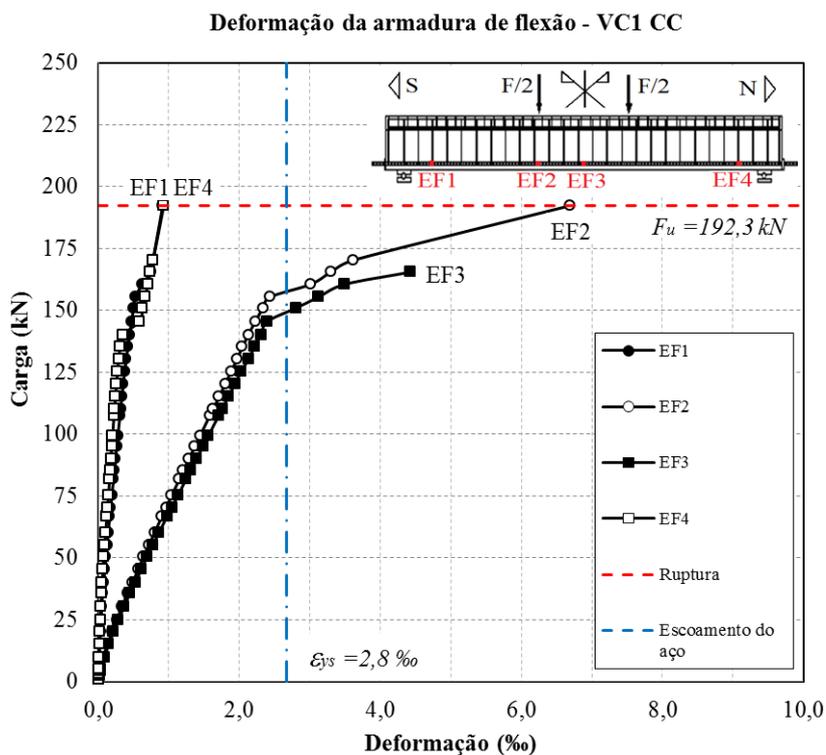


Figura 4.29 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC1 CC

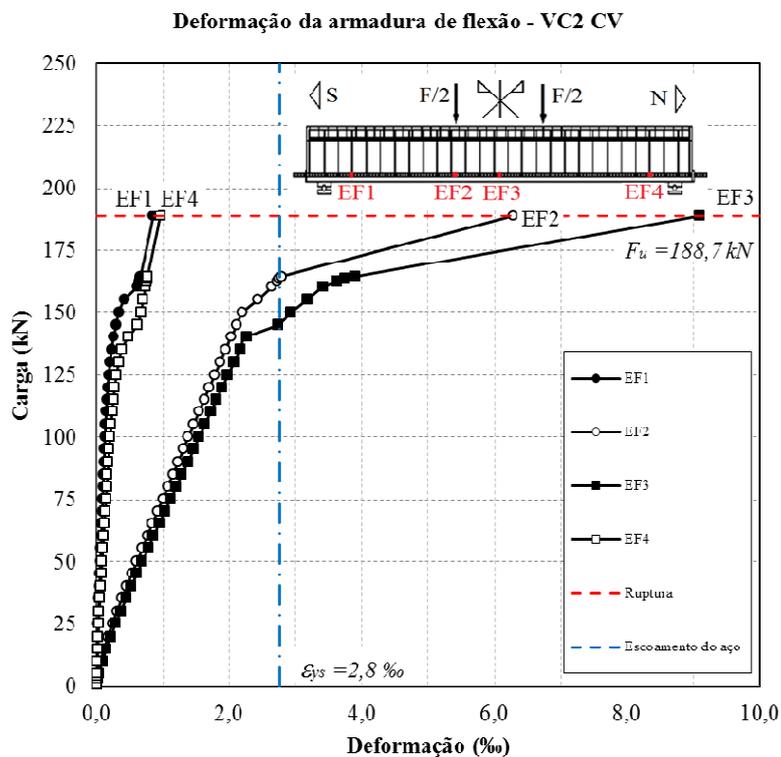


Figura 4.30 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC2 CV

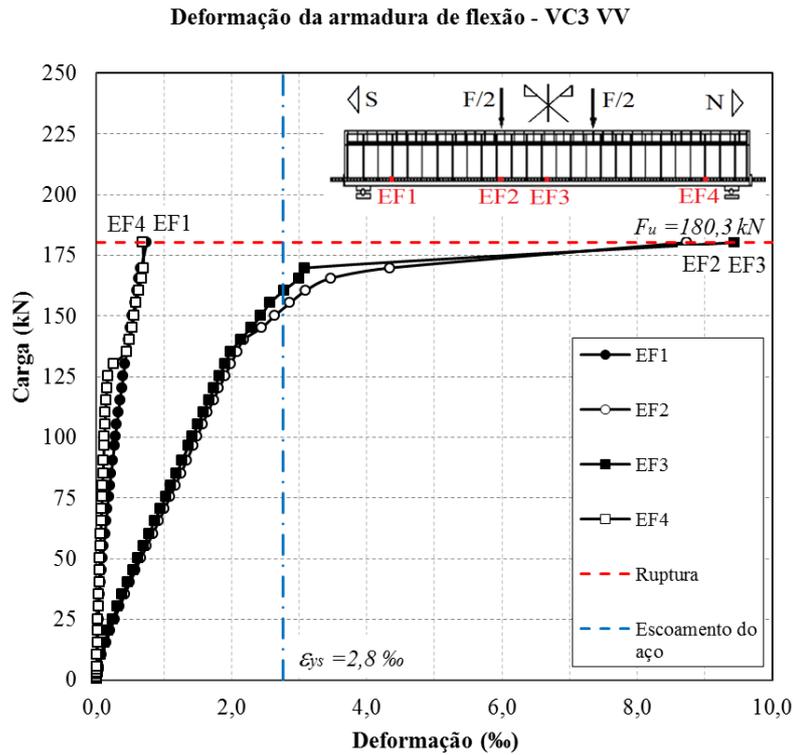


Figura 4.31 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC3 VV

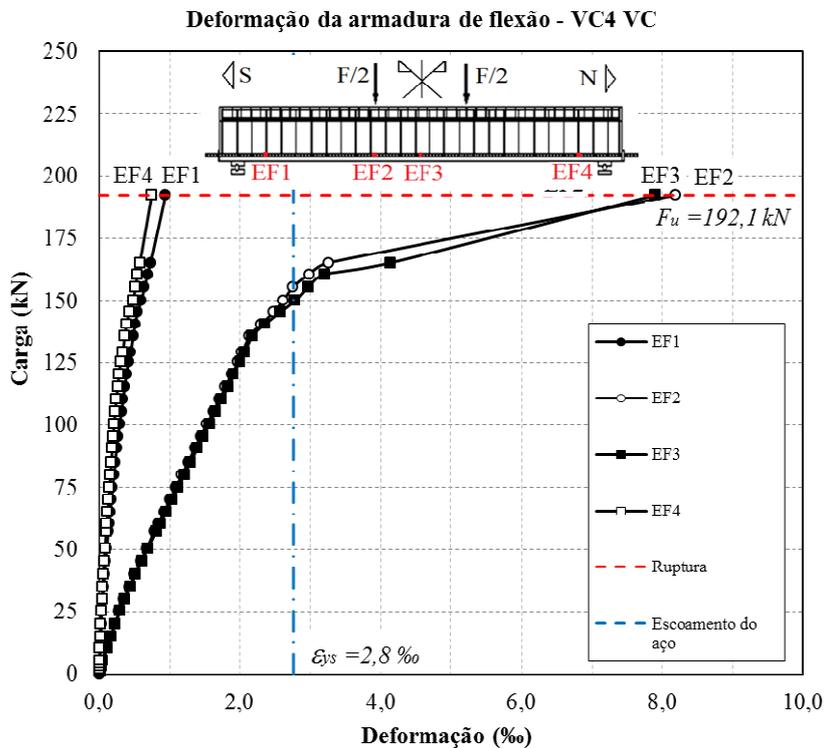


Figura 4.32 – Deformações nas armaduras de flexão da viga VC4 VC

No monitoramento das deformações nas armaduras de flexão do grupo C foram observadas deformações superiores às dos grupos A e B, principalmente nas regiões do extensômetro EF2 e no centro da viga (extensômetro EF3). Em todas as vigas desse grupo foi

ultrapassada a deformação de escoamento do aço, de 2,8‰. Os extensômetros EF1 e EF4 posicionados nas extremidades não sofreram deformações superiores à do escoamento do aço e não evidenciaram a carga de fissuração diagonal próxima aos apoios como nos grupos A e B porque essa fissuração ocorreu durante o pré-carregamento com 111 kN, carga esta maior que a de 100 kN indicada pelos extensômetros EF1 e EF4 nos grupos A e B.

Na Tabela 4.7 apresenta-se um resumo dos valores das deformações específicas máximas medidas na armadura de flexão, nos extensômetros EF1, EF2, EF3 e EF4. EF1 e EF4 que estão nas extremidades das vigas possuem valores próximos entre si e inferiores à do escoamento do aço, já os extensômetros EF2 e EF3 têm deformações superiores à do escoamento do aço.

Tabela 4.7 – Deformações das armaduras de flexão

Grupo	Viga	Máxima def. aço (‰)				Carga de escoamento (kN)*	Carga de ruptura (kN)	Carga escoamento/ Carga de ruptura
		EF1	EF2	EF3	EF4			
A	VR1 RF	1,2	3,9	9,2	1,0	147,3	159,6	0,92
	VA1 CC	1,0	7,7	3,54*	0,9	125,0	188,2	0,66
	VA2 CV	0,8	5,8	3,4*	1,2	171,6	184,0	0,93
	VA3 VV	1,0	3,4*	2,7*	1,0	154,2	185,8	0,83
	VA4 VC	1,1	4,5*	9,3	1,3	152,2	192,0	0,79
B	VB1 CCC	1,2	8,1	2,7*	0,9	169,4	180,5	0,94
	VB2 CVV	1,1	3,8	3,9	1,0	138,4	174,8	0,79
	VB3 VVV	1,0	7,4	1,8*	0,9	150,5	198,5	0,76
	VB4 VCC	0,7	6,9	3,6*	1,2	180,6	193,9	0,93
C	VR2 RF	1,1	6,9	9,0	0,9	135,1	158,3	0,85
	VC1 CC	0,9	4,4	6,7	0,9	155,3	192,3	0,81
	VC2 CV	0,9	6,3	9,0	1,0	163,7	188,7	0,87
	VC3 VV	0,8	8,7	9,5	0,7	160,4	180,3	0,89
	VC4 VC	0,9	8,2	7,9	0,8	155,5	192,1	0,81

* Extensômetro parou de funcionar antes do final do ensaio;

Deformação de escoamento do aço $\varepsilon_{ys} = 2,8‰$ na barra com $\varnothing 20$ mm.

4.5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE CISALHAMENTO

Para o valor considerado das deformações na armadura de cisalhamento foi utilizada a média de dois extensômetros elétricos. Esses dispositivos foram colados no meio do estribo de 8 mm posicionado a 75 cm do apoio Sul da viga, conforme descrito no item 3.4.3.1. Abaixo são apresentadas, por grupos, as deformações monitoradas na armadura de cisalhamento das vigas.

4.5.1 Grupo A – Vigas VR1, VA1, VA2, VA3 e VA4

A Figura 4.33 ilustra o gráfico carga-deformação específica da armadura de cisalhamento do Grupo A. As deformações dos extensômetros de cisalhamento começaram a se evidenciar entre as cargas de 50 kN e 70 kN, quando se inicia a fissuração diagonal por cisalhamento das vigas. Nesse grupo, as deformações das armaduras de cisalhamento apresentam valores inferiores a 2,0 ‰. Verifica-se que as armaduras de cisalhamento não atingem a deformação de escoamento do aço de ϕ 8,0 mm (2,8‰).

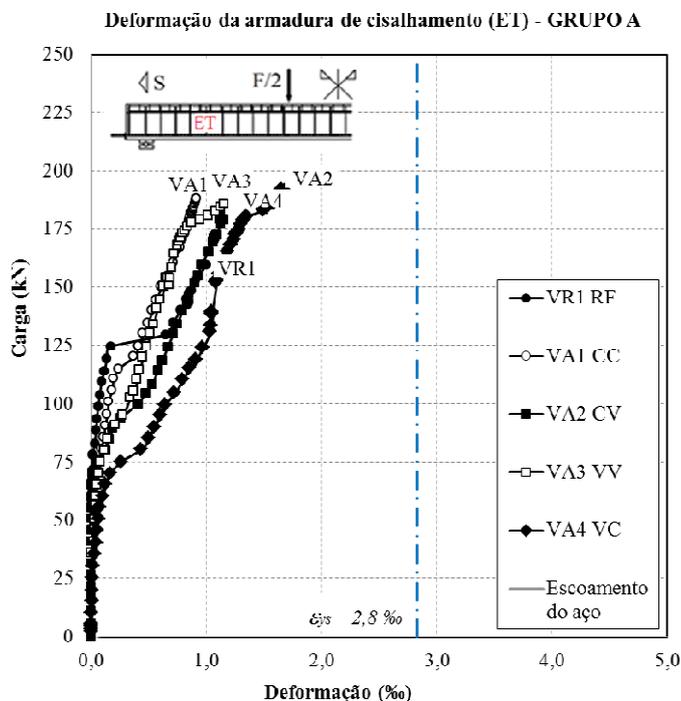


Figura 4.33 – Deformação da armadura de cisalhamento – Grupo A

A Figura 4.34 ilustra o gráfico carga-deformação específica da armadura de cisalhamento do Grupo B. As deformações apresentam valores inferiores a 2,0 ‰, como no grupo A.

Verifica-se que as armaduras de cisalhamento do grupo B também não atingem a deformação de escoamento do aço de ϕ 8,0 mm (2,8‰).

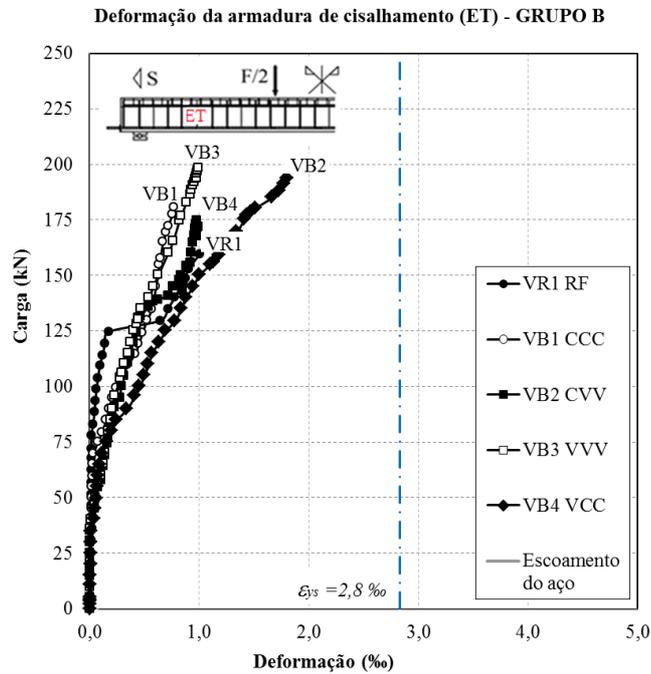


Figura 4.34 – Deformação da armadura de cisalhamento – Grupo B

O grupo C, ilustrado na Figura 4.35, apresentou menor deformação na armadura de cisalhamento do que os dois grupos anteriores. As deformações foram inferiores a 1,0 ‰, e, por isso, não atingem a deformação de escoamento do aço de ϕ 8,0 mm (2,8‰).

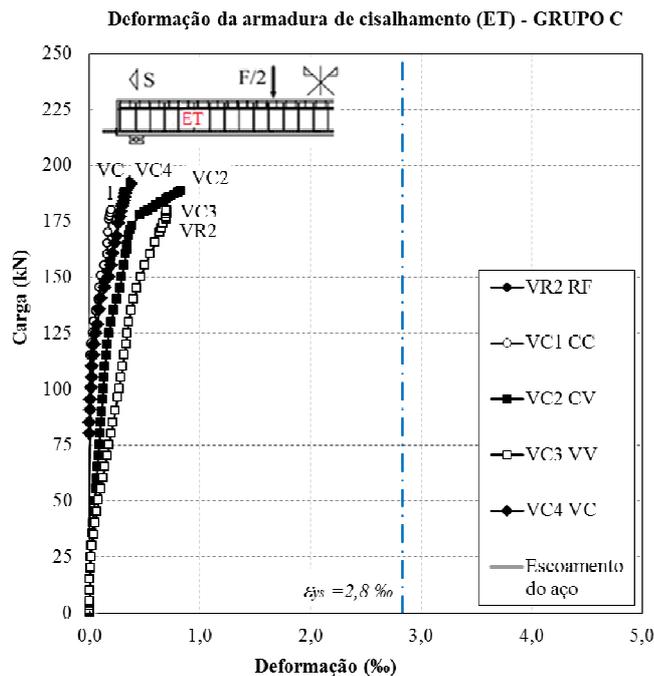


Figura 4.35 – Deformação da armadura de cisalhamento – Grupo C

Os gráficos de deformação no estribo dos três grupos mostram que, em todas as vigas, os extensômetros apresentaram baixo valor de encurtamento no início do carregamento. Isto ocorre porque o estribo instrumentado está no caminho do “arco comprimido” antes da fissuração diagonal. Após a fissuração diagonal atravessar o estribo, ele passa a ser solicitado à tração.

A fissuração diagonal na região do estribo instrumentado ocorreu para cargas entre 50 e 75 kN, sendo que nas vigas do grupo C isso ocorreu no pré-carregamento, modificando a resposta do estribo instrumentado (a deformação, no ensaio, se concentra na fissura já existente). A Tabela 4.8 ilustra os valores máximos de deformação na armadura de cisalhamento das vigas.

Tabela 4.8 - Deformação máxima da armadura de cisalhamento

Grupo	Viga	Máxima def. aço (‰)	Carga de ruptura (kN)
A	VR1 RF	1,1	159,6
	VA1 CC	0,9	188,2
	VA2 CV	1,1	184,0
	VA3 VV	1,2	185,8
	VA4 VC	1,7	192,0
B	VB1 CCC	1,7	180,5
	VB2 CVV	0,9	174,8
	VB3 VVV	1,0	198,5
	VB4 VCC	1,8	193,9
C	VR2 RF	0,2	158,3
	VC1 CC	0,5	192,3
	VC2 CV	0,8	188,7
	VC3 VV	0,7	180,3
	VC4 VC	0,4	192,1

*Escoamento do aço com ϕ 8,0 mm = 2,8‰

No grupo A, a maior deformação na armadura de cisalhamento foi registrada na viga VA4 VC, com o valor de 1,7 ‰, sendo essa deformação 54 % superior à da viga de referência

do Grupo A. Para o grupo B, a maior deformação na armadura de cisalhamento foi registrada na viga VB4 VCC, com valor de 1,8 ‰, 64% à da viga de referência.

Nas vigas pré-carregadas (grupo C) a maior deformação ocorreu na viga VC2 CV, 0,8 ‰ com a carga de 188,7 kN, sendo esse valor quatro vezes superior ao valor da deformação da armadura de cisalhamento da viga de referência, VR2 RF, de 0,2 ‰ com a carga de 158,3 kN. Em ambas as vigas a deformação no estribo ficou concentrada na fissura pré-existente, fora da seção instrumentada.

Em média as deformações de cisalhamento tiveram no grupo A, deformações de 1,2 ‰, no Grupo B, deformações de 1,3 ‰, e no Grupo C, deformações de 0,5 ‰. Deve-se registrar que em todas as vigas ensaiadas as barras instrumentadas da armadura de cisalhamento não atingiram a deformação correspondente ao escoamento.

4.6 DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

As deformações na superfície do concreto foram medidas com a utilização de dois ou três extensômetros elétricos de resistência, posicionados na superfície superior das vigas no meio do vão, conforme descrito no item 3.4.3.2.

Foram registradas deformações inferiores ao limite de deformação do concreto, de 3,0 ‰ pelo ACI 318 (2011) e 3,5 ‰ pela ABNT NBR 6118 (2014). Abaixo, são apresentadas, por grupo, as deformações monitoradas na superfície do concreto de todas as vigas ensaiadas.

4.6.1 Grupos A, B e C

Nas Figuras 4.36 a 4.38 mostram-se os gráficos carga-deformação específica do concreto dos grupos A, B e C.

As deformações na superfície do concreto medidas pelo extensômetro EC1 aumentaram mais rapidamente a partir da carga de 150 kN, que corresponde ao início do escoamento do aço da armadura de flexão, porém, ficando com valores inferiores a 2,0 ‰.

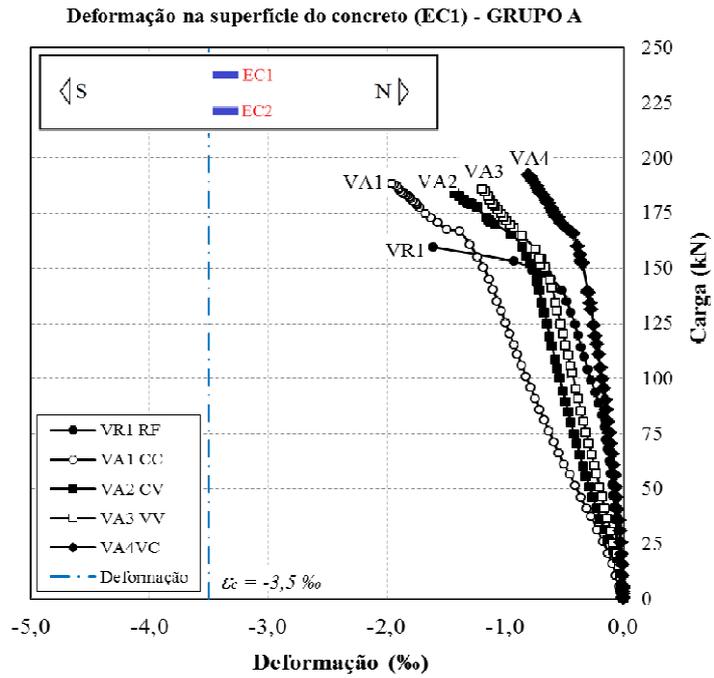


Figura 4.36 – Deformação no concreto (EC1) – Grupo A

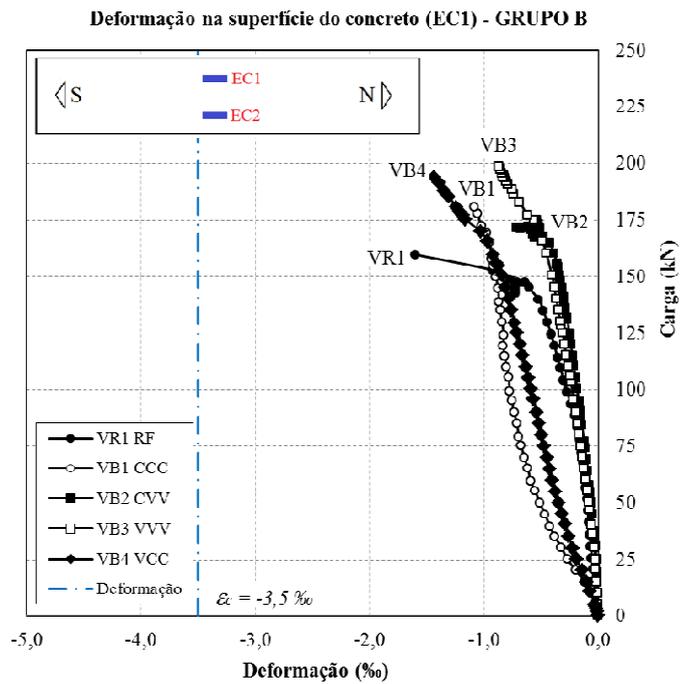


Figura 4.37 – Deformação no concreto (EC1) – Grupo B

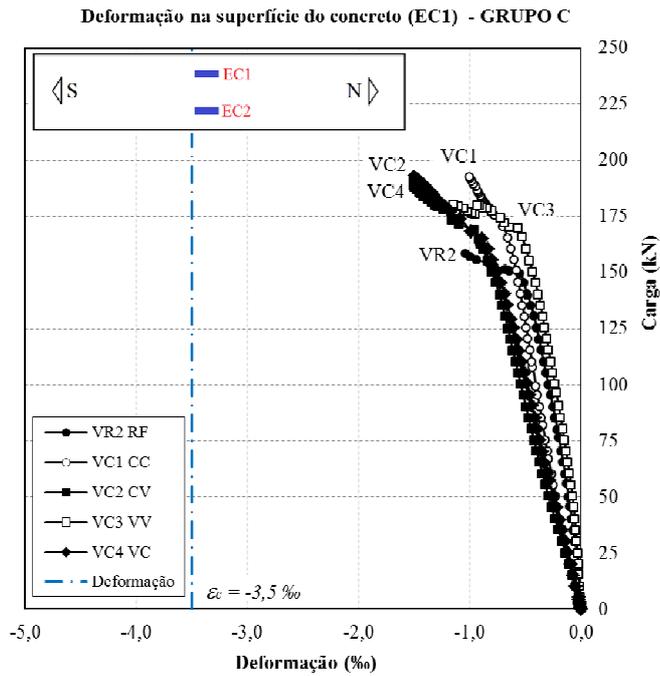


Figura 4.38 – Deformação no concreto (EC1) – Grupo C

As Figuras 4.39 a 4.41 mostram os gráficos carga-deformação específica do concreto no extensômetro EC2 de todos os grupos.

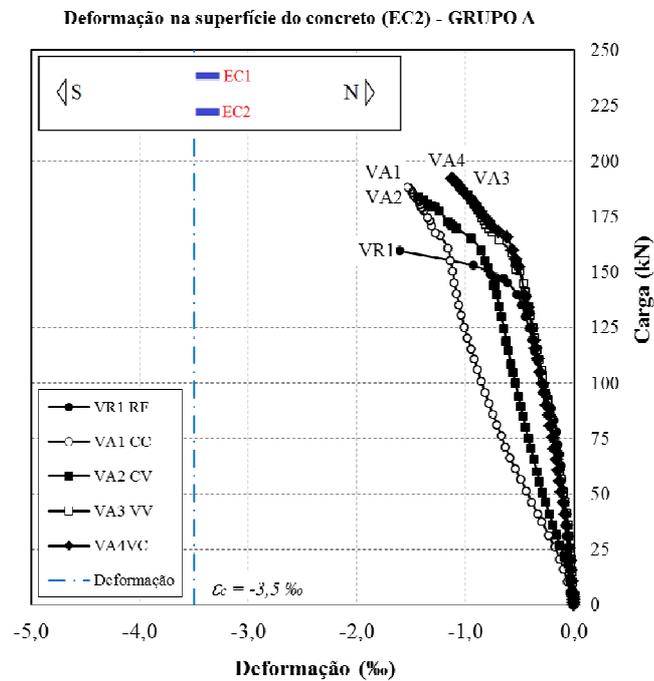


Figura 4.39 – Deformação no concreto (EC2) – Grupo A

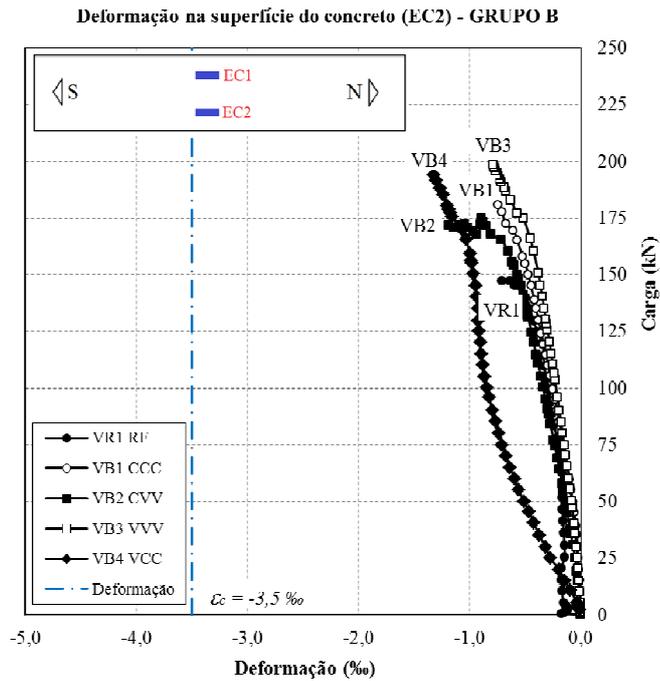


Figura 4.40 – Deformação no concreto (EC2) – Grupo B

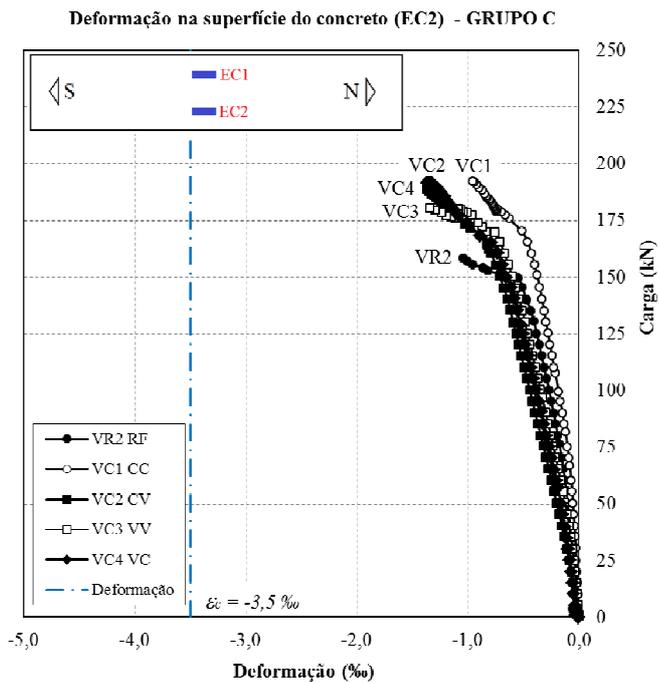


Figura 4.41 – Deformação no concreto (EC2) – Grupo C

A Figura 4.42, mostra as deformações medidas com o extensômetro EC3, presente apenas nas vigas do grupo C.

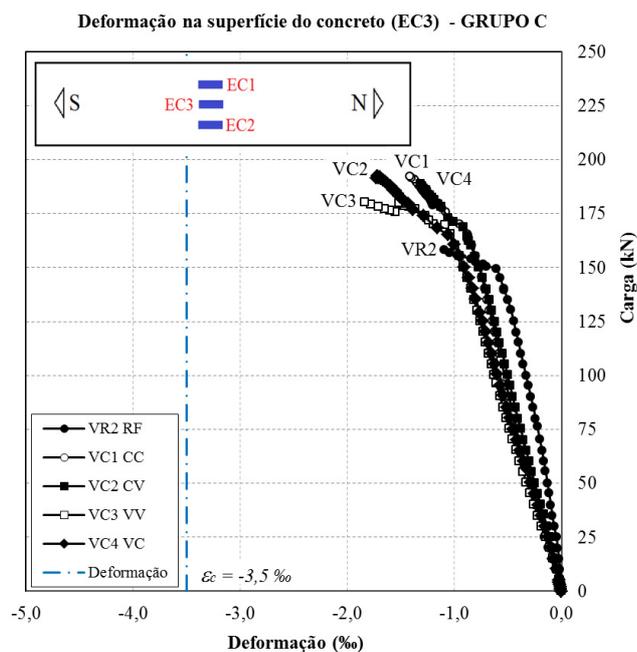


Figura 4.42 – Deformação no concreto (EC3) – Grupo C

As vigas do grupo C, pré-fissuradas, tiveram deformações superiores às dos grupos A e B. Verifica-se que todos os grupos tiveram deformações inferiores a 3,5‰ como determinado pela ABNT NBR 6118 (2014) e 3,0‰ determinado pelo ACI 318 (2011). O resumo dos valores das deformações máximas de encurtamento medidas do concreto, nos grupos A, B e C, é apresentado na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Deformação máxima do concreto

Grupo	Viga	Deformação máxima do concreto (‰)			Carga de ruptura (kN)
		Extensômetro EC1	Extensômetro EC2	Extensômetro EC3	
A	VR1 RF	1,7	1,1	-	159,6
	VA1 CC	2,0	1,5	-	188,2
	VA2 CV	1,4	1,1	-	184,0
	VA3 VV	1,2	1,0	-	185,8
	VA4 VC	0,8	1,1	-	192,0
B	VB1 CCC	1,1	0,7	-	180,5
	VB2 CVV	0,7	1,2	-	174,8
	VB3 VVV	0,9	0,8	-	198,5
	VB4 VCC	1,4	1,3	-	193,9
C	VR2 RF	1,0	1,0	1,1	158,3
	VC1 CC	1,0	1,0	1,4	192,3
	VC2 CV	1,5	1,4	1,3	188,7
	VC3 VV	1,8	1,2	1,3	180,3
	VC4 VC	1,5	1,4	1,7	192,1

É importante observar que a medição de deformações na face superior da viga é muito sensível à fissuração da região de flexão.

As deformações são maiores nas seções correspondentes às fissuras e menores nas seções entre fissuras. Isto explica as diferenças entre as deformações de EC1 e EC2 dos grupos A e B. No grupo C o pré-carregamento gerou fissuras antes do ensaio, o que alterou o padrão de deformação no concreto.

Como as vigas eram subarmadas e romperam por deformação excessiva da armadura sem que o concreto tenha atingido a tensão correspondente à resistência à compressão simples as deformações do concreto em média foram pequenas.

No caso das vigas com reforço, por exemplo, a viga VA1 CC ficou com uma maior taxa de armadura (aço + reforço), o que levou o concreto a uma maior deformação antes que ocorresse o descolamento do reforço.

4.7 DEFORMAÇÕES NO REFORÇO

As leituras das deformações no reforço de PRF foram realizadas com a utilização de três extensômetros elétricos de resistência, denominados ER1, ER2 e ER3, posicionados na região inferior das vigas, sob as cargas e meio do vão. O posicionamento desses extensômetros foi descrito no item 3.4.3.3. A seguir, são apresentadas, por grupos, as deformações medidas no reforço das vigas.

4.7.1 Grupo A – Vigas VA1, VA2, VA3 e VA4

Da Figura 4.43 a 4.46 constam os gráficos carga-deformação específica no reforço das vigas do grupo A.

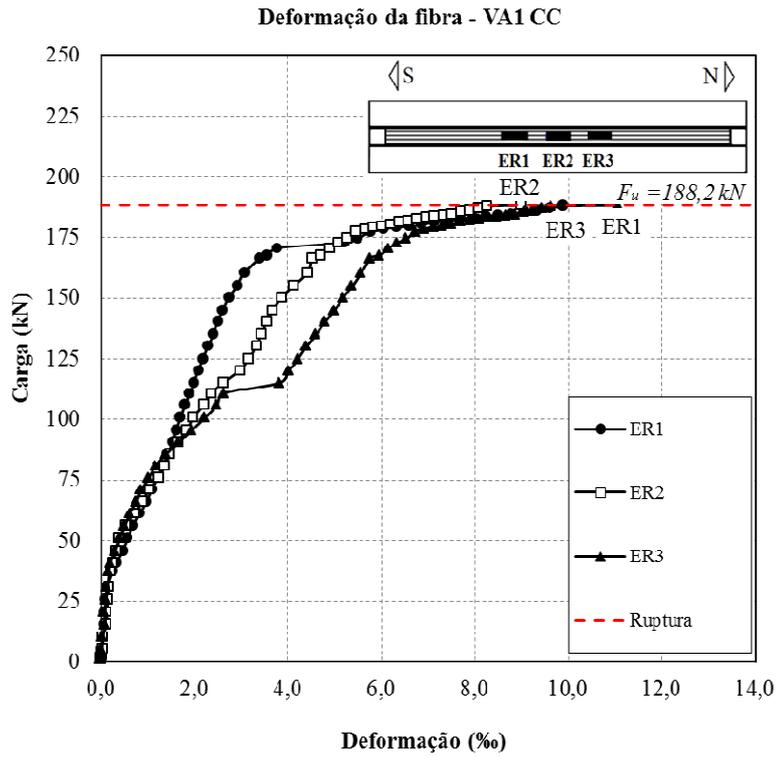


Figura 4.43 – Deformações no reforço da viga VA1 CC

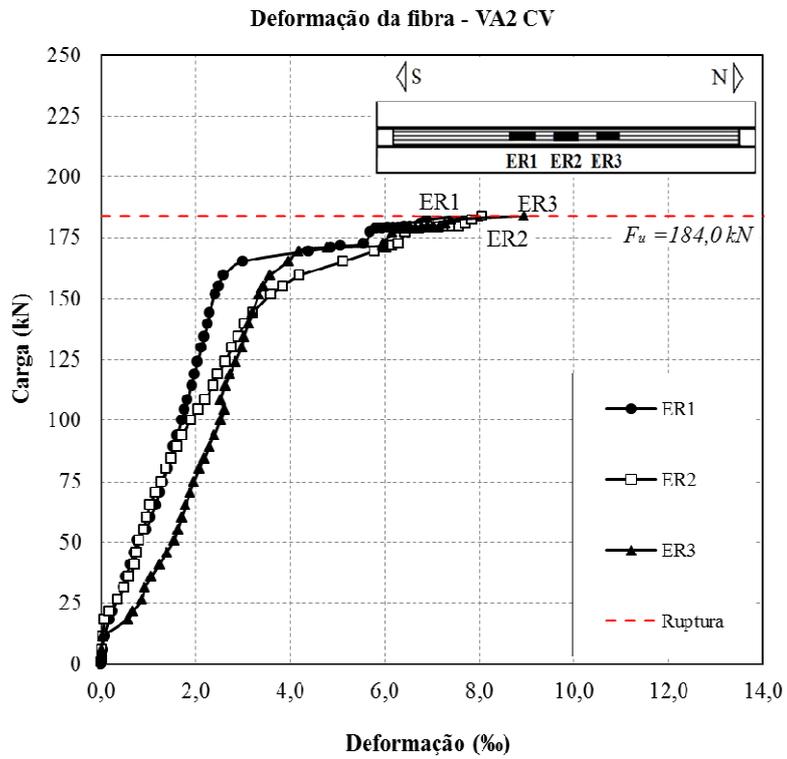


Figura 4.44 – Deformações no reforço da viga VA2 CV

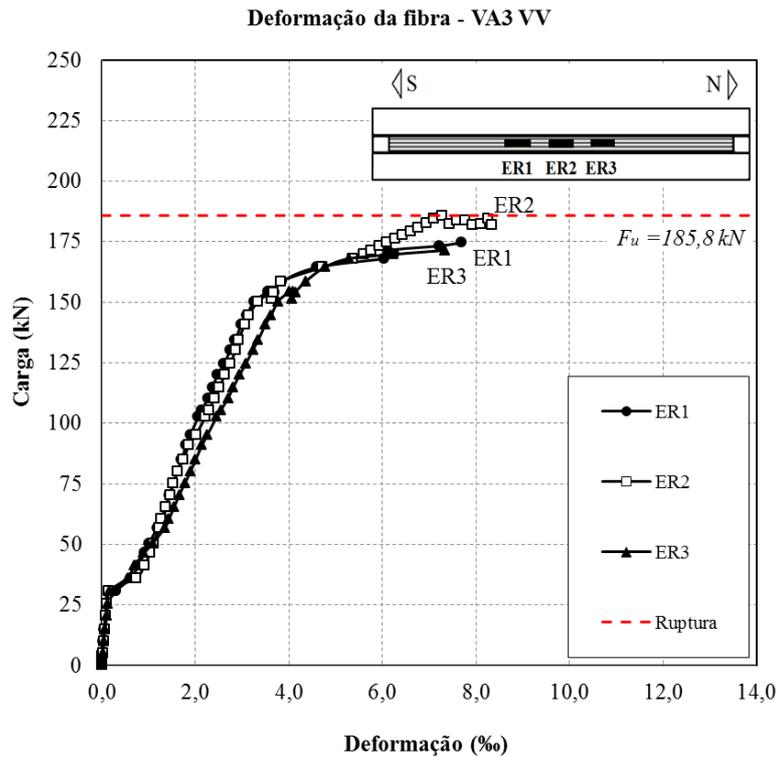


Figura 4.45 – Deformações no reforço da viga VA3 VV

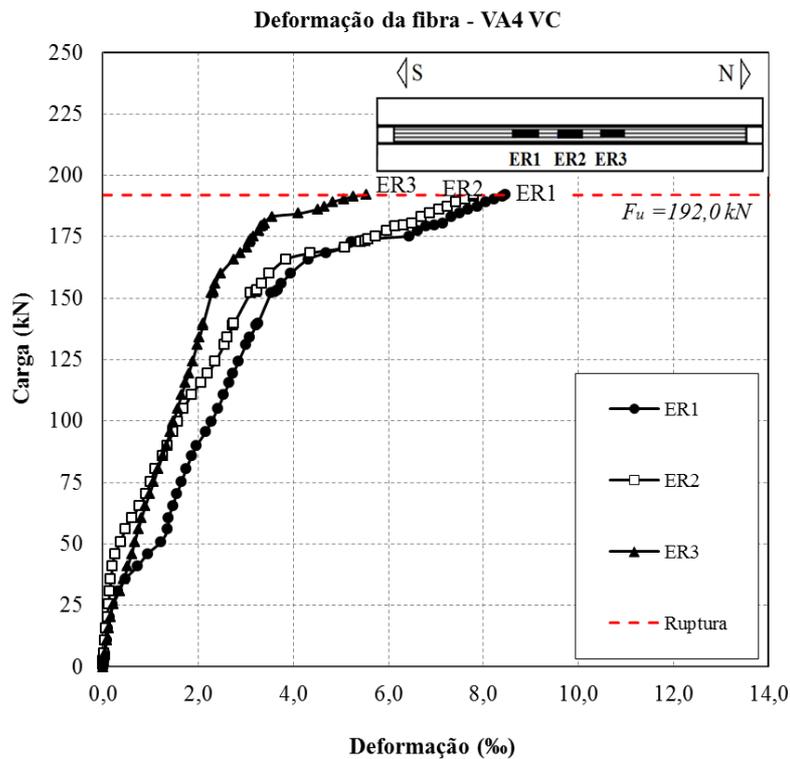


Figura 4.46 – Deformações no reforço da viga VA4 VC

Percebe-se que os compósitos apresentaram deformações acentuadas entre as cargas de 150 kN e 175 kN para as vigas do grupo A, intervalo onde a armadura de aço atingiu a deformação de escoamento.

As deformações no reforço do grupo A, principalmente no extensômetro ER2, no centro da viga, em média, foram superiores a 8 ‰. As medidas no extensômetro ER3 tiveram valores superiores aos do extensômetro ER1. As vigas VA1 e VA2, com primeira camada com fibras de carbono, tiveram deformações de 11,1 ‰ e 9,0 ‰, respectivamente.

Nas vigas VA3 e VA4, com a primeira camada com PRFV, as maiores deformações foram 8,3 ‰ e 8,5 ‰, respectivamente.

4.7.2 Grupo B – Vigas VB1, VB2, VB3 e VB4

Da Figura 4.47 a 4.50 constam os gráficos carga-deformação específica do reforço das vigas do grupo B.

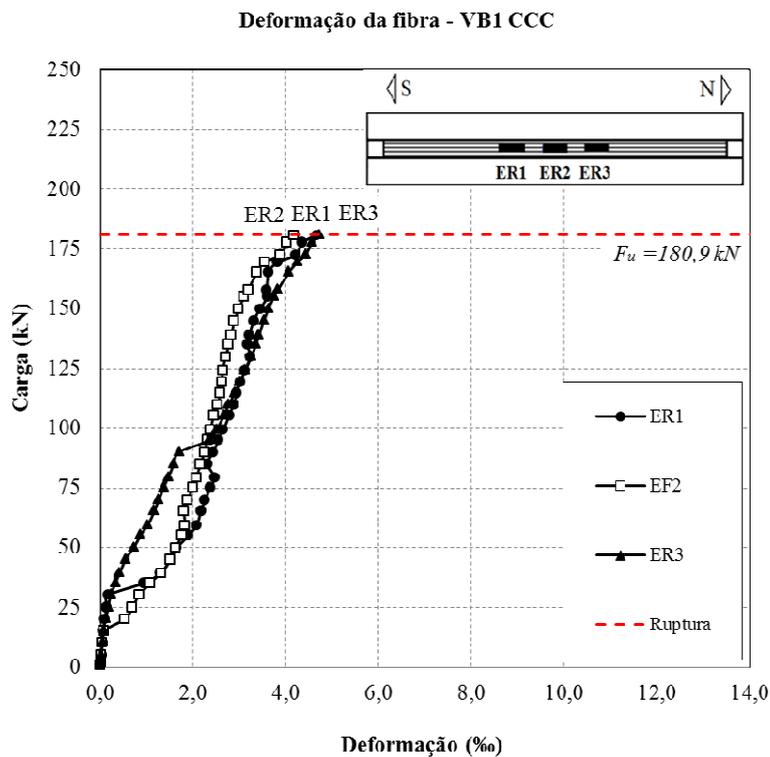


Figura 4.47 – Deformações no reforço da viga VB1 CCC

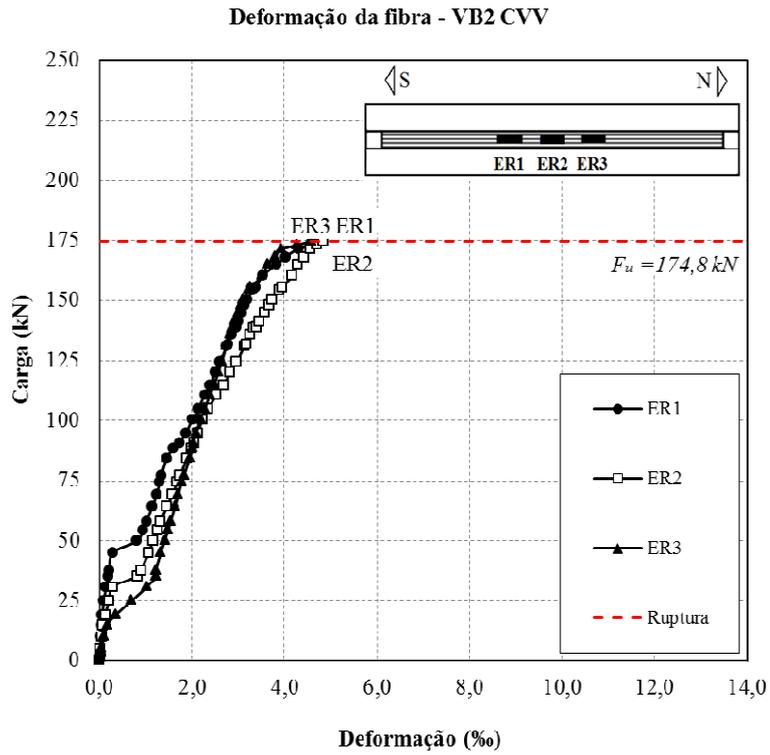


Figura 4.48 – Deformações no reforço da viga VB2 CVV

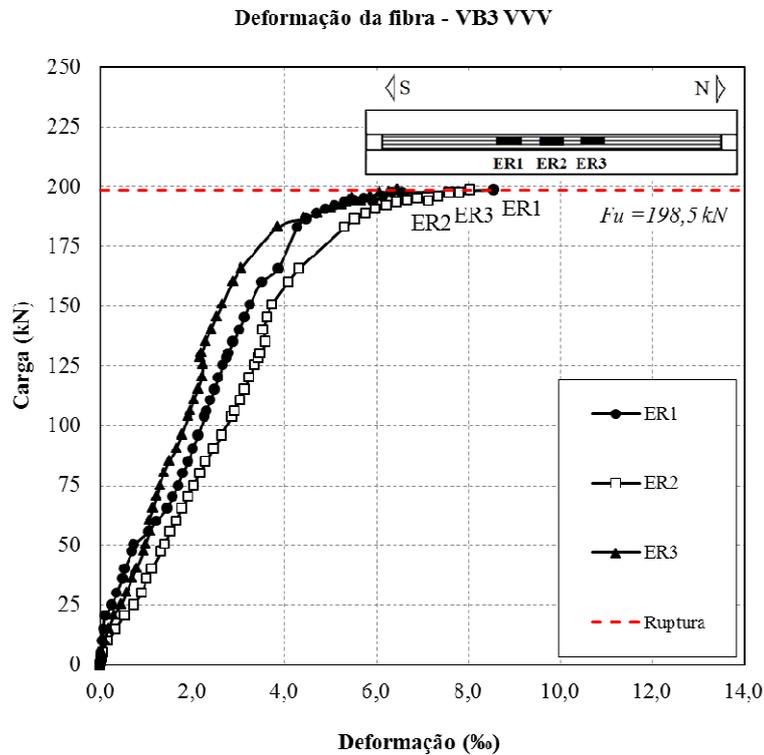


Figura 4.49 – Deformações no reforço da viga VB3 VVV

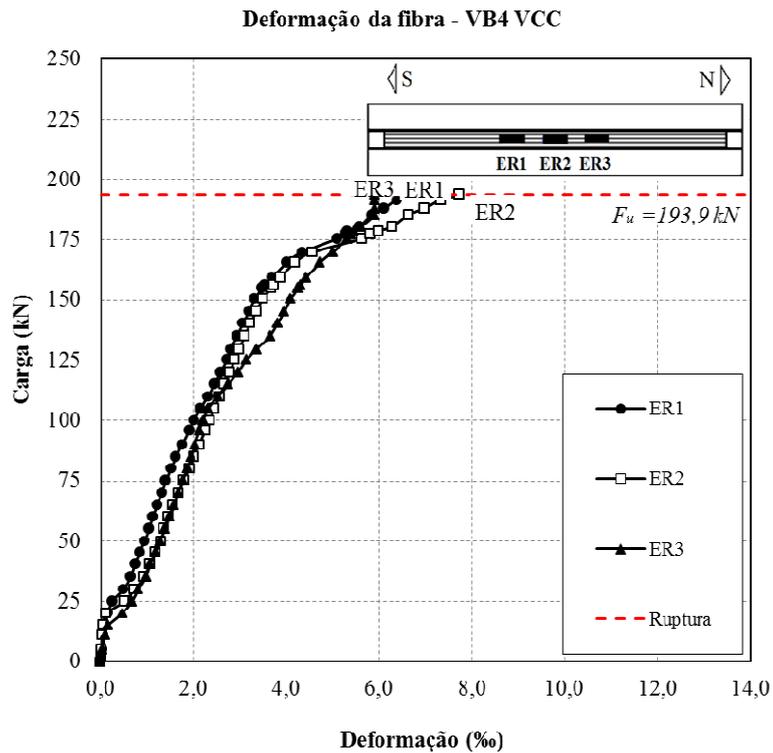


Figura 4.50 – Deformações no reforço da viga VB4 VCC

As máximas deformações no reforço, do grupo B, com a primeira camada com fibras de carbono foram de 4,7 ‰ para a viga VB1 e 4,8 ‰ para a viga VB2. Nas vigas com a primeira camada com fibras de vidro as máximas deformações ocorreram no extensômetro ER1, medindo 8,6 ‰ na viga VB3 e 8,4 ‰ na viga VB4.

4.7.3 Grupo C – Vigas VC1, VC2, VC3 e VC4

Da Figura 4.51 a 4.54 constam os gráficos carga-deformação específica do reforço das vigas do grupo C, que foram pré-carregadas. Na viga VC1 o extensômetro ER1 não funcionou corretamente e foi excluído do gráfico.

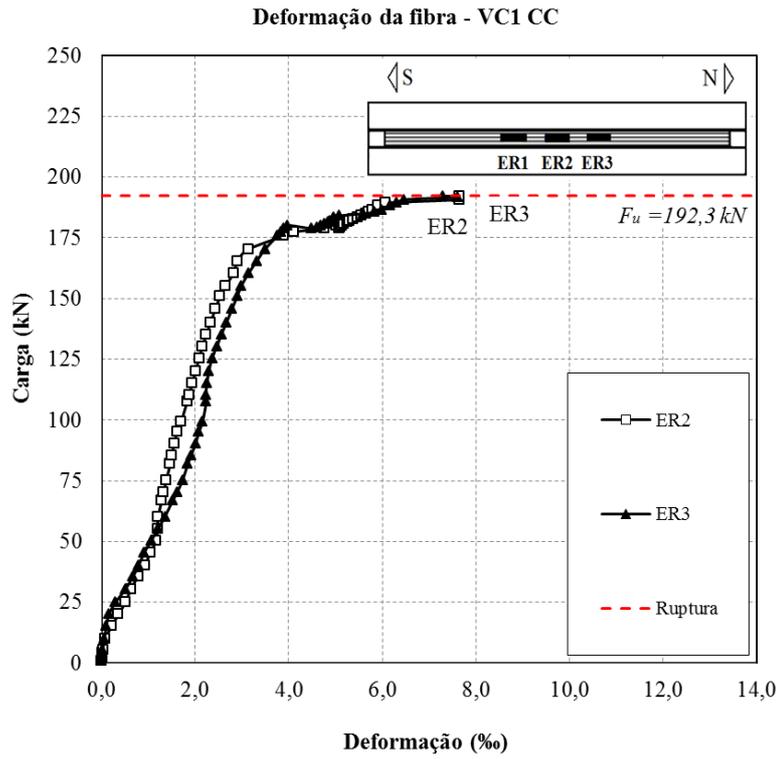


Figura 4.51 – Deformações no reforço da viga VC1 CC

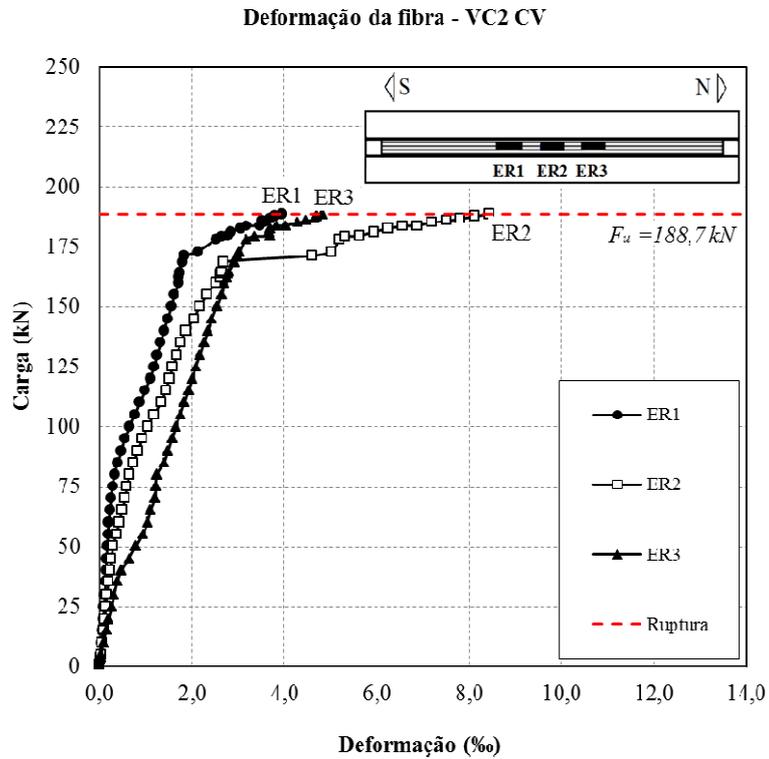


Figura 4.52 – Deformações no reforço da viga VC2 CV

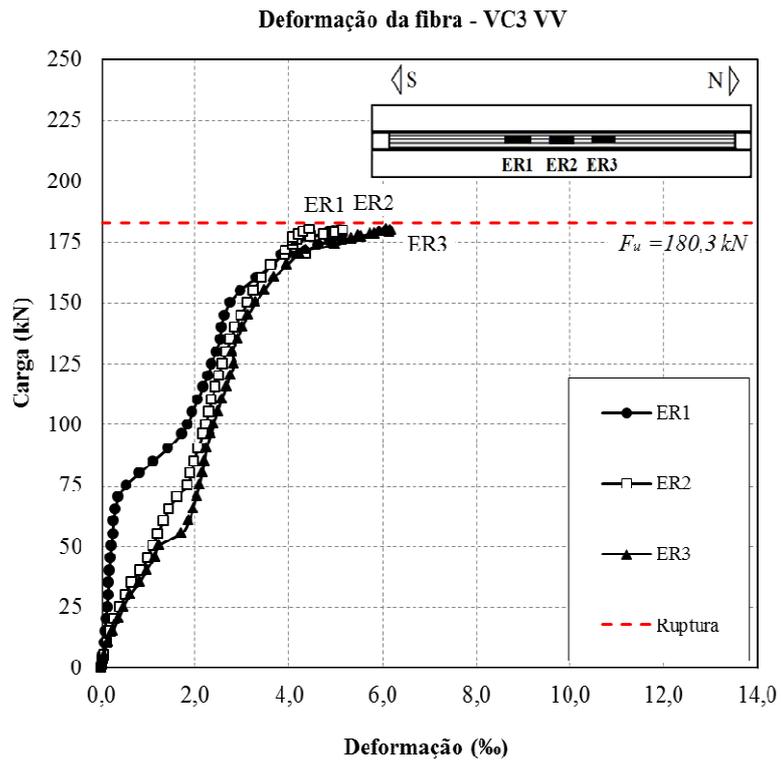


Figura 4.53 – Deformações no reforço da viga VC3 VV

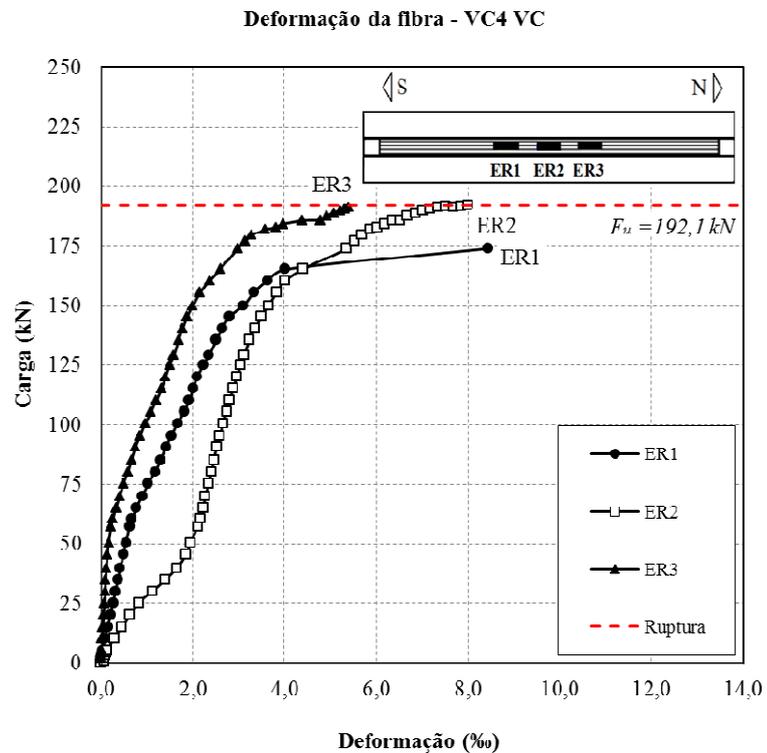


Figura 4.54 – Deformações no reforço da viga VC4 VC

Percebe-se que o reforço apresenta deformações acentuadas entre as cargas de 160 kN e 175 kN para as vigas do grupo C, intervalo onde a armadura de aço atingiu a deformação

de escoamento. As deformações no reforço do Grupo C, no extensômetro ER2 no meio do vão, em média, foram superiores a 7,2 ‰. Nas vigas com a primeira camada com fibras de carbono a deformação máxima foi de 8,3 ‰ para a viga VC1 e 8,4 ‰ para a viga VC2. Nas vigas com a primeira camada com fibras de vidro as máximas deformações foram de 6,1 ‰, na viga VC3 e 8,5 ‰ na viga VC4.

A Tabela 4.10 mostra o resumo das deformações no reforço.

Tabela 4.10 – Deformações máximas do reforço

Grupo	Viga	Deformação máxima do reforço (‰)			Carga de ruptura (kN)
		Extensômetro ER1	Extensômetro ER2	Extensômetro ER3	
A	VA1 CC	8,5	9,0	11,1	188,2
	VA2 CV	7,6	8,1	9,0	184,0
	VA3 VV	7,7	8,3	7,3	185,8
	VA4 VC	8,5	7,8	5,5*	192,0
B	VB1 CCC	4,7	4,2*	4,7	180,5
	VB2 CVV	4,6	9,2	4,6	174,8
	VB3 VVV	8,6	7,1	5,5*	198,5
	VB4 VCC	8,4	7,2	8,2	193,9
C	VC1 CC	8,3	7,7	7,6	192,3
	VC2 CV	4,0	8,4	4,8	188,7
	VC3 VV	5,1	5,2	6,1	180,3
	VC4 VC	8,5	8,1	5,4*	192,1

*Extensômetro não funcionou até o fim do ensaio

Deformação do PRFC, $\epsilon_{ju} = 10,5 \text{ ‰}$ e PRFV, $\epsilon_{ju} = 14,4 \text{ ‰}$

4.8 DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS

O posicionamento dos defletômetros sobre a superfície das vigas foi descrito no item 3.4.2.

4.8.1 Grupo A – Vigas VR1, VA1, VA2, VA3 e VA4

Nas Figuras 4.55 a 4.59 constam os gráficos carga - deslocamento da viga de referência (VR1) e das vigas do grupo A.

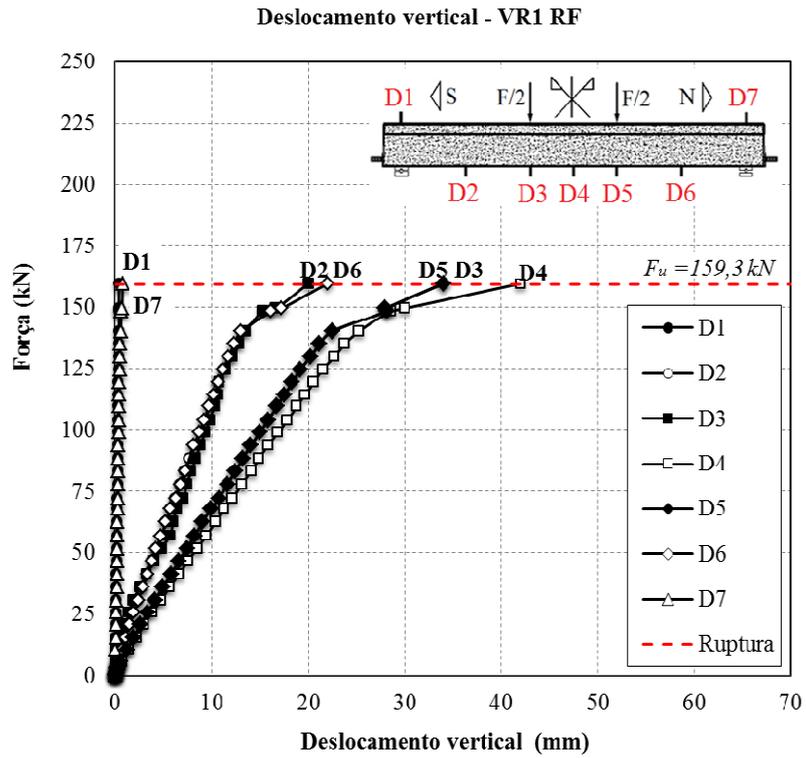


Figura 4.55 – Deslocamento vertical da viga VR1 RF

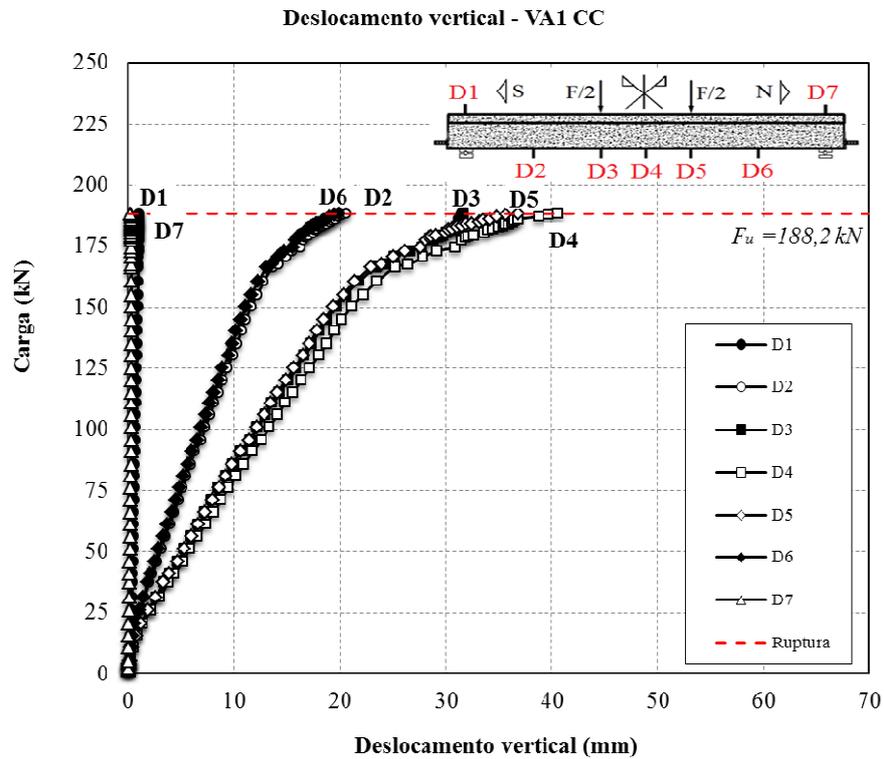


Figura 4.56 – Deslocamento vertical da viga VA1 CC

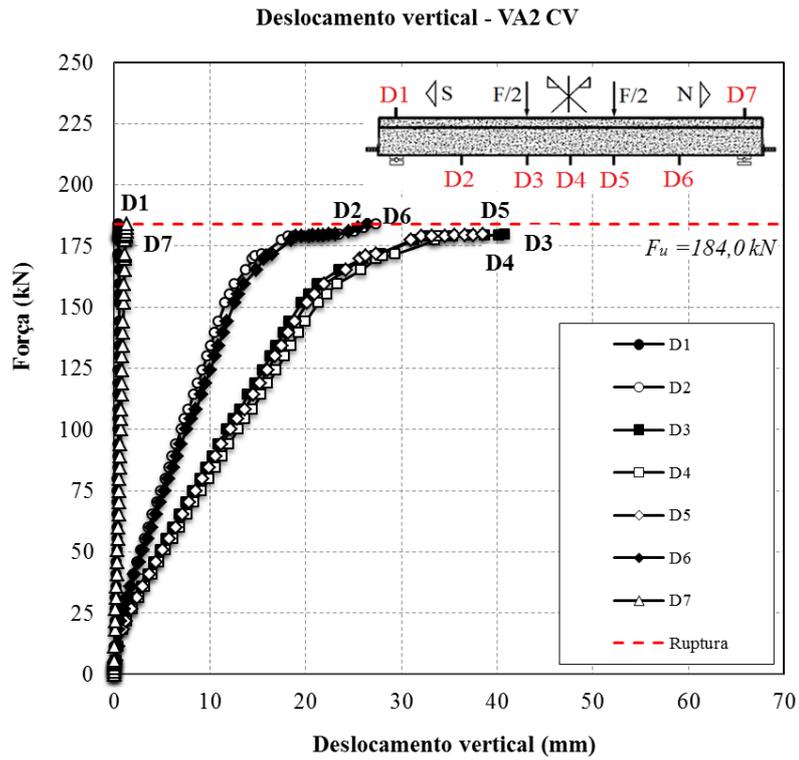


Figura 4.57 – Deslocamento vertical da viga VA2 CV

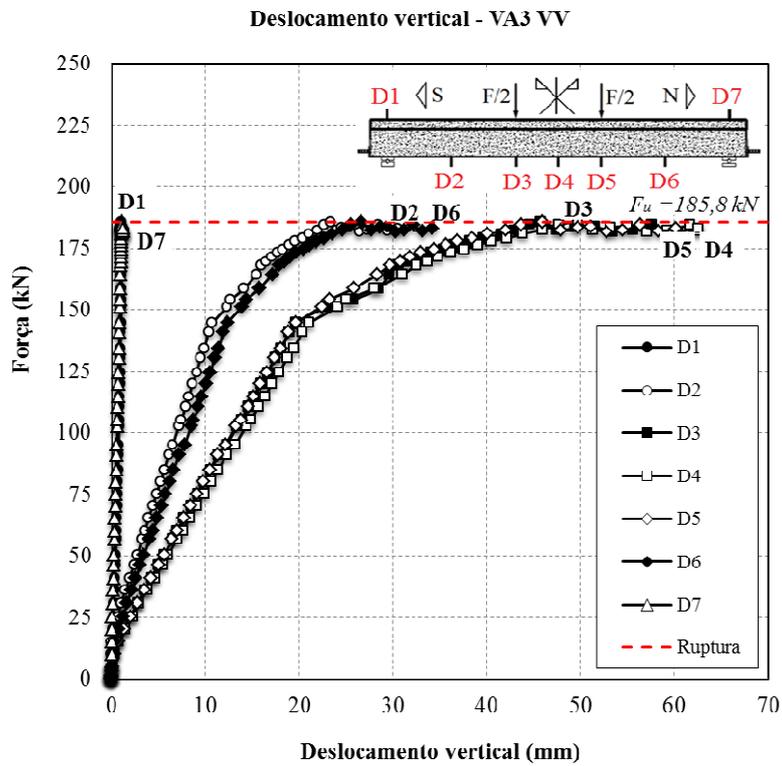


Figura 4.58 – Deslocamento vertical da viga VA3 VV

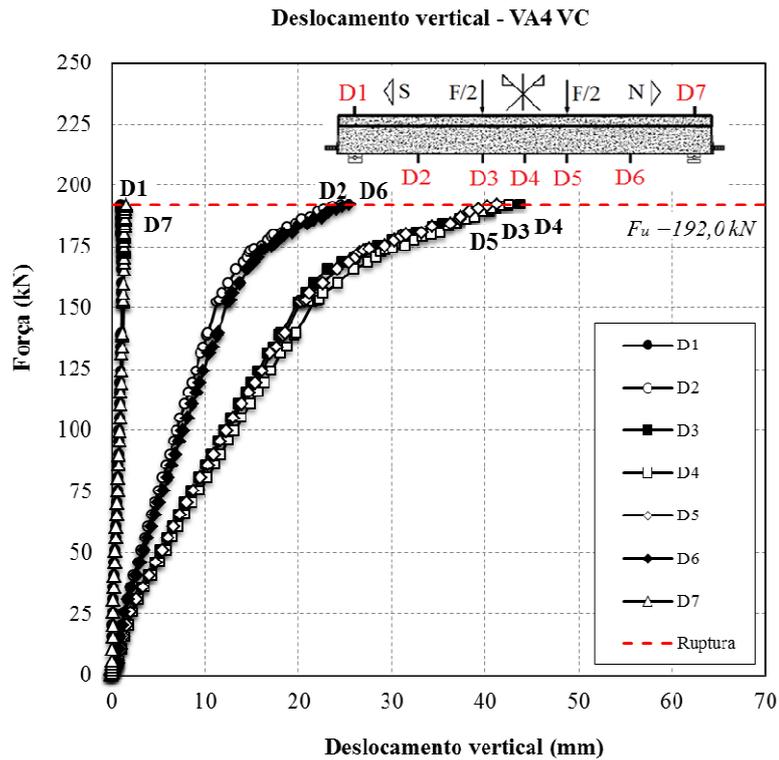


Figura 4.59 – Deslocamento vertical da viga VA4 VC

Nota-se que os deslocamentos nos apoios (D1 e D7) foram inferiores a 1,5 mm e no meio do vão foram superiores a 40 mm, evidenciando a pequena influência dos recalques de apoio.

4.8.2 Grupo B – Vigas VB1, VB2, VB3 e VB4

Na Figura 4.60 a 4.63 constam os gráficos carga - deslocamento das vigas do grupo B.

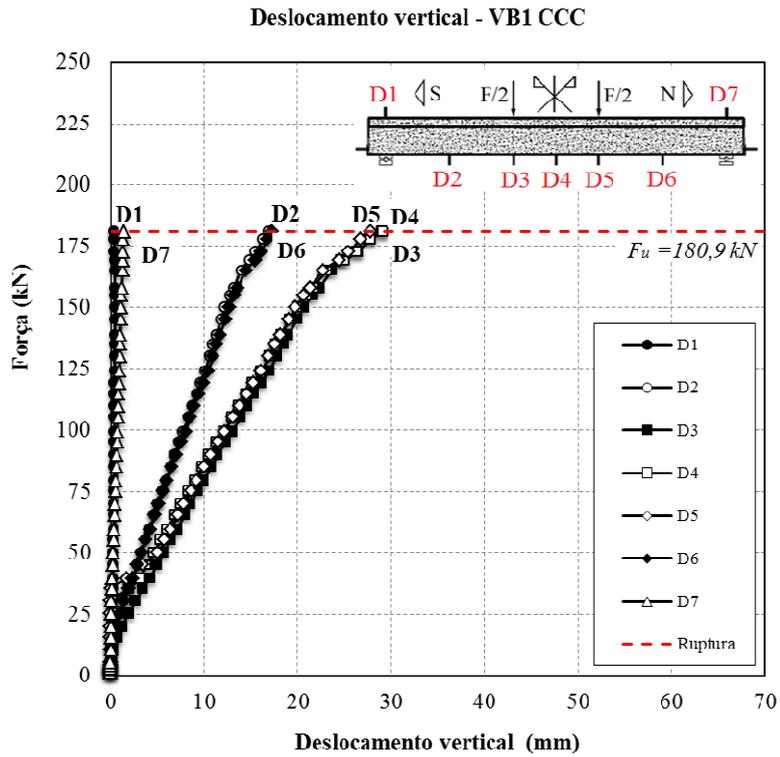


Figura 4.60 – Deslocamento vertical da viga VB1 CCC

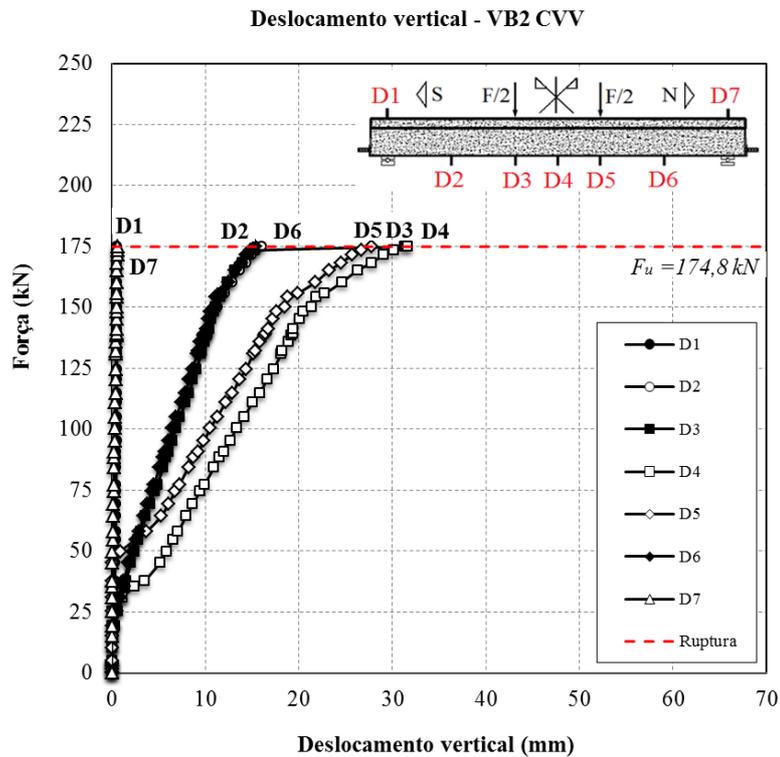


Figura 4.61 – Deslocamento vertical da viga VB2 CVV

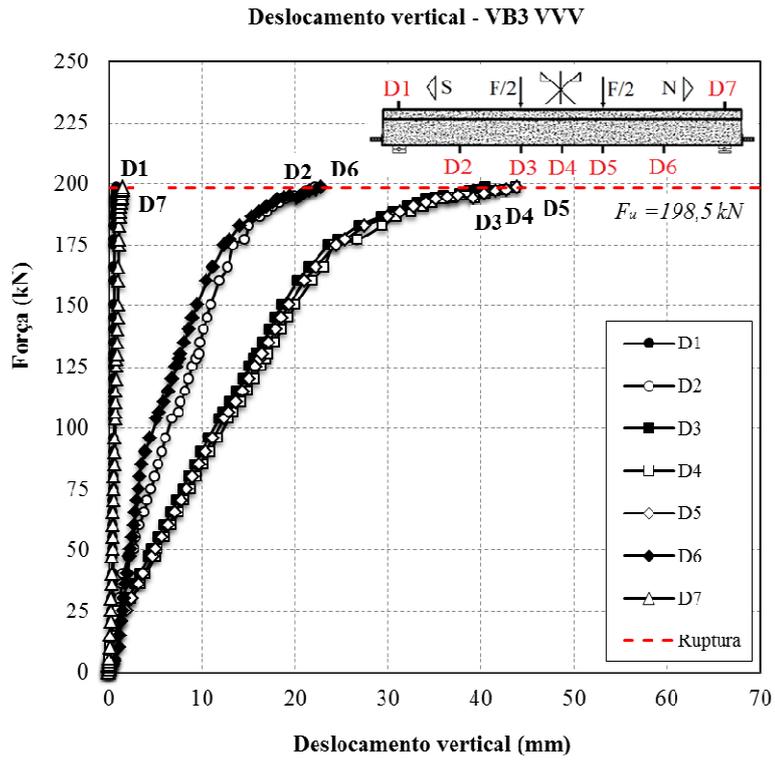


Figura 4.62 – Deslocamento vertical da viga VB3 VVV

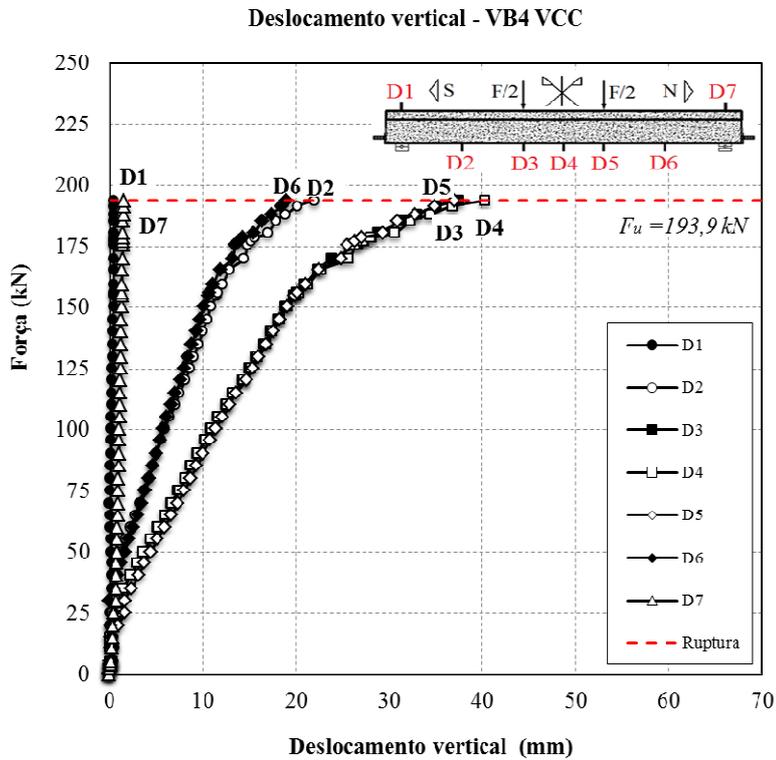


Figura 4.63 – Deslocamento vertical da viga VB4 VCC

Nota-se que os deslocamentos nos apoios da viga foram inferiores a 1,5 mm no deflectômetro D7, no apoio norte e inferior a 0,6 no deflectômetro D1 do apoio Sul. Como nas vigas do grupo A.

4.8.3 Grupo C – Vigas VR2, VC1, VC2, VC3 e VC4

Nas Figuras 4.64 a 4.68 constam os gráficos carga - deslocamento da viga de referência (VR2) e das vigas do grupo C.

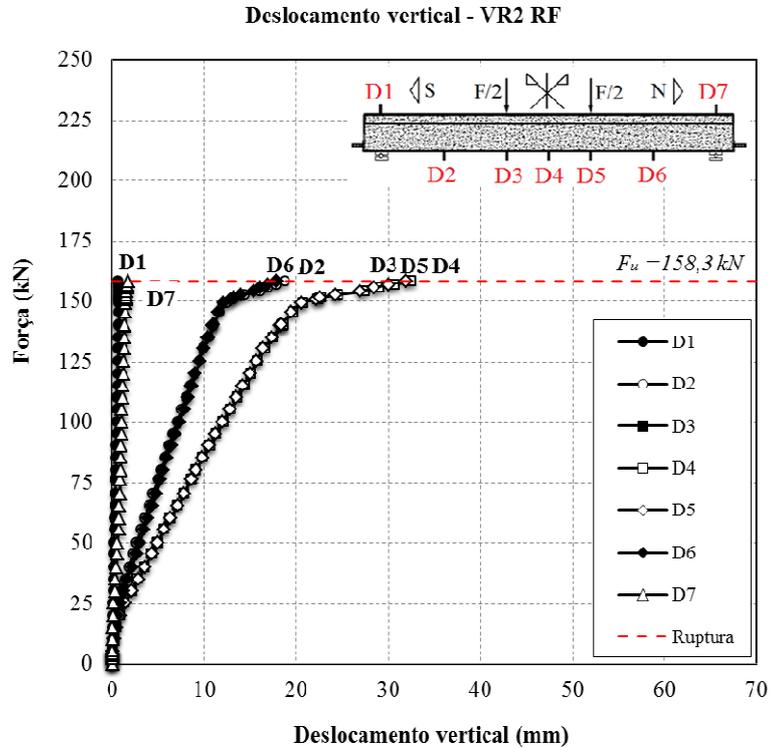


Figura 4.64 – Deslocamento vertical da viga VR2 RF

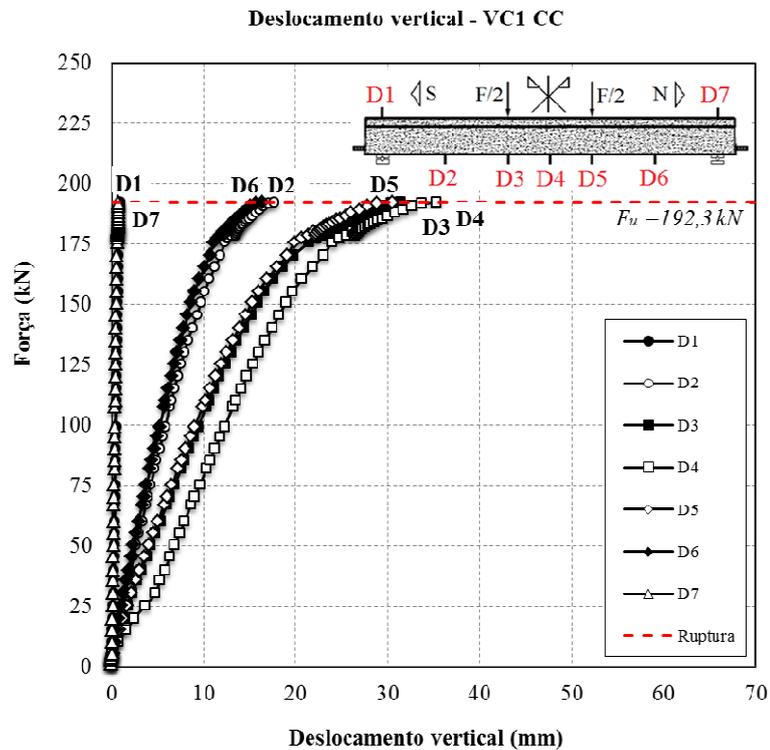


Figura 4.65 – Deslocamento vertical da viga VC1 CC

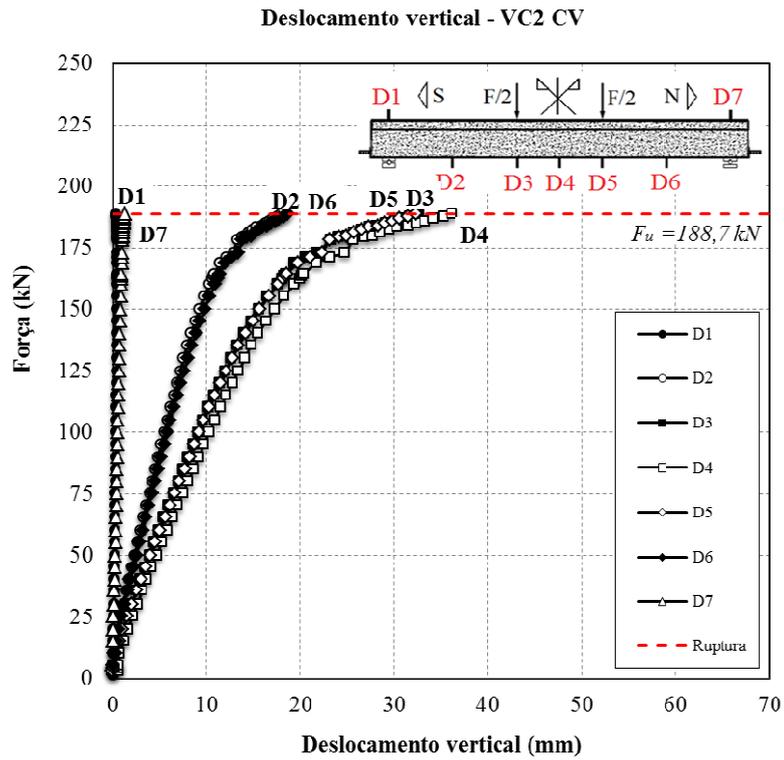


Figura 4.66 – Deslocamento vertical da viga VC2 CV

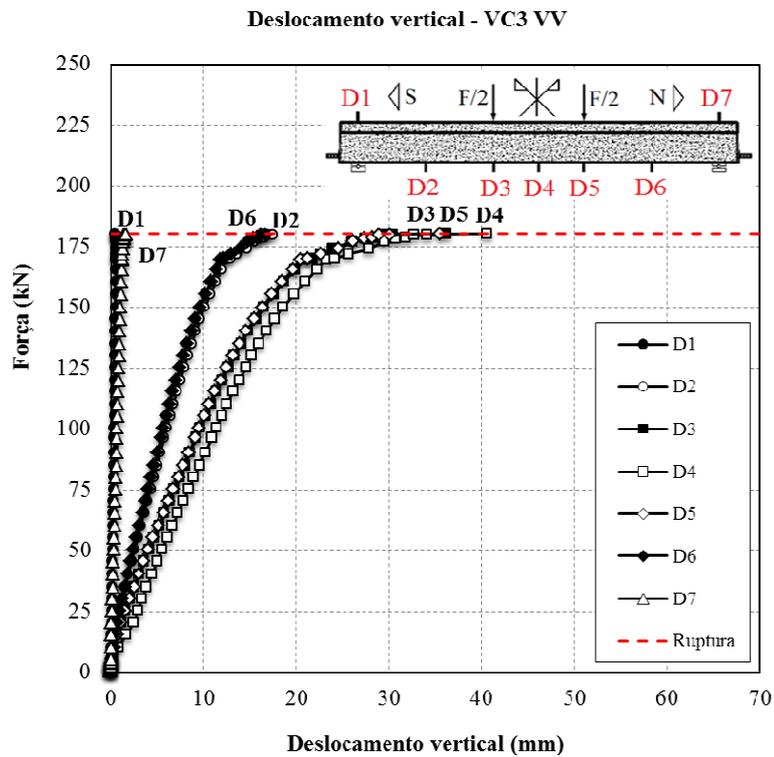


Figura 4.67 – Deslocamento vertical da viga VC3 VV

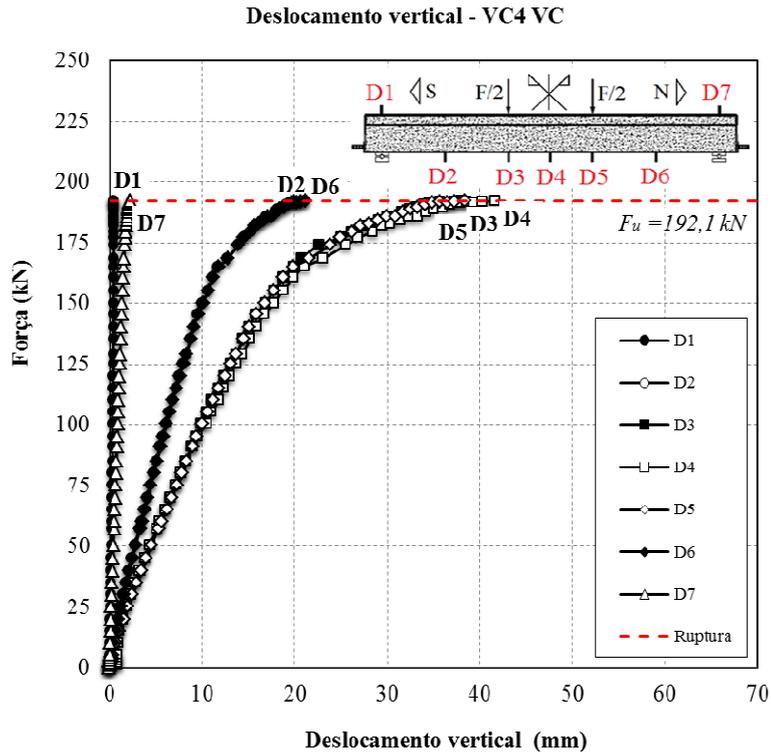


Figura 4.68 – Deslocamento vertical da viga VC4 VC

Nota-se que os deslocamentos nos apoios foram inferiores a 2,3 mm no deflectômetro D7 e inferiores a 0,9 mm no deflectômetro D1, semelhantemente às vigas dos grupos A e B. Na Figura 4.69 são ilustrados os deslocamentos em todos os grupos de vigas ensaiadas.

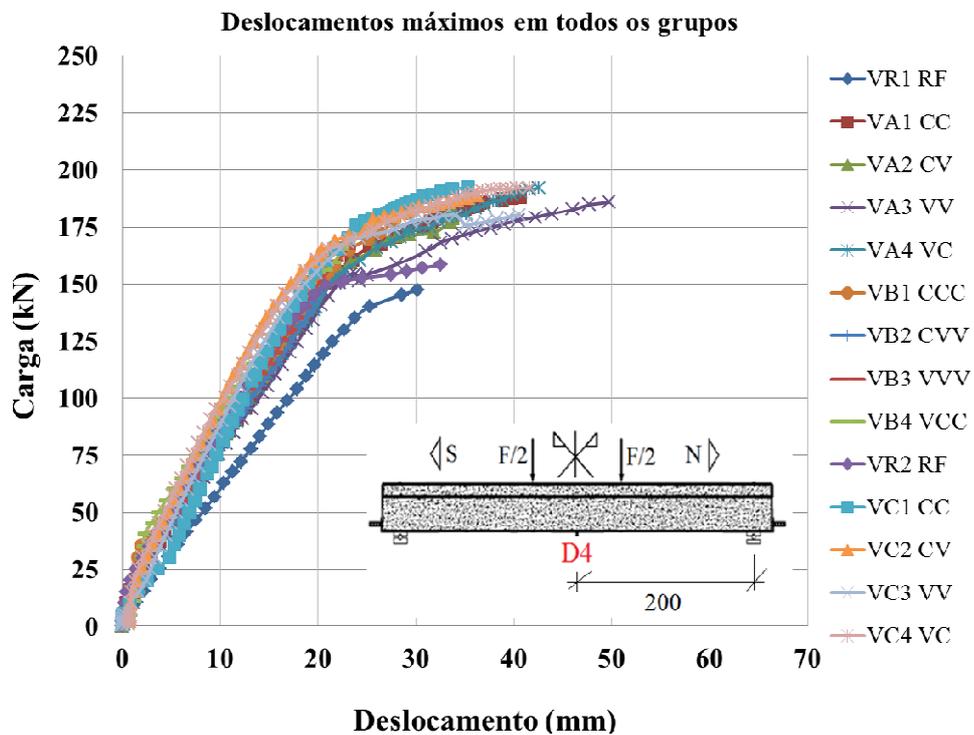


Figura 4.69 – Deslocamento vertical da viga VC4 VC

As vigas dos grupos A e C, principalmente com a primeira camada com PRFC, apresentaram maior rigidez em relação às vigas com a primeira camada de PRFV. As vigas do Grupo B apresentaram menores deslocamentos verticais em relação às dos grupos A e C, devido à maior taxa de reforço.

A Tabela 4.11 apresenta os valores máximos das flechas com suas respectivas cargas de leitura e os deslocamentos para uma carga de 140 kN, para os três grupos, obtidos no defletômetro D4 (no centro do vão). Analisando os valores dos deslocamentos obtidos para a carga de 140 kN, verifica-se que todas as vigas apresentaram valores menores de flechas para esta carga em relação às vigas de referência, verificando-se um acréscimo de rigidez em função do reforço.

Tabela 4.11 – Valores dos deslocamentos verticais no centro das vigas

VIGAS	Carga de ruptura (kN)	Deslocamento máximo F_u (kN)		Deslocamento $F=140$ kN	
		D4 (mm)	D4/D4 _{ref}	D4 (mm)	D4/D4 _{ref}
VR1 RF	159,6	42,0	1,00	25,2	1,00
VA1 CC	188,2	40,6	0,97	19,5	0,77
VA2 CV	184,0	41,0	0,98	19,3	0,77
VA3 VV	185,8	62,6	1,49	20,3	0,81
VA4 VC	192,0	42,6	1,01	19,8	0,79
VB1 CCC	180,5	29,2	0,69	18,2	0,72
VB2 CVV	174,8	31,7	0,75	19,4	0,77
VB3 VVV	198,5	43,8	1,04	18,6	0,74
VB4 VCC	193,9	40,3	0,96	17,5	0,69
VR2 RF	158,3	32,7	1,00	18,8	1,00
VC1 CC	192,3	35,3	1,08	17,4	0,93
VC2 CV	188,7	36,2	1,11	15,5	0,82
VC3 VV	180,3	40,6	1,24	16,8	0,89
VC4 VC	192,1	41,7	1,28	15,8	0,84

Na Tabela 4.12 são apresentados os deslocamentos no meio do vão das vigas ensaiadas, comparados com os valores correspondentes às cargas de fissuração do concreto, de escoamento da armadura de flexão e de ruptura.

Para o cálculo da carga de fissuração foram utilizadas as considerações do item 17.3.1 da ABNT NBR 6118 (2014) e para a carga de escoamento do aço considerou-se o instante em que a viga atingiu a deformação máxima da armadura de 20 mm, 2,8 ‰.

Tabela 4.12 – Resultados experimentais dos deslocamentos verticais no meio do vão, na carga de fissuração, na carga de escoamento da armadura de flexão e na carga última

Carga	Vigas	Deslocamento na 1ª fissura (mm)	Carga 1ª fissura (kN)	Deslocamento no Escoamento do aço (mm)	Carga Escoamento do aço (kN)	Desloc. Máximo (mm)	Carga de ruptura (kN)
A	VR1 RF	3,0	32,0	31,2	147,3	32,8	159,6
	VA1 CC	2,1	28,0	17,1	125,0	40,7	188,2
	VA2 CV	1,9	32,0	29,3	171,6	40,8	184,0
	VA3 VV	2,2	32,0	25,8	154,2	62,6	185,8
	VA4 VC	2,2	33,0	21,6	152,2	43,7	192,0
B	VB1 CCC	1,2	30,0	25,1	169,4	29,2	180,5
	VB2 CVV	0,3	32,0	19,2	138,4	31,7	174,8
	VB3 VVV	0,9	32,0	20,1	150,5	43,8	198,5
	VB4 VCC	0,9	32,0	30,6	180,6	40,3	193,9
C	VR2 RF	1,4	33,0	17,7	135,1	32,7	158,3
	VC1 CC	3,6	24,0	19,7	155,3	35,3	192,3
	VC2 CV	2,6	30,0	20,2	163,7	36,2	188,7
	VC3 VV	2,5	30,0	21,0	160,4	40,6	180,3
	VC4 VC	2,0	23,0	18,7	155,5	41,7	192,1

4.9 EVOLUÇÃO DA ABERTURA DAS FISSURAS

Durante a realização dos ensaios, o carregamento foi aplicado em incrementos de carga de 10 kN em 10 kN. Porém em intervalos de carga de 20 kN e 20 kN foram realizadas as leituras dos deslocamentos e das deformações e foram registradas as fissuras das vigas.

As fissuras de flexão surgem nas vigas, em média, por volta da carga de 32 kN. As fissuras foram medidas na lateral da alma em três pontos, próximo ao apoio Norte, Sul e no meio do vão da viga. Os valores medidos foram, em média, de 0,10 mm nas regiões Norte e Sul e de 0,30 mm no meio do vão.

Ressalta-se que as fissuras foram medidas até próximo à carga de 160 kN, durante a realização dos ensaios, interrompendo-se esse procedimento a partir dessa carga para garantir a segurança do pessoal em função da possibilidade de ruptura da peça no momento

de medição. Detalhes das fissuras de todas as vigas ensaiadas podem ser visualizados no apêndice E.

4.9.1 Grupo A – Vigas VR1, VA1, VA2, VA3 e VA4

Nas vigas do grupo A, a primeira fissura de flexão ocorre com uma carga em torno de 32 kN. As fissuras no centro do vão atingem 0,25 mm de abertura, e nas regiões Norte e Sul da viga os valores permaneceram inferiores a 0,15 mm.

Na Tabela 4.13 apresenta-se a abertura das fissuras para uma carga próxima de 140 kN, carga essa utilizada como referência para as vigas dos outros grupos. São registradas também as cargas de abertura da primeira fissura experimental e teórica.

Tabela 4.13 - Maior abertura das fissuras – Grupo A*

Vigas	$F_{1^{\text{fissura}}}$ (kN) (Experimental)	$F_{1^{\text{fissura}}}$ (kN) (Teórico)	Lado SUL (mm)	CENTRO (mm)	Lado NORTE (mm)
VR1 RF	32,0	31,3	0,20	0,40	0,20
VA1 CC	28,0	31,3	0,10	0,20	0,10
VA2 CV	32,0	31,3	0,12	0,20	0,12
VA3 VV	32,0	30,4	0,15	0,25	0,15
VA4 VC	33,0	31,3	0,10	0,20	0,10

* Carga utilizada como referência em todas as vigas = 140 kN.

4.9.2 Grupo B – Vigas VB1, VB2, VB3 e VB4

As primeiras fissuras de flexão das vigas do grupo B ocorreram com a carga em torno de 32 kN. As fissuras no centro do vão atingiram 0,25 mm de abertura, e próximo aos apoios Norte e Sul da viga os valores permaneceram inferiores a 0,15 mm.

Na Tabela 4.14 mostram-se as aberturas das fissuras registradas próximo à leitura da carga de 140 kN.

Tabela 4.14 - Maior abertura das fissuras – Grupo B*

Vigas	F _{1^ofissura} (kN) (Experimental)	F _{1^ofissura} (kN) (Teórico)	Lado SUL (mm)	CENTRO (mm)	Lado NORTE (mm)
VR1 RF	32,0	31,3	0,20	0,40	0,20
VB1 CCC	30,0	31,3	0,10	0,20	0,10
VB2 CVV	32,0	31,3	0,15	0,20	0,15
VB3 VVV	32,0	32,1	0,15	0,25	0,15
VB4 VCC	32,0	32,1	0,10	0,25	0,10

* Carga utilizada como referência em todas as vigas = 140 kN.

4.9.3 Grupo C – Vigas VR2, VC1, VC2, VC3 e VC4

No grupo C as primeiras fissuras de flexão ocorreram com a carga variando de 23 kN a 33 kN. As maiores fissuras no centro do vão foram registradas na viga VC3, com 0,40 mm de abertura, e próximo aos apoios Norte e Sul da viga, os valores permaneceram inferiores a 0,20 mm. Na Tabela 4.15 mostra-se a maior abertura das fissuras registradas próximo à leitura da carga de 140 kN das vigas.

Tabela 4.15 – Maior abertura das fissuras – Grupo C*

Vigas	F _{1^ofissura} (kN) (Experimental)	F _{1^ofissura} (kN) (Teórico)	Lado SUL (mm)	CENTRO (mm)	Lado NORTE (mm)
VR2 RF	33,0	33,8	0,20	0,30	0,20
VC1 CC	24,0	27,0	0,20	0,30	0,20
VC2 CV	30,0	31,3	0,10	0,30	0,10
VC3 VV	30,0	22,8	0,10	0,40	0,10
VC4 VC	23,0	24,5	0,10	0,30	0,10

* Carga utilizada como referência em todas as vigas = 140 kN.

Em relação aos valores das aberturas de fissuras para a carga máxima de ruptura, de todos os grupos, verifica-se que não houve expressivo retardamento nas aberturas de fissuras em relação às vigas de referência, VR1 e VR2, com exceção das vigas com a primeira camada com fibras de vidro que apresentaram um aumento de 33% em relação às demais vigas.

As vigas VA1, VA3 e VA4 apresentaram valores de abertura de fissuras finais bem acima do esperado, devido a uma deformação plástica excessiva das armaduras. A viga VA2 não apresentou valores muito elevados; pelo contrário, apresentou valores bem abaixo dos demais, indicando que o reforço influenciou a redução da abertura de fissuras.

As vigas do grupo B apresentaram a menor abertura final de fissuras do que as vigas do grupo A e essas, menor abertura de fissuras em relação às vigas do grupo C, que foram pré-carregadas. Porém, verifica-se que as aberturas finais de fissuras apresentaram valores próximos e inferiores a 0,4 mm.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo é apresentada a análise dos resultados obtidos com as vigas ensaiadas. Na análise abrangem-se os parâmetros monitorados nos ensaios como: as cargas últimas, os incrementos de carga e os modos de ruptura das vigas. São comparados os valores experimentais com os valores calculados da resistência das vigas com as normas do Boletim 14 *fib* (2001), do ACI 440.2R (2008) e da ABNT NBR 6118 (2014) e ao final apresenta-se uma sugestão para o cálculo do reforço híbrido com o Boletim 14 *fib* (2001).

5.2 COMPORTAMENTO DAS VIGAS ENSAIADAS ATÉ A RUPTURA

5.2.1 Cargas de ruptura e modos de ruptura das vigas

A Tabela 5.1 apresenta os resultados da carga de ruptura, o incremento de carga em relação às vigas de referência e o modo de ruptura das vigas dos grupos A, B e C. Todas as vigas apresentaram escoamento da armadura antes da ruptura.

No grupo A, constatou-se que o incremento da resistência das vigas foi maior na viga VA4 VC (reforço híbrido com a primeira camada sendo de PRFV), onde ocorre um aumento de 20,3% em relação à viga de referência, mostrando-se esta viga mais eficiente em relação às demais vigas deste grupo.

Na viga VA1 CC, ocorre incremento de carga de 17,9%, e nas vigas VA2 CV e VA3 VV, os incrementos foram de 15,3% e 16,4%, respectivamente. Assim, nota-se que as vigas VA1 CC, VA2 CV e VA3 VV possuem, em média, incremento de 16,5%. A viga com reforço híbrida tendo a primeira camada com PRFV possui 23% a mais de incremento de carga em relação a essa média. Nota-se que a manta de fibras de vidro na primeira camada, no reforço híbrido tem uma eficiência superior em relação ao incremento de carga, com a segunda camada em fibras de carbono contribuindo para esta maior eficiência.

Nota-se um comportamento similar na ruptura das vigas do grupo A, B e C, em relação ao início do descolamento ou destacamento do reforço. Com a primeira camada de reforço,

com PRFC o modo de ruptura tem descolamento iniciando no meio do vão progredindo para as extremidades do reforço (comportamento verificado nos ensaios de Castro, 2005). O processo de destacamento, que ocorre nas vigas com a primeira camada com PRFV, tem início das extremidades para o centro da viga.

Tabela 5.1 - Carga de ruptura, incremento de carga e modo de ruptura das vigas ensaiadas

Grupo	Viga	Tipo de Reforço	Carga de Ruptura $F_{u,exp}$ (kN)	Incremento de carga (%)	Modo de Ruptura
A	VR1 RF	Referência 1	159,6	-	A
	VA1 CC	2 camadas de PRFC	188,2	17,9	B
	VA2 CV	1 camada de PRFC 1 camada de PRFV	184,0	15,3	B
	VA3 VV	2 camadas de PRFV	185,8	16,4	C
	VA4 VC	1 camada de PRFV 1 camada de PRFC	192,0	20,3	C
B	VB1 CCC	3 camadas de PRFC	180,5	13,1	B
	VB2 CVV	1 camada de PRFC 2 camadas de PRFV	174,8	9,5	B
	VB3 VVV	3 camadas de PRFV	198,5	24,4	C
	VB4 VCC	1 camada de PRFV 2 camadas de PRFC	193,9	21,5	C
C	VR2 RF	Referência 2	158,3	-	A
	VC1 CC	2 camadas de PRFC	192,3	21,5	B
	VC2 CV	1 camada de PRFC 1 camada de PRFV	188,7	19,2	B
	VC3 VV	2 camadas de PRFV	180,3	13,9	B
	VC4 VC	1 camada de PRFC 1 camada de PRFC	192,1	21,4	C

As armaduras de flexão, de todas as vigas, escoaram antes de ser atingida a carga de ruptura;
Ruptura Tipo A – Deformação plástica excessiva antes de ser atingida a carga de ruptura;
Ruptura Tipo B – Descolamento do reforço de PRF;
Ruptura Tipo C – Destacamento do cobrimento.

No grupo B, com 3 camadas de PRF, onde se inclui o reforço híbrido, nota-se que o incremento da carga das vigas não foi muito diferente do incremento obtido no Grupo A. A viga VB3 VVV, com reforço utilizando três camadas de mantas de fibras de vidro, teve resistência superior à das demais vigas, com um aumento de 24,4% em relação à viga de referência. Esse valor superior deve-se provavelmente à melhor distribuição das tensões

nas proximidades das fissuras graças ao menor módulo de elasticidade das fibras de vidro em relação às fibras de carbono.

Na viga VB1 CCC, ocorre incremento de carga de 13,1%, e nas vigas VB2 CVV e VB4 VCC, os incrementos foram de 9,5% e 21,5%, respectivamente. Neste caso as vigas com três camadas não possuem eficiência superior às das vigas com duas camadas, pois o desempenho do reforço depende de sua ligação com o concreto. As vigas desse grupo que têm a primeira camada com mantas de fibras de carbono tiveram a ruptura com o descolamento do reforço, e as vigas com a primeira camada com manta de fibras de vidro tiveram ruptura com destacamento do cobrimento. Assim, como no grupo A, as vigas do grupo B apresentaram eficiência superior quando a primeira camada foi com PRFV.

No grupo C, com as vigas pré-carregadas, o incremento da resistência das vigas foi maior na viga VC1 CC, com um aumento de 21,5% em relação à viga de referência. Na viga VC4 VC nota-se um aumento de 21,4%, próximo ao incremento da viga VC1 CC. A pré-fissuração antes da aplicação do reforço altera a influência da ordem de aplicação das camadas no caso de reforço híbrido.

As vigas VC2 CV e VC3 VV apresentaram resistência 19,2% e 13,9% superior à da viga de referência, respectivamente. Os modos de ruptura foram de descolamento do reforço nas vigas VC1 CC, VC2 CV e VC3 VV e destacamento do cobrimento na viga VC4 VC. A Figura 5.1, ilustra, através do gráfico de barras, o acréscimo de resistência das vigas, separadas por grupos, em relação às vigas de referência.

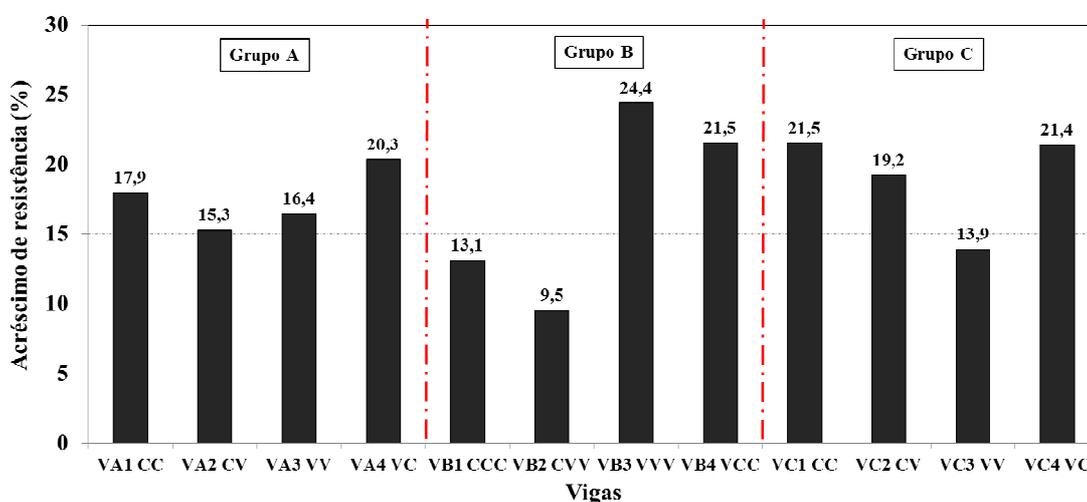


Figura 5.1– Acréscimo de resistência das vigas reforçadas

O acréscimo de resistência no processo de colagem na superfície do concreto, de acordo com a literatura, varia de 12% a 30%, quando utilizadas mantas de FRP, e superiores a esses valores quando utilizados laminados de FRP. Averigua-se que existe influência da sequência de colagem entre as mantas de fibras de carbono e de fibras de vidro na superfície do concreto, com vantagem para a primeira camada em fibras de vidro.

O pré-fissuramento das vigas tem influência direta na capacidade de resistência da viga. O número de camadas teve influência muito inferior ao esperado. Conforme os trabalhos de Arquez (2010), ao utilizar camadas de manta de PRF, o aproveitamento do reforço não é total, diminuindo conforme o aumento da quantidade de camadas. O número de camadas tem influência na resistência, caso seja considerada a colagem das fibras para combater o cisalhamento das vigas.

Os modos de ruptura apresentados nas vigas reforçadas foram ocasionados pela perda da ação composta entre o concreto e o reforço. Nas vigas reforçadas com a primeira camada utilizando mantas de PRFC, ocorre a ruptura com o descolamento do reforço, possivelmente, devido ao concreto não absorver as tensões de cisalhamento interfaciais junto às fissuras de flexão. O reforço se desprende mantendo apenas uma fina camada de concreto aderida a ele.

Nas vigas com a primeira camada utilizando PRFV ocorre ruptura por destacamento do revestimento, onde ocorrem as tensões normais e de cisalhamento interfaciais desenvolvidas nas extremidades do reforço, ocorrendo o destacamento do revestimento até a superfície das barras da armadura longitudinal.

Na Tabela 5.2 são ilustrados os resultados experimentais, disponíveis na literatura, utilizando apenas as vigas com reforço das mantas de PRFC e PRFV, trabalhando isoladamente e em conjunto.

Esses dados foram compilados e comparados com os resultados das vigas de referência dos respectivos trabalhos. Tem-se com isso o objetivo de aferir a eficiência deste trabalho em comparação com outros trabalhos, principalmente na determinação das cargas de ruptura das vigas.

Tabela 5.2 - Carga de ruptura e incremento de carga das vigas ensaiadas

Autor	Modelo	d (cm)	f_c (MPa)	ρ (%)	Ancoragem	A_{PRFc} (mm ²)	A_{PRFv} (mm ²)	A_{PRF} (TOTAL) (mm ²)	F_u (kN)	Incremento* (%)
SILVA (2014)	VA1 CC	40	45,2	0,63	sim	46,2	-	46,2	188,2	18%
	VA2 CV	40	46,3	0,63	sim	23,1	50,0	73,1	184,0	15%
	VA3 VV	40	49,4	0,63	sim	-	100,0	100,0	185,8	16%
	VA4 VC	40	46,3	0,63	sim	23,1	50,0	73,1	192,0	20%
	VB1 CCC	40	46,3	0,63	sim	69,3	-	69,3	180,5	13%
	VB2 CVV	40	46,3	0,63	sim	23,1	100,0	123,1	174,8	10%
	VB3 VVV	40	49,4	0,63	sim	-	149,9	149,9	198,5	24%
	VB4 VCC	40	49,4	0,63	sim	46,2	50,0	96,2	193,9	21%
	VC1 CC	40	41,7	0,63	sim	46,2	-	46,2	192,3	21%
	VC2 CV	40	41,6	0,63	sim	23,1	50,0	73,1	188,7	19%
	VC3 VV	40	41,0	0,63	sim	-	100,0	100,0	180,3	13%
	VC4 VC	40	42,2	0,63	sim	23,1	50,0	73,1	192,1	21%
THAKAHASHI (2013)	Nº2	30	41,7	0,95	sim	56,1	-	56,1	195,3	21%
	Nº3	30	41,7	0,95	sim	56,1	-	56,1	202,5	25%
	Nº7	30	47,9	0,95	sim	56,1	-	56,1	196,1	21%
	Nº8	30	47,9	0,95	sim	56,1	-	56,1	201,4	25%
GAMINO (2007)	VF1	30	46,6	0,26	sim	0,25	-	0,25	191,0	21%
	VF2	30	46,6	0,26	sim	0,25	-	0,25	181,0	14%
	VF3	30	42,9	0,26	sim	0,31	-	0,31	210,0	33%
	VF5	30	46,3	0,26	sim	0,20	-	0,20	198,0	25%
	VF6	30	39,9	0,26	sim	0,20	-	0,20	182,0	15%
MENEGHETTI (2007)	VCE	14	41,4	0,54	sim	16,5	-	16,5	45,3	21%
	VVE	14	41,4	0,54	sim	-	35,7	35,7	38,4	2,7%
HOSNY <i>et al.</i> (2006)	F01	30	25,0	0,61	não	52,8	-	52,8	116,5	17%
	F02	30	25,0	0,61	não	-	278,5	278,5	127,2	27%
	F03	30	25,0	0,61	sim	13,2	79,2	92,4	117,3	17%
	F04	30	25,0	0,61	sim	-	171,4	171,4	125,3	25%
	F06	30	25,0	0,61	sim	19,8	114,2	134,0	110,3	10%
CARNEIRO (2006)	VE3	40	34,5	0,63	sim	60,0	-	60,0	176,0	19%
	VE4	40	34,5	0,63	sim	101,6	-	101,6	205,0	39%
	VE5	40	34,5	0,63	sim	72,1	-	72,1	155,0	5%
	VE6	40	34,5	0,63	sim	50,8	-	50,8	185,0	25%
OLIVEIRA JÚNIOR (2005)	VA RBC	40	47,4	0,63	sim	78,5	-	78,5	166,0	7%
	VA RBA	40	47,2	0,63	sim	50,3	-	50,3	164,7	6%
	VA RMC	40	46,8	0,63	sim	49,5	-	49,5	193,0	25%
	VB RBA	40	35,8	1,57	sim	50,3	-	50,3	397,7	18%
	VB RMC	40	36,3	1,57	sim	49,5	-	49,5	414,8	23%
CASTRO (2005)	VE 2.1	40	40,0	0,63	sim	49,5	-	49,5	206,0	26%
	VE 2.2	40	47,7	0,63	sim	49,5	-	49,5	215,0	16%
	VE 5.4	40	44,6	1,57	sim	49,5	-	49,5	479,0	20%
SILVA FILHO (2005)	VA-RMC	40	40,0	0,63	sim	49,5	-	49,5	193,0	25%
	VB-RLC	40	40,0	1,57	sim	49,5	-	49,5	414,8	11%

* Em relação à viga de referência de cada autor.

A análise dos resultados aponta uma aproximação entre os resultados de incremento de carga. Salienta-se que a variabilidade destes resultados se dá em função dos diferentes sistemas e detalhamento para reforço. Porém, em média, os valores do incremento da carga de ruptura das vigas reforçadas em relação às vigas de referência desta pesquisa foram próximos aos encontrados na literatura.

5.3 COMPARAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

É apresentada uma comparação dos resultados experimentais e os resultados de cálculo das cargas últimas e deformações máximas das vigas. Os cálculos foram feitos segundo o Boletim 14 *fib* (2001), o ACI 440.2R (2008) e a ABNT NBR 6118 (2014). As duas primeiras normas são específicas para o cálculo de estruturas de concreto reforçadas com PRF colados na superfície do concreto. A norma ABNT NBR 6118 (2014) não contempla o dimensionamento de estruturas reforçadas com PRF, devido a isso, o cálculo à flexão em estado limite último foi feito com adaptações considerando o reforço de PRF como armação adicional de reforço com as devidas especificações.

O cálculo das vigas reforçadas com CSC foi realizado considerando que o reforço foi aplicado com as vigas descarregadas. As vigas de referência, VR1 e VR2 foram calculadas com os mesmos procedimentos de cálculo das vigas reforçadas, com a supressão da contribuição do reforço.

Foram utilizadas, no cálculo das vigas reforçadas as propriedades do aço, do concreto e do reforço de PRF determinados experimentalmente. As propriedades desses materiais encontram-se nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3, respectivamente. Com esses dados a carga última foi calculada a partir da determinação do valor do momento fletor resistente para a seção do meio do vão da viga.

5.3.1 Boletim 14 *fib* (2001)

O Boletim 14 *fib* (2001) faz considerações para o cálculo da resistência à flexão com o PRF colado na superfície do concreto trabalhando ou com PRFC ou com PRFV. Com isso, existe a necessidade de adaptação da norma considerando os compósitos trabalhando em conjunto (híbridos). Na determinação da carga última, o Boletim 14 *fib* (2001) aborda duas situações, uma considerando a atuação completa do reforço, com a aplicação dos coeficientes de ponderação, e a outra limitando a carga atuante em função dos possíveis mecanismos que conduzem ao descolamento e (ou) destacamento do reforço, com a perda de ação desse reforço (será visto no item 5.4).

Inicialmente observa-se que no cálculo do momento resistente das vigas são admitidas duas situações: a primeira é o esmagamento do concreto após o escoamento da armadura de aço, mantendo o reforço intacto, e a segunda é a ruptura do reforço após o escoamento da armadura. De acordo com o Boletim 14 *fib* (2001) a primeira situação conduz à ruína dúctil, enquanto a segunda situação, teoricamente possível, geralmente não ocorre em virtude do descolamento e (ou) destacamento prematuro nas vigas com CSC. A Tabela 5.3 abaixo mostra a comparação dos resultados experimentais com os resultados teóricos da carga última calculada segundo o Boletim 14 *fib* (2001).

Tabela 5.3 - Comparação carga última experimental x teórica - Boletim 14 *fib* (2001)

GRUPO	RESULTADOS EXPERIMENTAIS						RESULTADOS BOLETIM 14 <i>fib</i> (2001)			$F_{u,exp}/F_{u,teo}$
	VIGA	f_c (MPa)	$\epsilon_{c,exp}$ (%)	$\epsilon_{fu,exp}$ (%)	$F_{u,exp}$ (kN)	Modo de ruptura	$\epsilon_{fe}=8,0\%$		Modo de ruptura	
							$\epsilon_{c,teo}$ (%)	$F_{u,teo}$ (kN)		
A	VR1 RF	44,9	1,74	-	159,6	A	1,07	154,1	E	1,04
	VA1 CC	45,2	1,95	11,1	188,2	B	1,17	188,1	DL	1,00
	VA2 CV	46,3	1,43	9,0	184,0	B	1,16	185,9	DL	0,99
	VA3 VV	49,4	1,19	8,3	185,8	C	1,16	183,7	DL	1,01
	VA4 VC	46,3	1,06	8,5	192,0	C	1,16	185,9	DL	1,03
B	VB1 CCC	46,3	1,08	4,7*	180,5	B	1,22	205,0	DL	0,88
	VB2 CVV	46,3	1,15	9,2	174,8	B	1,21	200,6	DL	0,87
	VB3 VVV	49,4	0,87	8,6	198,5	C	1,20	198,4	DL	1,00
	VB4 VCC	49,4	1,43	8,4	193,9	C	1,21	202,8	DL	0,96
C	VR2 RF	40,6	1,09	-	158,3	A	0,96	154,8	E	1,02
	VC1 CC	41,7	1,41	8,3	192,3	B	1,06	189,0	DL	1,02
	VC2 CV	41,6	1,52	8,4	188,7	B	1,05	186,7	DL	1,01
	VC3 VV	41,0	1,84	6,1*	180,3	B	1,05	184,5	DL	0,98
	VC4 VC	42,2	1,71	8,5	192,1	C	1,05	186,7	DL	1,03

* O extensômetro não funcionou corretamente até o final do ensaio;

A – Deformação excessiva da armadura de flexão;

B – Descolamento do reforço;

C – Destacamento do cobrimento;

DL – Deformação limite no reforço;

E – Esmagamento do concreto.

A relação entre a carga última à flexão experimental e a teórica das vigas do Grupo A, com duas camadas de PRF, ficou muito próxima a 1,0. Todas as rupturas foram com deformação limite no reforço.

No Grupo B, com três camadas de PRF, essa relação ficou em média abaixo de 0,93, todas as rupturas foram iguais, por deformação limite no reforço. Os menores valores da relação

entre as cargas últimas experimentais e teóricas do Grupo B, 0,88 e 0,87, aconteceram nas vigas VB1 CCC e VB2 CVV, respectivamente.

As vigas do Grupo C, pré-carregadas e reforçadas com duas camadas de PRF, tiveram essa relação próximo a 1,0, como as vigas do Grupo A. O modo de ruptura da viga de referência foi por deformação excessiva da armadura de flexão, como esperado (viga subarmada). Já o modo de ruptura nas vigas com PRF foi a deformação limite no reforço.

As deformações máximas na armadura longitudinal no cálculo foram afetadas pela deformação de ruptura no reforço, ficando abaixo dos valores verificados nos resultados experimentais. Na viga de referência, o valor experimental foi próximo ao valor teórico.

5.3.2 ACI 440-2R (2008)

O código ACI 440.2R (2008) como o Boletim 14 *fib* (2001) aplica-se a estruturas de concreto reforçadas com FRP colados na superfície do concreto. Os procedimentos de cálculo da capacidade resistente à flexão das vigas utilizam os mesmos conceitos do ACI 318 (2011), com as devidas particularidades dos procedimentos de cálculo utilizando materiais compósitos no reforço.

Entre as considerações relativas ao reforço com FRP está a limitação definida pelo código ACI 440.2R (2008), no item 9.2.1, onde estabelece duas equações que determinam o coeficiente k_m que é um valor baseado exclusivamente em experiências que utilizam sistemas de reforço com colagem na superfície do concreto.

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot C_E \cdot \varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n \cdot E_f \cdot t_f}{360000} \right) \leq 0,90 \text{ para } n \cdot E_f \cdot t_f \leq 180000 \text{ N/mm} \quad 5.1$$

$$k_m = \frac{1}{60 \cdot C_E \cdot \varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{90000}{n \cdot E_f \cdot t_f} \right) \leq 0,90 \text{ para } n \cdot E_f \cdot t_f > 180000 \text{ N/mm} \quad 5.2$$

onde:

C_E – coeficiente de redução ambiental;

ε_{fu} - deformação de ruptura do reforço com PRF;

n - número de camadas de reforço com PRF;

E_f - módulo de elasticidade do PRF;

t_f - espessura de uma camada do sistema PRF.

O tipo de PRF utilizado no reforço da estrutura define o coeficiente C_E , menor que a unidade, e variável em função das condições ambientais de exposição do elemento reforçado. O produto ($C_E \cdot \epsilon_{fu}$) corresponde ao valor de cálculo da deformação do reforço.

Os valores correspondentes a t_f , E_f e ϵ_{fu} foram obtidos da Tabela 4.3. Considerando a deformação inicial no substrato de concreto, ϵ_0 , e a possibilidade de esmagamento do concreto, a deformação efetiva do reforço em estado limite último, ϵ_{fe} , pode ser obtida pela equação 5.3 abaixo.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{h-x}{x} \right) - \epsilon_0 \leq k_m \cdot C_E \cdot \epsilon_{fu} \quad 5.3$$

onde:

- ϵ_{cu} – deformação última do concreto;
- ϵ_0 – deformação inicial no substrato de concreto;
- h – altura da viga;
- x – posição da linha neutra em relação à face superior da viga.

Essas equações sugeridas pelo ACI 440.2R (2008) expressam a preocupação com o descolamento prematuro em função da rigidez do reforço, representada pela espessura do PRF, n , t_f e o módulo de elasticidade do material, E_f , sendo que outros fatores, como as propriedades do concreto, a rigidez da viga e os processos de ancoragem transversal são igualmente importantes e não são considerados nessas limitações.

A Tabela 5.4 mostra a comparação entre resultados experimentais e teóricos obtidos de acordo com este código.

Constata-se que os resultados do cálculo com utilização do código ACI 440.2R (2008) em relação ao modo de ruptura foram alongamento plástico excessivo da armadura longitudinal nas vigas de referência e deformação limite do reforço nas vigas reforçadas.

A relação entre a carga última à flexão experimental e a teórica das vigas do Grupo A, ficou muito próxima a 1,0, e sempre maior que 1,0. No Grupo B, essa relação ficou, em média, abaixo de 0,93 sendo os menores valores 0,90 e 0,89 nas vigas VB1 CCC e VB2

CVV, respectivamente. Nas vigas do Grupo C, pré-carregadas, essa relação ficou próxima a 1,0, como as vigas do Grupo A.

Tabela 5.4 - Comparação carga última experimental x teórica – ACI 440.2R (2008)

GRUPO	RESULTADOS EXPERIMENTAIS						RESULTADOS ACI 440.2R (2008)			$F_{u,exp}/F_{u,teo}$
	VIGA	f_c (MPa)	$\epsilon_{c,exp}$ (‰)	$\epsilon_{fu,exp}$ (‰)	$F_{u,exp}$ (kN)	Modo de ruptura	$\epsilon_{fe}=8,0‰$		Modo de ruptura	
							$\epsilon_{c,teo}$ (‰)	$F_{u,teo}$ (kN)		
A	VR1 RF	44,9	1,74	-	159,6	A	1,16	154,8	E	1,03
	VA1 CC	45,2	1,95	11,1	188,2	B	1,24	180,5	DL	1,04
	VA2 CV	46,3	1,43	9,0	184,0	B	1,17	178,2	DL	1,03
	VA3 VV	49,4	1,19	8,3	185,8	C	1,20	183,6	DL	1,01
	VA4 VC	46,3	1,06	8,5	192,0	C	1,17	178,2	DL	1,08
B	VB1 CCC	46,3	1,08	4,7*	180,5	B	1,30	200,7	DL	0,90
	VB2 CVV	46,3	1,15	9,2	174,8	B	1,17	196,2	DL	0,89
	VB3 VVV	49,4	0,87	8,6	198,5	C	1,20	205,1	DL	0,97
	VB4 VCC	49,4	1,43	8,4	193,9	C	1,24	198,4	DL	0,98
C	VR2 RF	40,6	1,09	-	158,3	A	1,05	155,5	E	1,02
	VC1 CC	41,7	1,41	8,3	192,3	B	1,12	181,3	DL	1,06
	VC2 CV	41,6	1,52	8,4	188,7	B	1,06	178,9	DL	1,05
	VC3 VV	41,0	1,84	6,1*	180,3	B	1,09	184,2	DL	0,98
	VC4 VC	42,2	1,71	8,5	192,1	C	1,06	178,9	DL	1,07

* Extensômetro deixou de funcionar prematuramente;

A – Deformação excessiva da armadura de flexão;

B – Descolamento do reforço;

C – Destacamento do cobrimento;

DL – Deformação limite no reforço;

E – Esmagamento do concreto.

5.3.3 ABNT NBR 6118 (2014)

Embora não exista uma norma brasileira específica para o reforço de estruturas de concreto utilizando compósitos, a capacidade resistente à flexão de vigas reforçadas pode ser obtida a partir dos procedimentos adotados pela ABNT NBR 6118 (2014) para o projeto de estruturas de concreto, aplicando-se considerações relativas às especificidades do reforço e suas implicações no comportamento estrutural das vigas.

Na Tabela 5.5, são apresentados os resultados experimentais e os resultados dos cálculos utilizando a norma ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 5.5 - Comparação carga última experimental x teórica – ABNT NBR 6118 (2014)

GRUPO	RESULTADOS EXPERIMENTAIS						RESULTADOS ABNT NBR 6118 (2007)			$F_{u,exp}/F_{u,teo}$
	VIGA	f_c (MPa)	$\epsilon_{c,exp}$ (%)	$\epsilon_{fu,exp}$ (%)	$F_{u,exp}$ (kN)	Modo de ruptura	$\epsilon_{fe}=8,0\%$		Modo de ruptura	
							$\epsilon_{c,teo}$ (%)	$F_{u,teo}$ (kN)		
A	VR1 RF	44,9	1,15	-	159,6	A	1,16	158,4	E	1,01
	VA1 CC	45,2	1,13	11,1	188,2	B	1,24	189,3	DL	0,99
	VA2 CV	46,3	1,04	9,0	184,0	B	1,17	186,3	DL	0,99
	VA3 VV	49,4	0,92	8,3	185,8	C	1,20	184,9	DL	1,00
	VA4 VC	46,3	1,04	8,5	192,0	C	1,17	186,3	DL	1,03
B	VB1 CCC	46,3	1,10	4,7*	180,5	B	1,30	205,8	DL	0,88
	VB2 CVV	46,3	1,27	9,2	174,8	B	1,17	199,6	DL	0,88
	VB3 VVV	49,4	1,15	8,6	198,5	C	1,20	208,8	DL	0,95
	VB4 VCC	49,4	1,24	8,4	193,9	C	1,24	203,0	DL	0,96
C	VR2 RF	40,6	0,66	-	158,3	A	1,05	158,1	E	1,00
	VC1 CC	41,7	1,23	8,3	192,3	B	1,12	188,9	DL	1,02
	VC2 CV	41,6	1,17	8,4	188,7	B	1,06	185,8	DL	1,02
	VC3 VV	41,0	1,13	6,1*	180,3	B	1,09	184,0	DL	0,98
	VC4 VC	42,2	1,15	8,5	192,1	C	1,06	185,9	DL	1,03

*O extensômetro deixou de funcionar prematuramente;

A – Deformação excessiva da armadura de flexão;

B – Descolamento do reforço;

C – Destacamento do cobrimento;

DL – Deformação limite no reforço;

E – Esmagamento do concreto.

Verifica-se que os resultados do cálculo com utilização da ABNT NBR 6118 (2014) ficaram próximos aos resultados obtidos com utilização do Boletim 14 *fib* (2001), o que se explica porque há muita semelhança na formulação dessas normas para obtenção da carga última.

Em relação ao modo de ruptura das vigas, verifica-se que nas vigas de referência ocorreu o alongamento plástico excessivo da armadura longitudinal e nas vigas reforçadas foi atingida a deformação limite do reforço.

A relação entre a carga última à flexão experimental e teórica das vigas do Grupo A ficou muito próxima a 1,0. No Grupo B essa relação ficou, em média, em 0,92, e no Grupo C também próxima a 1,0.

5.3.4 Comparação entre os resultados experimentais, o Boletim 14 *fib* (2001), o ACI 440.2R (2008) e a ABNT NBR 6118 (2014).

A Tabela 5.6 mostra a comparação entre os resultados experimentais e os estimados pelas normas para a carga última à flexão. Constatou-se que o Boletim 14 *fib* (2001), o ACI 440.2R (2008) e ABNT NBR 6118 (2014), em relação aos resultados, conduziram a valores satisfatórios, variando em torno de 5% abaixo ou acima dos valores obtidos nos ensaios.

Ocorreram duas exceções que foram constatadas nos resultados das três normas; as vigas VB1 e VB2 tiveram valores em média de 13% acima dos verificados nos ensaios.

Tabela 5.6 – Carga última - Resultados experimentais e teóricos

GRUPO	VIGA	Experimental	BOLETIM 14 <i>fib</i> (2001)		ACI 440.2R (2008)		ABNT NBR 6118 (2014)	
		$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,fib}$ (kN)	$F_{u,exp} /$ $F_{u,fib}$	$F_{u,ACI}$ (kN)	$F_{u,exp} /$ $F_{u,ACI}$	$F_{u,NBR}$ (kN)	$F_{u,exp} /$ $F_{u,NBR}$
A	VR1 RF	159,6	155,6	1,03	154,8	1,03	158,4	1,01
	VA1 CC	188,2	188,1	1,00	180,5	1,04	189,3	0,99
	VA2 CV	184,0	185,9	0,99	178,2	1,03	186,3	0,99
	VA3 VV	185,8	183,7	1,01	183,6	1,01	184,9	1,00
	VA4 VC	192,0	185,9	1,03	178,2	1,08	186,3	1,03
B	VB1 CCC	180,5	205,0	0,88	200,7	0,90	205,8	0,88
	VB2 CVV	174,8	200,6	0,87	196,2	0,89	199,6	0,88
	VB3 VVV	198,5	198,4	1,00	205,1	0,97	208,8	0,95
	VB4 VCC	193,9	202,8	0,96	198,4	0,98	203,0	0,96
C	VR2 RF	158,3	156,2	1,01	155,5	1,02	158,1	1,00
	VC1 CC	192,3	189,0	1,02	181,3	1,06	188,9	1,02
	VC2 CV	188,7	186,7	1,01	178,9	1,05	185,8	1,02
	VC3 VV	180,3	184,5	0,98	184,2	0,98	184,0	0,98
	VC4 VC	192,1	186,7	1,03	178,9	1,07	185,9	1,03

As vigas híbridas foram calculadas com adaptações segundo o Boletim 14 *fib* (2001), o ACI 440.2R (2008) e a ABNT NBR 6118 (2014).

A Figura 5.2 mostra a mesma comparação da Tabela 5.6 em diagrama de barras.

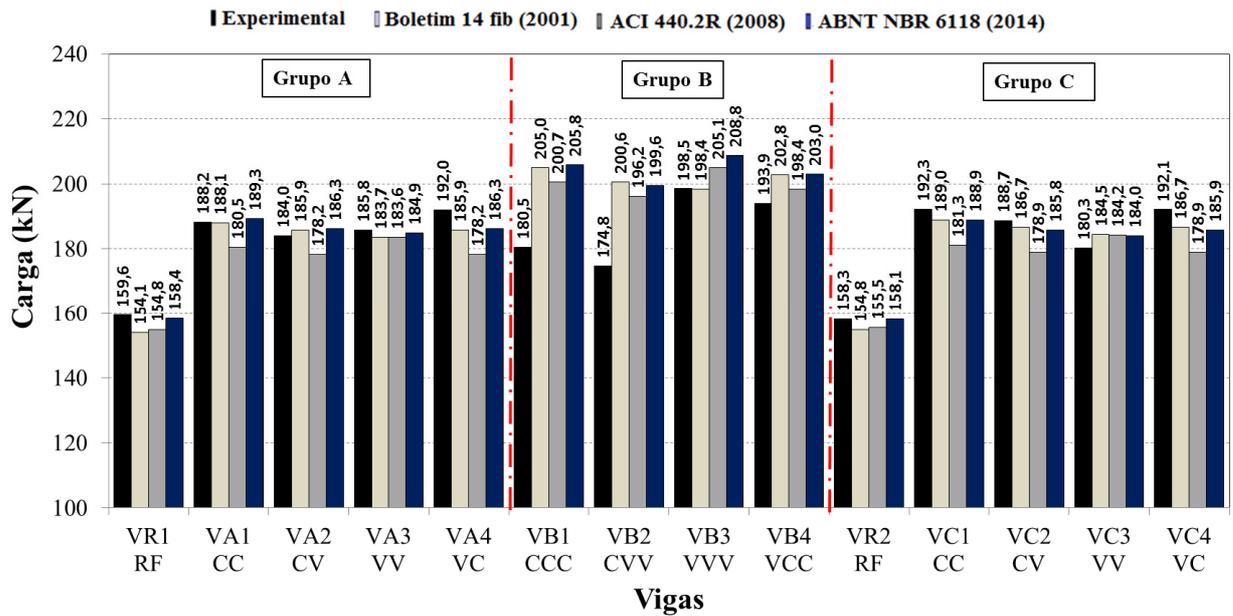


Figura 5.2 – Carga última - resultados experimentais e teóricos

O código ACI 440.2R (2008) mostra-se mais conservador em relação à norma do Boletim 14 *fib* (2001) e à adaptação da ABNT NBR 6118 (2014), porém, os valores apresentados pelas três normas estão próximos aos resultados experimentais conforme pode ser visualizado na Figura 5.3.

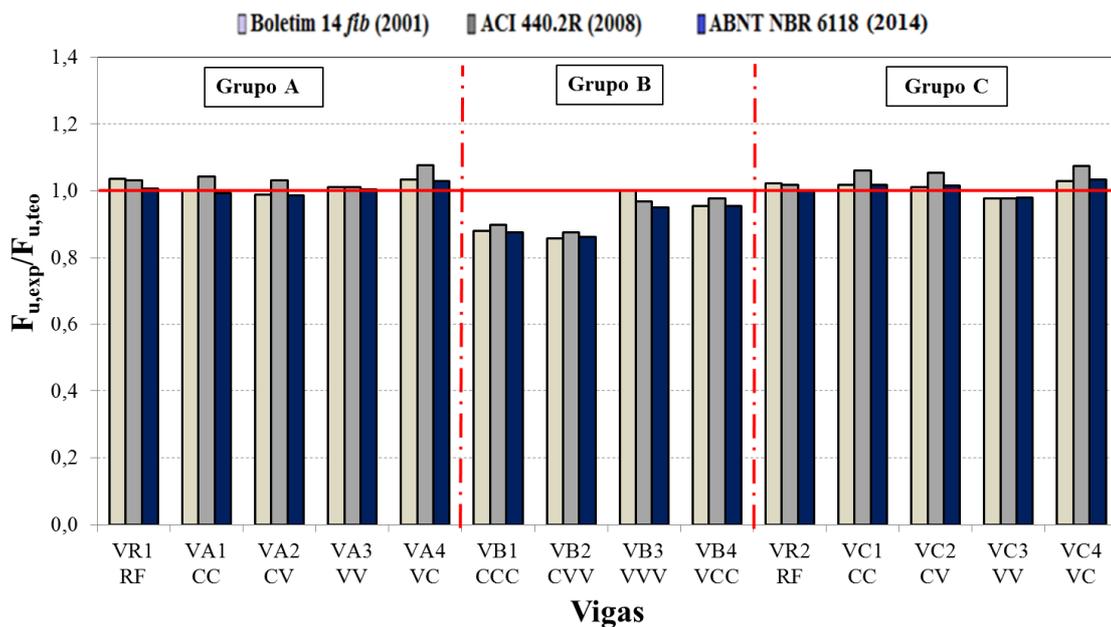


Figura 5.3 – Comparação entre as normas técnicas em relação a $F_{u,exp}/F_{u,teo}$

5.4 DESCOLAMENTO DO REFORÇO NA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS

Os mecanismos apresentados no capítulo 2 foram aplicados na avaliação do descolamento para a situação do reforço colado na superfície do concreto (CSC) em função do descolamento causado por irregularidades, fissuras de flexão, cisalhamento e nas extremidades do reforço.

5.4.1 Mecanismo de descolamento causado por irregularidades na superfície do concreto

O descolamento causado por irregularidades na superfície do substrato de concreto, ilustrado na Figura 5.4, pode ser evitado limitando-se a ocorrência de irregularidades na superfície na preparação das vigas.

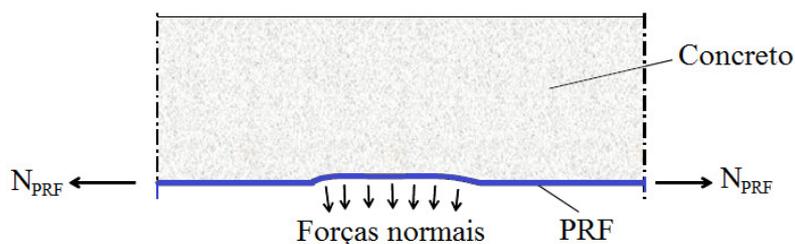


Figura 5.4 – Descolamento causado por irregularidades na superfície do concreto - adaptação do Boletim 14 *fib* (2001)

Reitera-se que as irregularidades da superfície de ligação entre o concreto e o PRF não ocorreram nesta pesquisa em função da utilização de formas metálicas na confecção das vigas resultando uma superfície de concreto lisa e sem irregularidades.

5.4.2 Mecanismo de descolamento entre as fissuras de flexão.

No mecanismo de descolamento entre as fissuras de flexão foram utilizadas duas análises: a primeira, proposta por Zhang *et al.* (1995), e a segunda com o Boletim 14 *fib* (2001), conforme apresentado no item 2.4.6.2.

Na proposta de Zhang *et al.* (1995) a magnitude das tensões de cisalhamento na interface é um fator determinante do comportamento à ruptura. No descolamento ocorre a propagação

de fissuras no concreto, paralelas ao PRF e adjacentes à interface concreto-reforço, que se iniciam no ponto de tensão mais alto e se desenvolvem até o final do reforço.

Na proposta do Boletim 14 *fib* (2001), limita-se a força máxima atuante no reforço com o objetivo de limitar a deformação efetiva do PRF, tendo como principais parâmetros: a influência das fissuras na aderência, a compactação do concreto, as dimensões do reforço, a base da viga, o módulo de elasticidade do PRF, a resistência à tração do concreto e coeficientes de calibração.

Na Tabela 5.7 são mostrados os resultados das cargas últimas experimentais e teóricas.

Tabela 5.7 – Ruptura por descolamento do reforço entre fissuras de flexão

Grupo	Vigas	f_c (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$F_{u, exp}$ (kN)	Zhang <i>et al.</i>		Boletim 14 FIB	
					F_u (kN)	$F_{u, exp} / F_{u, teo}$	$F_{u, máx}$ (kN)	$F_{u, exp} / F_{u, teo}$
A	VR1 RF	44,9	3,70	159,6	-	-	-	-
	VA1 CC	45,2	3,70	188,2	182,63	1,03	180,9	1,04
	VA2 CV	46,3	3,70	184,0	182,63	1,01	172,1	1,07
	VA3 VV	49,4	3,60	185,8	164,26	1,13	160,7	1,16
	VA4 VC	46,3	3,70	192,0	168,82	1,14	172,1	1,12
B	VB1 CCC	46,3	3,70	180,5	182,63	0,99	221,5	0,81
	VB2 CVV	46,3	3,70	174,8	182,63	0,96	207,1	0,84
	VB3 VVV	49,4	3,80	198,5	173,38	1,14	202,2	0,98
	VB4 VCC	49,4	3,80	193,9	173,38	1,12	217,3	0,89
C	VR2 RF	40,6	4,00	158,3	-	-	-	-
	VC1 CC	41,7	3,20	192,3	157,95	1,22	168,2	1,14
	VC2 CV	41,6	3,70	188,7	182,63	1,03	172,1	1,10
	VC3 VV	41,0	2,70	180,3	123,19	1,46	139,2	1,30
	VC4 VC	42,2	2,90	192,1	132,32	1,45	152,4	1,26

A análise dos resultados para o mecanismo de descolamento do reforço entre as fissuras de flexão aponta para uma boa aproximação entre os resultados teóricos e experimentais para a maioria das vigas utilizando a proposta de Zhang *et al.* (1995), mas com estimativas conservadoras para três vigas do grupo C.

Os resultados segundo o Boletim 14 *fib* (2001) também ficaram próximos aos experimentais, apresentando também um pouco conservadores no caso das três vigas do grupo C e significativamente contra a segurança em duas vigas do grupo B.

No caso de reforço com três camadas, verifica-se que a proposta de Zhang *et al.* (1995) mostra-se mais adequada que a do Boletim 14 *fib* (2001). No caso de vigas pré-carregadas ambas as propostas apresentam-se conservadoras, provavelmente porque a pré-fissuração altera significativamente o nível de tensões na interface substrato-reforço.

5.4.3 Mecanismo de descolamento do reforço na região de fissuras de cisalhamento.

O mecanismo de descolamento do reforço provocado pelas fissuras de cisalhamento pode ocorrer em função dos deslocamentos relativos, vertical e horizontal, associados à fissura inclinada das peças de concreto. O descolamento vertical induz o surgimento de tensões de tração entre o substrato e o concreto provocando o descolamento do reforço e a abertura horizontal da fissura resulta na propagação do descolamento, conforme detalhe ilustrado na Figura 5.5.

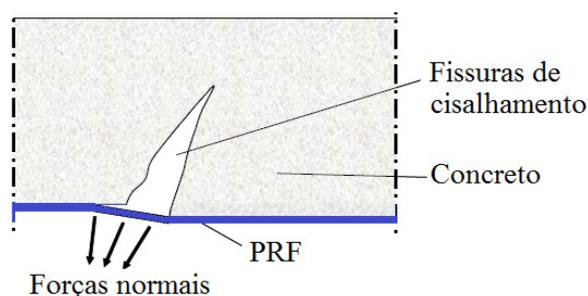


Figura 5.5 – Descolamento causado devido as fissuras de cisalhamento - adaptação do Boletim 14 *fib* (2001)

A verificação da ruptura por cisalhamento limita o cortante de cálculo segundo as recomendações do CEB-FIB (1990), a fim de evitar a ruptura por cisalhamento da viga na região correspondente ao término do reforço colado na superfície de concreto (item 2.4.6.3).

A Tabela 5.8 mostra as estimativas da carga de ruptura para o descolamento do reforço entre as fissuras de cisalhamento.

A comparação entre os resultados experimentais e os resultados teóricos, obtidos a partir dos mecanismos propostos por Oehlers (1992), e o Boletim 14 *fib* (2001), nota-se que os resultados propostos pelos mecanismos de Oehlers (1992) apresentam valores muito

inferiores aos encontrados nos ensaios indicando a necessidade de ajustes no fator de limitação proposto pelo autor.

Tabela 5.8 – Ruptura por descolamento do reforço entre fissuras de cisalhamento

Grupo	Vigas	f_c (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$F_{u,exp}$ (kN)	Oehlers (1992)		Boletim 14 fib (2001)			
							1ª Hipótese		2ª Hipótese	
					$F_{u,teo}$ (kN)	$F_{u,exp}/f_{u,teo}$	F_u (kN) 1ª Hipótese	$F_{u,exp}/F_{u,teo}$	F_u (kN) 2ª Hipótese	$F_{u,exp}/F_{u,teo}$
A	VR1 RF	44,9	3,70	159,6	-	-	-	-	-	-
	VA1 CC	45,2	3,70	188,2	110,0	1,71	193,3	0,97	312,7	0,60
	VA2 CV	46,3	3,70	184,0	111,3	1,65	184,5	1,00	272,8	0,67
	VA3 VV	49,4	3,60	185,8	114,0	1,63	186,7	1,00	265,7	0,70
	VA4 VC	46,3	3,70	192,0	111,3	1,73	192,8	1,00	304,6	0,63
B	VB1 CCC	46,3	3,70	180,5	112,0	1,61	196,1	0,92	317,5	0,57
	VB2 CVV	46,3	3,70	174,8	112,3	1,56	192,4	0,91	303,3	0,58
	VB3 VVV	49,4	3,80	198,5	114,2	1,74	194,8	1,02	296,2	0,67
	VB4 VCC	49,4	3,80	193,9	113,7	1,71	198,5	0,98	310,4	0,62
C	VR2 RF	40,6	4,00	158,3	-	-	-	-	-	-
	VC1 CC	41,7	3,20	192,3	107,4	1,79	180,0	1,07	279,9	0,69
	VC2 CV	41,6	3,70	188,7	108,2	1,74	178,1	1,06	272,8	0,69
	VC3 VV	41,0	2,70	180,3	107,0	1,69	175,4	1,03	265,7	0,68
	VC4 VC	42,2	2,90	192,1	107,8	1,78	169,5	1,13	235,2	0,82

Nas hipóteses propostas pelo Boletim 14 fib (2001), nota-se convergência na primeira hipótese, onde se limita a força cortante que será resistida pelo concreto em peças sem armadura de cisalhamento. Nessa situação, os valores encontrados nos três grupos de vigas convergiram com os resultados experimentais.

Porém, na segunda hipótese, os valores foram superiores aos resultados experimentais (média de 53%), verificando-se a necessidade de desconsideração desses resultados em função de não representarem bem o comportamento experimental.

5.4.4 Mecanismo de descolamento nas extremidades do reforço

O modelo apresentado pelos pesquisadores Tumialan, Belarbi e Nanni (1999) para o mecanismo de ruptura na situação de descolamento nas extremidades do reforço (item 2.4.6.4) não convergiram com os resultados esperados, com isso esses resultados foram desconsiderados.

5.5 COMPARAÇÃO DA FORÇA x FLECHA DAS VIGAS ENSAIADAS COM OS RESULTADOS DOS PROGRAMAS DOCROS E DefDOCROS.

O programa DOCROS é utilizado para análise do comportamento à flexão de seções planas. É utilizado, também, um programa de pós-processamento (DefDOCROS) para a estimativa da relação força x deslocamento das vigas com ruptura à flexão. Esses programas foram implementados na Universidade do Minho em Portugal, relatados e validados nos trabalhos de Varma (2012). Os modelos numéricos de Varma (2012) foram utilizados para reproduzir aspectos relevantes de ensaios realizados por outros pesquisadores.

5.5.1 Programa DOCROS e DefDocros

O programa *DOCROS* (sigla derivada *Design Of CROss-Sections* - Projeto de seções transversais) é utilizado para gerar o diagrama momento x curvatura de seções de concreto armado com ou sem reforço de PRF. O programa decompõe a seção transversal da viga, assumindo o princípio de Bernoulli-Navier, onde as seções transversais permanecem planas e se considera que a altura de cada seção é definida pelo usuário.

O programa DOCROS auxilia na análise de seções de formas e tamanhos irregulares, compostas por diferentes tipos de ligação - perfeita entre os materiais. A Figura 2.56 ilustra a discretização da seção transversal de uma viga submetida a força normal e a momento fletor. Esse programa analisa seções com camadas em diferentes fases de execução, como exemplo, os materiais compósitos, utilizados em reforço de estruturas.

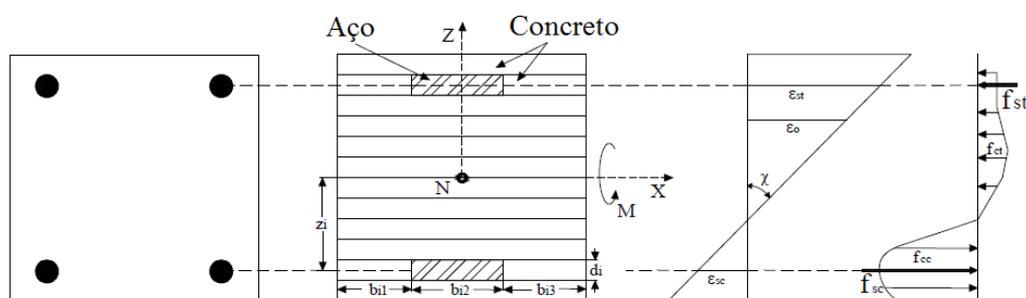


Figura 2.56 – Discretização de uma seção típica no DOCROS (Varma, 2012)

A seção transversal da peça é decomposta em diversas camadas, e nos tipos de camadas são definidas e atribuídas as características intrínsecas dos materiais que compõem a peça.

O pós-processador *DefDOCROS* é utilizado para determinar a relação força x flecha de uma viga utilizando a relação momento-curvatura ($M - \chi$) gerada pelo *DOCROS*.

Na Tabela 5.10 são apresentadas as relações entre a flecha experimental e a flecha teórica determinada para a carga de serviço. As flechas teóricas foram estimadas pelas normas ACI 318 (2011), ABNT NBR 6118 (2014) e pelo programa *DefDocros*.

Tabela 5.9 – Relação entre a flecha experimental e a flecha teórica para a carga de serviço obtida com o ACI 318 (2011), a ABNT NBR 6118 (2014) e o *DefDocros*

Grupo	Viga	F _{serviço} (kN)	δ_{exp}	ACI 318 (2011)		NBR 6118 (2014)		DefDocros	
				δ_{teo}	$\delta_{exp}/\delta_{teo}$	δ_{teo}	$\delta_{exp}/\delta_{teo}$	δ_{teo}	$\delta_{exp}/\delta_{teo}$
A	VR1 RF	93,9	15,8	11,5	1,37	10,9	1,45	13,4	1,18
	VA1 CC	110,7	14,8	11,6	1,28	10,9	1,36	12,7	1,17
	VA2 CV	108,2	14,5	11,7	1,23	10,9	1,32	10,6	1,36
	VA3 VV	109,3	15,7	12,1	1,30	10,6	1,48	13,3	1,18
	VA4 VC	112,9	14,8	11,7	1,27	10,9	1,36	12,2	1,21
B	VB1 CCC	106,2	13,0	11,7	1,11	10,9	1,19	13,9	0,93
	VB2 CVV	102,8	13,3	11,7	1,14	10,9	1,22	10,5	1,27
	VB3 VVV	116,8	15,0	12,1	1,24	11,2	1,34	11,5	1,30
	VB4 VCC	114,1	13,3	12,1	1,10	11,2	1,19	12,2	1,09
C	VR2 RF	93,1	11,3	9,1	1,25	9,7	1,16	11,6	0,98
	VC1 CC	113,1	14,1	9,2	1,54	7,8	1,81	13,9	1,02
	VC2 CV	111,0	11,5	9,2	1,25	9,0	1,28	9,8	1,18
	VC3 VV	106,1	12,0	9,1	1,31	6,6	1,82	10,2	1,18
	VC4 VC	113,0	12,3	9,2	1,33	7,1	1,74	10,4	1,18
Média					1,27		1,41		1,16
Desvio Padrão					0,08		0,18		0,09

F_{serviço} – Carga de serviço; δ_{exp} – Flecha experimental; δ_{teo} – Flecha teórica.

A relação entre as flechas experimentais e as estimadas pelas normas e pelo programa apresentam valores em média de 27% de acréscimo para o ACI 318 (2011), 41% para a ABNT NBR 6118 (2014) e 16% para o programa *DefDocros*, superiores as flechas estimadas teoricamente. Esses valores envolvem todas as vigas dos grupos A, B e C, inclusive as vigas sem reforço.

5.6 SUGESTÃO DE COMPLEMENTAÇÃO AO BOLETIM 14 *fib* (2001) PARA O CÁLCULO À FLEXÃO DE VIGAS COM REFORÇO HÍBRIDO.

Com o objetivo de complementar o método de cálculo do Boletim 14 *fib* (2001) na previsão das cargas de ruptura de vigas de concreto armado com reforço colado na superfície do concreto, e viabilizar o uso de fibras de carbono e de vidro trabalhando em conjunto, é apresentada uma proposta baseada na compatibilidade das deformações e no equilíbrio dos esforços na seção transversal.

No modelo para a determinação do comportamento da viga foram consideradas as seguintes hipóteses:

- Hipótese de Bernoulli, onde as seções transversais permanecem planas até a ruptura do elemento estrutural;
- Considera-se a aderência perfeita entre os materiais: concreto, aço e PRF. Não são considerados os descolamentos prematuros do sistema de reforço;
- O comportamento da viga é controlado pela flexão;
- As tensões são obtidas dos modelos constitutivos de cada material;
- Considera-se a ruptura da viga quando for alcançada a deformação máxima à compressão do concreto, estabelecida no processo de cálculo e (ou) a deformação máxima atribuída ao sistema de reforço híbrido tendo a primeira camada com fibras de vidro. Na Figura 5.6 é ilustrado o diagrama de equilíbrio da seção transversal de vigas com reforço híbrido.

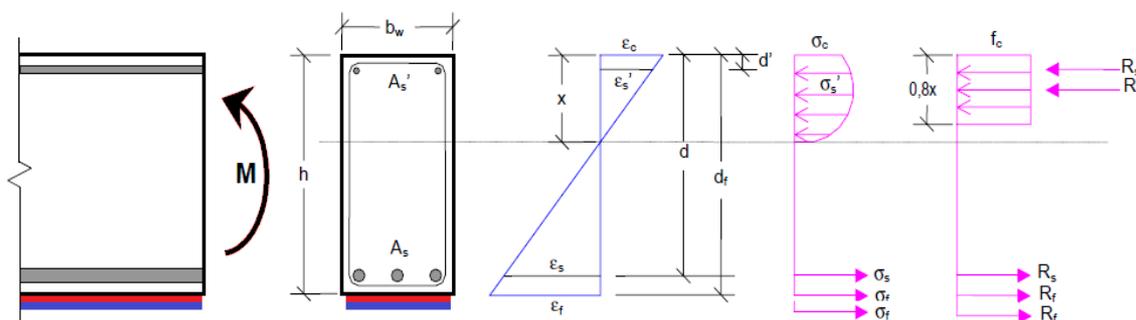


Figura 5.6 – Diagrama de equilíbrio da seção transversal de vigas com reforço híbrido

Na Figura 5.7 é ilustrada a compatibilidade das deformações das vigas com reforço híbrido.

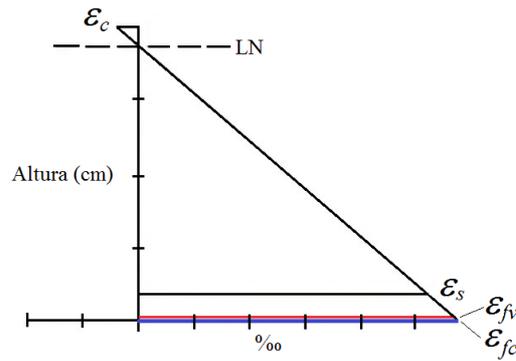


Figura 5.7 – Compatibilidade das deformações das vigas com reforço híbrido

Com base neste estudo e nas diversas análises realizadas, a Tabela 5.1 apresenta um comparativo entre as cargas experimentais e as cargas estimadas pelo Boletim 14 *fib* (2001) com as seguintes sugestões:

Para o cálculo do momento resistente, adota-se a equação 5.1 pelo Boletim 14 *fib* (2001).

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - \delta_G \cdot x) + A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \cdot (h - \delta_G \cdot x) + A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot (\delta_G \cdot x - d_2) \quad 5.1$$

onde:

$$\varepsilon_f = 8,0\text{‰}$$

Equação do Boletim 14 *fib* (2001) modificada, sempre com a utilização da primeira camada de ligação entre o concreto e o reforço com PRFV e a segunda camada com PRFC:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d - \delta_G \cdot x) + A_{fv} \cdot E_{fv} \cdot \varepsilon_{fv} \cdot (h - \delta_G \cdot x) + A_{fc} \cdot E_{fc} \cdot \varepsilon_{fc} \cdot (h - \delta_G \cdot x) + A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot (\delta_G \cdot x - d_2) \quad 5.2$$

onde:

$$\varepsilon_f = 9,5\text{‰}$$

A deformação, para o aproveitamento do material compósito, especificada com 9,5 ‰, deve ser utilizado, na realização do reforço, com ancoragem nas extremidades da viga.

Na Tabela 5.10 são apresentados os valores experimentais das vigas com reforço híbrido e os teóricos.

Tabela 5.10 – Resultados experimentais e teóricos para vigas com reforço híbrido

Grupo	Viga		f_c (MPa)	F_u (kN)	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)	ϵ_r (‰)	Modo de ruptura
A	VA4 VC	Experimental	46,3	192,0	1,1	9,3	8,0	Tipo C
		Teórico	46,3	191,5	1,2	8,6	9,5	DL
B	VB4 VCC	Experimental	49,4	193,9	1,4	6,9	8,0	Tipo C
		Teórico	49,4	191,6	1,2	8,6	9,5	DL
C	VC4 VC	Experimental	42,2	192,1	1,5	8,2	8,0	Tipo C
		Teórico	42,2	191,4	1,2	8,6	9,5	DL

DL - Deformação limite do reforço

Tipo C - Destacamento do cobrimento

Na Tabela 5.11 são apresentados os valores experimentais das vigas com reforço híbrido e os teóricos segundo a proposta de alteração do Boletim 14 *fib* (2001).

Tabela 5.11 – Comparação da carga experimental com a estimada pelo Boletim 14 *fib* (2001) com proposta de modificações.

Vigas	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,teo}$ (kN)			$F_{u,exp}/F_{u,teo}$		
		$FIB_{sugestão}$	FIB	ACI	$FIB_{sugestão}$	FIB	ACI
VA4 VC	192,0	191,5	185,9	178,2	1,00	1,03	1,07
VC4 VC	192,1	191,4	186,7	178,9	1,00	1,03	1,07

Com os ajustes sugeridos, houve uma melhor aproximação dos resultados estimados pelo Boletim 14 *fib* (2001) com os resultados dos ensaios (Figura 5.8). Os valores encontrados ficaram a favor da segurança para todas as vigas com reforço híbrido.

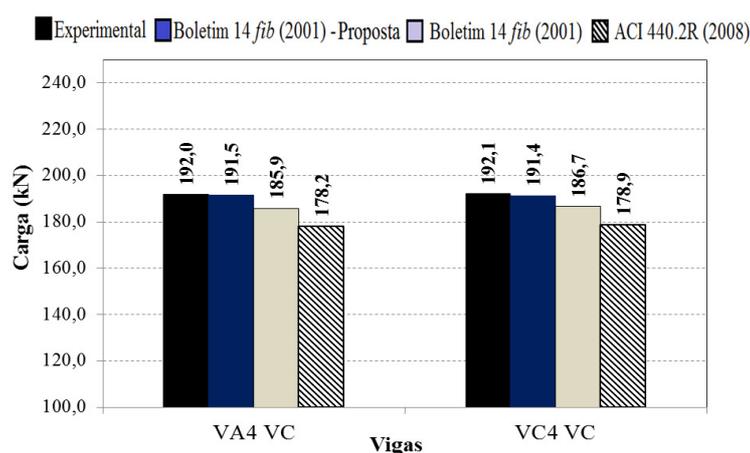


Figura 5.8 – Comparação dos resultados experimentais com o Boletim 14 *fib* e a sugestão de complementação a norma técnica

Na Tabela 5.12 é ilustrada a utilização da proposta de modificações com dados das vigas de outros autores.

Tabela 5.12 – Boletim 14 *fib* (2001) com proposta de modificações para outros autores.

Autor	Modelo	h (mm)	b (mm)	d' (cm)	vão (m)	f_c (MPa)	ρ (%)	E_c (MPa)	APRFc (mm ²)	APREv (mm ²)	APRF (TOTAL) (mm ²)	$F_{u, exp}$ (kN)	$F_{u, proposta}$ (kN)	$F_{u, exp}/F_{u, proposta}$
SILVA (2014)	VA1 CC	40	15	35,2	4,00	45,2	0,63	25,4	46,2	-	46,2	188,2	193,6	0,97
	VA2 CV	40	15	35,2	4,00	46,3	0,63		23,1	50,0	73,1	184,0	188,3	0,98
	VA3 VV	40	15	35,2	4,00	49,4	0,63		-	100,0	100,0	185,8	183,0	1,02
	VA4 VC	40	15	35,2	4,00	46,3	0,63		23,1	50,0	73,1	192,0	191,5	1,00
	VB1 CCC	40	15	35,2	4,00	46,3	0,63	25,2	69,3	-	69,3	180,5	214,3	0,84
	VB2 CVV	40	15	35,2	4,00	46,3	0,63		23,1	100,0	123,1	174,8	203,5	0,86
	VB3 VVV	40	15	35,2	4,00	49,4	0,63		-	149,9	149,9	198,5	198,2	1,00
	VB4 VCC	40	15	35,2	4,00	49,4	0,63		46,2	50,0	96,2	193,9	208,9	0,93
	VC1 CC	40	15	35,2	4,00	41,7	0,63	30,8	46,2	-	46,2	192,3	194,2	0,99
	VC2 CV	40	15	35,2	4,00	41,6	0,63		23,1	50,0	73,1	188,7	188,9	1,00
	VC3 VV	40	15	35,2	4,00	41,0	0,63		-	100,0	100,0	180,3	183,6	0,98
	VC4 VC	40	15	35,2	4,00	42,2	0,63		23,1	50,0	73,1	192,1	191,4	1,00
THAKAHASHI (2013)	Nº2	30	12	27,5	2,60	41,7	0,95	30,7	56,1	-	56,1	195,3	207,5	0,94
	Nº3	30	12	27,5	2,60	41,7	0,95		56,1	-	56,1	202,5	172,9	1,17
	Nº7	30	12	27,5	2,60	47,9	0,95		56,1	-	56,1	196,1	172,9	1,13
	Nº8	30	12	27,5	2,60	47,9	0,95		56,1	-	56,1	201,4	172,9	1,16
KIM e SHIN (2010)	CC	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76	23,6	42,9	-	42,9	78,2	85,8	0,91
	VV	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		-	107,1	107,1	80,3	78,6	1,02
	CV	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	53,6	78,3	83,4	84,6	0,99
	VC	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	53,6	78,3	83,4	84,6	0,99
	CCV	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		49,5	53,6	103,1	95,5	102,2	0,93
	VCV	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	107,1	131,9	100,0	96,3	1,04
	VCC	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		49,5	53,6	103,1	104,2	102,2	1,02
	CV 50	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	53,6	78,3	82,6	84,6	0,98
	CV 70	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	53,6	78,3	87,6	84,6	1,04
	VC 50	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	53,6	78,3	83,0	84,6	0,98
	VC 70	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		24,8	53,6	78,3	88,5	84,6	1,05
	VCC 50	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76		49,5	53,6	103,1	96,4	102,2	0,94
VCC 70	25	15	22,5	2,40	24,5	0,76	49,5	53,6	103,1	102,3	102,2	1,00		
LENWARI e THEPCHATRI (2009)	FC1	20	15	17,5	2,00	55,0	0,82	35,3	24,8	-	24,8	53,0	33,6	1,58
	FV1	20	15	17,5	2,00	55,0	0,82		-	53,6	53,6	61,8	28,6	2,16
	FC2	20	15	17,5	2,00	55,0	0,82		49,5	-	49,5	93,2	48,1	1,94
	FV2	20	15	17,5	2,00	55,0	0,82		-	107,1	107,1	97,1	38,0	2,56
	FC FV1	20	15	17,5	2,00	55,0	0,82		24,8	107,1	131,9	93,2	52,5	1,78
	FC FV2	20	15	17,5	2,00	55,0	0,82		24,8	107,1	131,9	85,3	52,5	1,62
GAMINO (2007)	VF1	30	12	27,5	1,40	46,6	0,26	32,5	19,80	-	19,80	191,0	178,8	1,07
	VF2	30	12	27,5	1,40	46,6	0,26	32,5	19,80	-	19,80	181,0	178,8	1,01
	VF3	30	12	27,5	1,40	42,9	0,26	31,2	39,60	-	39,60	210,0	196,3	1,07
	VF4	30	12	27,5	1,40	43,2	0,26	31,3	39,60	-	39,60	220,0	196,3	1,12
	VF5	30	12	27,5	1,40	46,3	0,26	32,4	59,40	-	59,40	198,0	213,8	0,93
	VF6	30	12	27,5	1,40	39,9	0,26	30,1	59,40	-	59,40	182,0	213,8	0,85
MENEGHETTI (2007)	VCE	14	12	27,5	1,40	41,4	0,54	30,6	16,5	-	16,5	45,3	47,0	0,96
	VVE	14	12	27,5	1,40	41,4	0,54		-	35,7	35,7	38,4	45,9	0,84
HOSNY <i>et al.</i> (2006)	F01	30	16	27,5	3,00	25,0	0,90	23,8	52,8	-	52,8	116,5	112,4	1,04
	F02	30	16	27,5	3,00	25,0	0,90		28,6	85,7	114,2	127,2	132,6	0,96
	F03	30	16	27,5	3,00	25,0	0,90		13,2	79,2	92,4	117,3	95,8	1,22
	F04	30	16	27,5	3,00	25,0	0,90		-	171,4	171,4	125,3	106,5	1,18
	F06	30	16	27,5	3,00	25,0	0,90		19,8	114,2	134,0	110,3	110,4	1,00
CARNEIRO (2006)	VE3	43,2	6,4	39,4	9,14	34,5	1,76	28,0	60,0	-	60,0	176,0	169,9	1,04
	VE4	43,2	6,4	39,4	9,14	34,5	1,76		101,6	-	101,6	205,0	207,4	0,99
	VE5	43,2	6,4	39,4	9,14	34,5	1,76		72,1	-	72,1	155,0	180,8	0,86
	VE6	43,2	6,4	39,4	9,14	34,5	1,76		50,8	-	50,8	185,0	183,2	1,01
OLIVEIRA JÚNIOR (2005)	VA RBC	40	15	35,2	4,00	47,4	0,63	30,0	78,5	-	78,5	166,0	223,1	0,74
	VA RBA	40	15	35,2	4,00	47,2	0,63	29,3	50,3	-	50,3	164,7	197,8	0,83
	VA RMC	40	15	35,2	4,00	46,8	0,63	28,0	49,5	-	49,5	193,0	196,9	0,98
	VB RBA	40	15	35,2	4,00	35,8	1,57	22,3	50,3	-	50,3	397,7	413,3	0,96
	VB RMC	40	15	35,2	4,00	36,3	1,57	22,1	49,5	-	49,5	414,8	412,5	1,01
CASTRO (2005)	VE 2.1	40	15	35,2	4,00	40,0	0,63	34,0	49,5	-	49,5	206,0	197,5	1,04
	VE 2.2	40	15	35,2	4,00	47,7	0,63	31,0	49,5	-	49,5	215,0	197,2	1,09
	VE 5.4	40	15	35,2	4,00	44,6	1,57	28,0	49,5	-	49,5	479,0	415,7	1,15
XIONG <i>et al.</i> (2004)	FC ₁	20	12,5	17,5	2,10	39,7	0,98	30,0	20,6	-	20,6	40,7	34,9	1,17
	FC ₂	20	12,5	17,5	2,10	39,7	0,98		41,3	-	41,3	54,9	47,3	1,16
	FC _{0,8} /FV ₁ . 1	20	12,5	17,5	2,10	39,7	0,98		16,5	44,6	61,1	55,8	59,1	0,94
	FC _{0,8} /FV ₁ . 2	20	12,5	17,5	2,10	39,7	0,98		16,5	44,6	61,1	59,2	59,1	1,00

Verifica-se que os resultados dessa proposta são bastante promissores e apontam uma alternativa para as prescrições normativas para o reforço de estruturas com compósitos híbridos. No entanto, há necessidade de mais investigações experimentais com esse tipo de reforço, uma vez que nesta tese foram empregadas apenas três situações para o sistema de reforço híbrido com a primeira camada com PRFV.

Em resumo, no quadro 5.1 são ilustradas as vantagens e desvantagens da técnica de reforço híbrido.

Quadro 5.1 – Vantagens e desvantagens da técnica utilizando reforço híbrido

Vantagens do reforço híbrido	Desvantagens
Facilidade de aplicação, maior acréscimo de resistência e menor custo.	Os resultados teóricos precisam de uma formulação adequada para representar o comportamento experimental
Material mais fácil de ser adquirido no mercado nacional em relação aos demais tipos de reforço com PRF.	Maior número de camadas, aumenta a rigidez da viga e não eleva a resistência das vigas.
Material mais barato em relação aos demais materiais compósitos. Utilizando o reforço híbrido, além de maior resistência o custo é mais barato do que em relação aos outros materiais trabalhando isoladamente.	Como nos reforços trabalhando isoladamente o descolamento prematuro é um problema para aproveitar todo o desempenho do reforço com PRF.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões da pesquisa sobre o reforço de vigas “T” de concreto armado usando compósitos com fibras coladas na superfície inferior da viga, enfocando o uso de compósito de fibras de carbono juntamente com compósitos de fibras de vidro, sistema denominado como reforço híbrido, tendo sido executado reforço em forma de U com mantas de fibras de carbono nas extremidades da viga para melhorar a ancoragem do reforço à flexão.

Para atingir os objetivos da pesquisa foram ensaiadas 14 vigas T, todas com taxa geométrica de armadura longitudinal de 0,63% (vigas subarmadas) e armadas com estribos de forma a evitar a ruptura por cortante. Duas vigas não foram reforçadas, servindo como referência para as análises. As demais vigas foram divididas em três grupos, tendo como variáveis o número de camadas de reforço (duas ou três), a sequência de camadas (do mesmo material ou de materiais diferentes, variando o tipo de material da primeira camada) e a aplicação ou não de pré-carregamento com descarregamento total antes da execução do reforço.

Foram realizados apenas ensaios estáticos no esquema de flexão de quatro pontos, com carregamento sequencial por etapas. Foram medidos a carga aplicada, os deslocamentos verticais, as deformações específicas nas armaduras longitudinal e transversal, no concreto e no reforço, e foram registradas e medidas as fissuras.

Os resultados experimentais foram comparados entre si e com estimativas feitas com as normas ACI 440.2R (2008), Boletim 14 *fib* (2001) e ABNT 6118 (2014) com adaptações, e com os programas DOCROS e DefDOCROS.

6.2 CONCLUSÕES

As conclusões serão apresentadas abordando diferentes aspectos da pesquisa.

6.2.1 Modo de ruptura e ganho de resistência das vigas

As vigas de referência romperam por deformação excessiva do aço, como esperado (vigas subarmadas). As vigas reforçadas romperam por descolamento do reforço ou por destacamento do revestimento, independentemente do número de camadas de reforço, do tipo de fibras da primeira camada e da aplicação ou não de pré-carregamento antes do reforço, indicando que foi atingido um limite de deformação no reforço. As deformações máximas medidas no reforço ficaram entre 4‰ e 11‰, aproximadamente. Um limite para a utilização do reforço encontrado na literatura é a deformação de 8‰.

Quanto ao ganho de resistência com o reforço, as cargas de ruptura aumentaram entre 9,5% e 24,4%, com pequena tendência de um aumento maior no caso de três camadas com a primeira camada com fibras de vidro. Não foi possível detectar claramente esta tendência no caso de apenas duas camadas, principalmente no caso de vigas com pré-carregamento.

Os resultados, de modo geral, indicam que em vigas subarmadas o aproveitamento do reforço fica limitado pela deformação na interface reforço-substrato de concreto.

6.2.2 Rigidez e ductilidade das vigas

O reforço parece ter pouca influência na rigidez inicial das vigas, mas à medida que a carga aumenta a influência começa a ser notada. O reforço retarda o início do escoamento do aço.

Quanto à ductilidade, houve aumento da flecha no meio do vão em 10 das 12 vigas reforçadas e pequena redução em duas delas, em relação às vigas de referência. As vigas tendo fibras de vidro na primeira camada de reforço tiveram maior aumento da flecha no meio do vão.

6.2.3 Comparação entre resultados experimentais e teóricos

As estimativas de carga última, usando coeficientes unitários e deformação do reforço limitada a 8‰ para as três normas enfocadas nesta pesquisa, conduziram a resultados bastante próximos aos experimentais, ficando a favor da segurança no caso de reforço com

duas camadas de PRF ($F_{u,exp}/F_{u,teo}$ em torno de 1,04 para o ACI e em torno de 1,01 para o CEB-FIB e para a NBR) e contra a segurança no caso de reforço com três camadas de PRF ($F_{u,exp}/F_{u,teo}$ em torno de 0,94 para o ACI, 0,93 para o CEB-FIB e 0,92 para a NBR).

Quanto à análise das vigas com os programas DOCROS e DefDOCROS os resultados ficaram bastante próximos dos experimentais, podendo-se afirmar que são ferramentas valiosas para a análise de vigas de concreto armado usuais ou reforçadas com PRF.

6.2.4 Contribuição da pesquisa

O estudo realizado foi o primeiro na América Latina a abordar o emprego conjunto de PRFC e PRFV no reforço à flexão de vigas de concreto armado (reforço híbrido). O pequeno número de ensaios realizados não permite uma conclusão sobre a vantagem do reforço híbrido em relação ao reforço com um único tipo de material, mas abre um campo de discussão sobre o assunto. O PRFV é mais barato que o PRFC e o uso conjunto pode resultar em economia no reforço, sem perda de eficiência.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com a análise dos procedimentos adotados na elaboração deste trabalho, procura-se com estas sugestões para trabalhos futuros, apresentar aspectos relevantes sobre o comportamento do reforço híbrido à flexão de vigas, e sugere-se, para dar continuidade aos estudos, que abordem:

A Análise das tensões provocadas na ligação dos compósitos híbridos com a face do concreto, e a concentração de tensões na ligação entre a ancoragem em U e as arestas da viga, melhorando a ligação superficial das fibras;

Análise e monitoramento “*in loco*” da aplicação dos compósitos híbridos em pontes, viadutos ou outro tipo de obra de arte que necessite de reforço estrutural, para comprovar a eficiência do processo utilizando esta técnica em escala real e comparar os resultados com as normas em uso e os dados experimentais da literatura;

Análise experimental e numérica dos compósitos híbridos com carregamentos estáticos e cíclicos em vigas “T” e vigas retangulares de concreto armado;

Aplicação de concreto convencional, concreto autoadensável e concreto de alto desempenho (CAD) com resistências variadas para análise do comportamento dos compósitos híbridos frente a concretos com características e resistências diversas;

Ensaiai o reforço de vigas com pré-carga mantida até a colagem do reforço;

Ensaiai reforço de vigas menos subarmadas e com taxas de armaduras variadas;

Estudo detalhado das resinas utilizadas na composição do material compósito. Neste trabalho e em outros da literatura ficou evidenciado que os fornecedores que utilizam a resina não especificam corretamente a atuação da resina com a fibra, reduzindo a eficiência do material compósito, podendo com isso comprometer todo o reforço utilizado;

Estudo do comportamento do reforço híbrido à flexão por meio de tiras com larguras variadas na face de flexão das vigas coladas externamente no cobrimento do concreto e comparar os resultados com a presente pesquisa;

O Estudo da eficiência da ancoragem das fibras de carbono e fibras de vidro, buscando aprimoramento do comprimento de ancoragem das fibras, buscando maior economia e eficiência do sistema compósito;

Realizar a modelagem computacional com programas comerciais (Ansys, Midas, etc.) que possam reproduzir com fidelidade o comportamento global da estrutura com compósitos híbridos e comparar esses valores com os resultados experimentais da literatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMUSALLAM, T. H., AL-SALLOUM, Y.A. **Ultimate strength prediction for RC beams externally strengthened by composit materials.** Department of Civil Engineering, King Saud University, Riyadh – Saudi Arabia, 2001.

AL-ROUSAN, R., ISSA. M. **Fatigue performance of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets.** Department of Civil Engineering, Jordan University of Science and Technology, Irbid – Jordan and Department of Civil and Materials Engineering, University of Illinois at Chicago. Chicago, IL, USA, 2011.

AL-SAIDY, A. H., AL-JABRI, K. S. **Effect of damaged concrete cover on the behavior of corroded concrete beams repaired with CFRP sheets.** Department of Civil and Architectural Engineering, Sultan Qaboos University, Oman - Saudi Arabia, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI 318 -11 – **Building code requirements for structural concrete and commentary.** Michigan, USA, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI 440.2R – **Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures,** Michigan, USA, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 435 – **Deflection of reinforced concrete flexural members.** Michigan, USA, 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM 3039 **Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials,** Philadelphia, USA, (2008).

ARAÚJO, A. C. N., SÁNCHEZ, E., VELASCO, M. S. L., **Estudo experimental do reforço à flexão em vigas de concreto armado com balanço utilizando compósitos com tecidos de fibras de carbono.** Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestrutura civil. Vol. 4, Nº 1, Mayagüez - Puerto Rico, 2004.

ARAÚJO, C. M. A., **Reforço de vigas de concreto à flexão e ao cisalhamento com tecidos de fibra de carbono.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE - UFRJ, 153 p., Rio de Janeiro – RJ, 2002.

ARQUEZ, A. P. **Aplicação de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado.** 2010. 242 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos - SP, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 12142 – **Concreto – Determinação da resistência à tração em flexão em corpos de prova prismáticos.** Rio de Janeiro - RJ, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 14931 – **Execução de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 5738 – **Concreto – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto** – Procedimento Rio de Janeiro -RJ, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 5739 – **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos** – Procedimento. Rio de Janeiro - RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 6118 – **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimentos.** Rio de Janeiro - RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 6892 – **Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente.** Rio de Janeiro - RJ, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 7191 – **Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado** – Especificação. Rio de Janeiro - RJ, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 7222 – **Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro - RJ, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 7480 – **Barras e fios de aço destinados à construção civil.** Rio de Janeiro - RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 8522 – **Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação – Método de ensaio.** Rio de Janeiro - RJ, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 8681 – **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro - RJ, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 8800 – **Projeto de estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios** – Rio de Janeiro - RJ, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR 8953 – **Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência** – Rio de Janeiro - RJ, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) – NBR NM 67 – **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro - RJ, 1998.

ATTARI, N., AMZIANE, S., CHEMROUK, M. S. **Strengthening reinforced concrete beams using hybrid FRP laminates.** Université de Bretagne Sud, Lorient – France and Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Bab-Ezzouar - Algérie in Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE, 2008). Zurich, Switzerland, 2008.

BALSAMO, A., BILOTTA, A., CERONI, F., NIGRO, E., PECCE, M. **Efficiency of CFRP NSM strips and EBR laminates for flexural strengthening of RC Beams.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

BALSEIRO, A. M. R. **Reforço e reabilitação de vigas de madeira por pré-esforço com laminados de FRP,** 162 f. Dissertação (Mestre em Reabilitação do Património Edificado). Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Coimbra – Porto – Portugal, 2007.

BARROS, J.A.O. **Dimensionamento de reforço à flexão e ao corte com FRP segundo as recomendações do ACI 440.2R Report 04 – DCE/E-12.** Universidade do Minho, Guimarães – Portugal, 2004.

BARROS, J.A.O. **Influência da percentagem e orientação de laminados de CFRP no reforço ao corte de vigas de betão armado.** Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Campus Azurém, Guimarães – Portugal, 2006.

BARROS, J.A.O. **Materiais compósitos no reforço de estruturas de betão – Parte I: Propriedades e técnicas.** Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Campus Azurém, Guimarães – Portugal, 2007.

BARROS, J.A.O. **Materiais de elevado desempenho na inovação estrutural.** Relatório Científico 11-DEC/E-16. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Campus Azurém, Guimarães – Portugal, 2011.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. UFRGS. 317 p.– Porto Alegre – RS, 2003.

BEBER, A. J., FILHO, A. C. **Investigação experimental da aderência em vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de CFRP.** Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Recife – Pernambuco, 2005.

BELARBI, A., BAE, S.W., BRANCACCIO, A., **Behavior of full-scale RC T-beams strengthened in shear with externally bonded FRP sheets.** Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston, Texas - United States, 2010.

BOUKHEZAR, M., SAMAI, M. L., CHABIL, H. **Étude paramétrique du comportement d'une poutre renforcée en matériaux composites en comparaison avec celle en béton armé.** SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran – Algeria, 2009.

BRITISH STANDARD BS EN ISO 527-5 – **Plastics – Determination of tensile properties. Part 5: Test conditions for unidirectional fiber-reinforced plastic composites**, 2009.

Bulletin 14 *fib* – **Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures** – Technical report – Lausanne - Switzerland, 2001.

CALLISTER, JR., William, D. **Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução**, 8ª Edição, Ed. LTC, Rio de Janeiro – RJ, 2012.

CAPOZUCCA, R., CERRI, M. N. **Static and dynamic behavior of RC beams model strengthened by CFRP-sheets**. Construction and Building Material, 2002.

CARNEIRO, L. A. V. **Reforço de vigas e pilares de concreto com materiais compósitos de resina e fibras**. 437 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro). Rio de Janeiro- RJ, 2004.

CARVALHO, T., CHASTRE, C. BISCAIA, H. PAULA, R. **Flexural Behavior of RC T-Beams strengthened with different FRP materials**. 3rd fib International Congress, 2010. Porto – Portugal.

CASTRO, E. K. **Reforço em vigas “T” de concreto armado com vários tipos de compósitos em entalhes no cobrimento de concreto (CEC)**. 2005. 431 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília – Brasília - DF, 2005.

CECI, A. M., CASAS, J. R., GHOSN, M. **Statistical analysis of existing models for flexural strengthening of concrete bridge beams using FRP sheets**. Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno, University of L’Aquila – Italy, 2011.

CHANSAWAT K., POTISUK T., MILLER T. H., YIM S. C. and KACHLAKEV. **FE Models of GFRP and CFRP strengthening of Reinforced Concrete Beams**. Journal Advances in Civil Engineering, 2009.

CHOI, A. B. **Flexural behaviour of partially bonded CFRP strengthened concrete T-beams**. Thesis submitted to the Department of Civil Engineer. University of Waterloo – Ontario - Canada, 2008.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado. Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**, Editora Universidade de Brasília, FINATEC. Brasília-DF, 2005.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado envolvendo a adição de concreto novo**. In: XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Anais. Tucumán - Argentina, 1995.

CNR – DT 200/2004 - **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures**. National Research Council – Advisory Committee on Technical Recommendations for construction, Rome - Italy, 2004.

COLALILLO, M. A., SHEIKH, S. A. **Seismic retrofit of shear-critical reinforced concrete beams using CFRP**. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto – Canadá, 2011.

COSTA, N. C. S., OLIVEIRA, D. R. C. **Avaliação experimental de sistemas de ancoragem para CFRP**. Estudos Tecnológicos – Vol. 5, nº 2: 130-146 (maio/ago. 2009). Universidade Federal do Pará – UFPA, Belém – Pará, 2009.

COURI, G., COURI, G. A., COURI, C. A. **Reforço estrutural com fibra de carbono**. XIV COBREAP – Congresso Brasileiro de engenharia de avaliações e perícias. Salvador – Bahia, 2007.

CROMWELL, J. R., HARRIS, K. A., SHAHROOZ, B. M. **Environmental durability of externally bonded FRP materials intended for repair of concrete structures**. Department of Civil and Environmental Engineering University of Pittsburg, United States, 2010.

DASH, N. **Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Glass Fiber Reinforced Polymer Composites**, Department of Civil Engineering National Institute of Technology, Rourkela – India (2009).

DESHPANDE, A. B. **Characterization of CFRP and GFRP composite materials at high strain rate tensile loading**. Thesis submitted to the Department of Mechanical Engineering and the faculty of Graduate School of Wichita State University – Wichita - India, 2002.

DIAS, S. J. E., BARROS, J. A.O. **Shear strengthening of RC T-Section beams with low strength concrete using NSM CFRP laminates**. University of Minho, Department of Civil Engineering, Campus Azurém, Guimarães – Portugal, 2010.

DIAS, S. J. E., BARROS, J. A.O. **Aplicação da técnica da inserção de laminados de CFRP no reforço ao corte de vigas de betão de baixa resistência**. Encontro Nacional de Betão Estrutural, Lisboa – Portugal, 2010.

EBEAD, U., SAEED, H. **Finite element modeling of hybrid MF/EB FRP strengthened RC beams**. 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

EL-GHANDOUR, A. A. **Experimental and analytical investigation of CFRP flexural and shear strengthening efficiencies of RC beams**. Ain Shams University, Faculty of Engineering, Department of Structural Engineering. Abbassia, Cairo - Egypt, 2010.

EL-HACHA, R. CHEN, D. **Behaviour of hybrid FRP-UHPC beams subjected to static flexural loading**. Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Alberta – Canada, 2011.

ESCOBAR, C. J. **Avaliação do desempenho estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de CFRP tensionadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Paraná - UFPR, 206 p., Curitiba – PR, 2003.

FARAHBOD, F., MOSTOFINEJAD, D. **Experimental study of moment redistribution in RC frames strengthened with CFRP sheets.** Building and Housing Research Center, Pas Farhangian St, Tehran and Isfahan University of Technology, Civil Engineering Department, Isfahan – Iran, 2010.

FERRARI, V. J. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho.** 2007. 328 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo - SP, 2007.

FERRARI, V. J., HANAI, J. B. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Carlos - USP, São Carlos – USP, 2009.

FERRIER, E., BIGAUD, D. CLÉMENT, J. C., HAMELIN, P. **Fatigue-loading effect on RC beams strengthened with externally bonded FRP.** Université Claude Bernard Lyon, Domaine Scientifique de la DOUA, Villeurbanne-France, 2010.

FILHO, J. O. **Estudo teórico-experimental da influência das cargas cíclicas na rigidez de vigas de concreto armado.** 218 p., Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo - USP). São Carlos - SP, 2005.

FONSECA, T. C. C. S. **Reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC),** 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, USP – São Paulo – SP, 2007.

FU, B., TENG, J. G., CHEN, G. M., CHEN, J. F., GUO, Y. C. **Experimental study on the effect of load distribution on intermediate crack debonding failure of FRP-plated RC Beams.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

FUSCO, P. B. - **Técnica de armar as estruturas de concreto,** Ed. Pini, São Paulo-SP, 2007.

GAMINO, A. L. **Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP.** Tese (Doutorado em Engenharia) - Politécnica da Universidade de São Paulo. 285 f. São Paulo - SP, 2007.

GAMINO, A. L., BITTENCOURT, T. N. **Avaliação de modelos de projeto de estruturas de concreto reforçadas à flexão e ao cisalhamento com CFRP.** Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006. Rio de Janeiro – RJ, 2006.

GAMINO, A. L., BITTENCOURT, T. N.; DE OLIVEIRA E SOUSA, J. L. A. **Estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte I: Análise dos modelos de flexão.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Vol. 2, Número 4, p. 326 – 355, ISSN 1983-4195. Dezembro, 2009.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras.** 267 p., Tese (Doutorado em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS). Porto Alegre - RS, 2007.

GARCEZ, M. R., MENEGUETTI, L. C., CAUDURO, L. B., CAMPAGNOLO, J. L., FILHO, L. C. P. S. **Reforço de estruturas com polímeros à base de fibras. II Seminário de Patologia das Edificações.** “Novos Materiais e Tecnologias Emergentes.” Salão de atos II da UFRGS – Porto Alegre – RS, 2004.

GODAT, A., LABOSSIÈRE, P., NEALE, K.W. **Numerical investigation of the parameters influencing the behaviour of FRP shear-strengthened beams.** Department of Construction Engineering, Université de Québec, École Technologie Supérieure, Montreal – Canada and Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec Canada, 2011.

GOMES, S., NEVES, L., DIAS-DA-COSTA, D., FERNANDES, P., JÚLIO, E. **Probabilistic models for mechanical properties of prefabricated CFRP.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

GRACE, N.F., RAGHEB, W. F., ABDEL-SAYED, G. **Ductile FRP strengthening systems.** Concrete International, jan. 2005, pp. 31-36.

GUAN, G. X. E BURGOYNE, C. J. **Flexural retrofitting design for strength and debonding prevention.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

HABER, Z. B., MACKIE, K. R., ZHAO, L. **Mechanical and environmental loading of concrete beams strengthened with epoxy and polyurethane matrix carbon fiber laminates.** Department of Civil and Environmental Engineering, University of Nevada, Reno - United States, 2011.

HOSNY A., SHAHEEM H., ABDELRAHMAN A. and ELAFANDY T. **Performance of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Hybrid FRP Laminates.** Journal Cement & Concrete Composites 28, 2006.

HULL, D., CLYNE, T. W., **An Introduction to Composite Materials**, 2nd ed. Cambridge, England, Cambridge University Press. Cambridge - England, 1996.

IBRACON – PROGRAMA MASTER PEC – **Curso de Dimensionamento de Reforços Estruturais com Compósitos de fibra de carbono à luz da NBR 6118 (2014)** — Edifício do CREA-RJ, Clube de Engenharia do Rio de Janeiro - Rio de Janeiro – RJ, maio de 2013.

IBRAHIM, A. M.; MAHMOOD, M. S. **Finite element modeling of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates.** European Journal of Scientific Research. Diyala University, College of Engineering. Diyala – Iraq, 2009.

ISIS Canada Design Manual N° 4, **“Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fiber reinforced polymers,”** ISIS Canada Research Network, Winnipeg, MB, Canada, 2001.

IWASHITA, K., YOSHIKIYO, K., WU, Z., HAMAGUCHI, Y. E. **Experimental study on control index of stress drop for designing hybrid FRP sheets.** Ibaraki University, Japan Aerospace Exploration Agency (JAXA), 16 TH International Conference on Composite Materials. Kyoto – Japan, 2007.

JSCE (Japan Society of Civil Engineers), **“Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforced materials,”** Concrete Engineering Series 23, A. Machida, ed., Tokyo, Japan, 1997, 325 p.

JUVANDES, L. F. P., FIGUEIRAS, J. A. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP.** Tese para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 385 p. FEUP, Porto – Portugal, 1999.

JUVANDES, L. F. P., FIGUEIRAS, J. A. **Conceitos de dimensionamento e segurança para projectos de reforço com sistemas compósitos de FRP.** In actas do Encontro Nacional sobre Betão Estrutural BE 2000, FEUP, Porto – Portugal, 2000.

JUVANDES, L. F. P., **Aplicação de compósitos FRP em estruturas de concreto,** 1^{as} Jornadas de Materiais de Construção. FEUP/LABEST, Porto – Portugal, 2011.

KAI, X., GUO-HUI, W., TING, Z., ZHOU-DAO, L. **Experimental and analysis of CFRP strengthened fire-damaged reinforced concrete continuous T-Beams.** Tianjin Fire Research Institute of the Ministry of Public Security, Tianjin - China, 2011.

KIM, H. S. and SHIN, Y. S. **Flexural behavior of reinforced concrete (RC) beams retrofitted with hybrid fiber polymers (FRPs) under sustaining loads.** Journal Composite Structures 93, Department of Architectural Structural Engineering, Ewha Women University, Seoul - Republic of Korea, 2010.

KURRER, Karl-Eugen – **The history of the theory of structures,** Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische, Berlin – Germany, 2008.

LEE, H. K., CHEONG, S. H., HA, S. K., LEE, C.G. **Behavior and performance of RC T-section deep beams externally strengthened in shear with CFRP sheets.** Department of Civil and Environmental Engineering, KAIST, Daejeon – South Korea, 2010.

LENWARI, A. and THEPCHATRI, T. **Experimental Study on RC Beams Strengthened with Carbon and Glass Fiber Sheets.** Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University, Engineering journal: volume 13, Bangkok – Thailand, 2009.

LEONHARDT, F & WALTER, R. **Beiträge zur behandlung der schubprobleme im stahlbetonbau. (Contribution to the treatment of shear in reinforced concrete),** Technical Translation 1172, National Research Council of Canada – Ottawa, Canada, 1965.

LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. - **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado,** v. 1, Ed. Interciência, Rio de Janeiro-RJ, 1982.

LU, F. AYOUB, A. **Evaluation of debonding failure of reinforced concrete girders strengthened in flexure with FRP laminates using finite element modeling.** Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston--TX, USA, 2010.

MACGREGOR, J. G. - **Reinforced concrete – Mechanics and design.** 3ª Edição, Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 1997.

MACHADO, A. P. – **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono,** 1ª Edição, Editora Pini, São Paulo, 2002.

MACHADO, M. G. **Estudo experimental da utilidade de vigas em concreto armado reforçadas à flexão utilizando compósitos com tecidos de fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Pós-Graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio. 301 p. Rio de Janeiro – RJ, 2004.

MAGHSOUDI, A.A., BENGAR, H. A. **Acceptable lower bound of the ductility index and serviceability state of RC continuous beams strengthened with CFRP sheets.** Department of Civil Engineering, Shahid Bahonar University of Kerman. Kerman –Iran and Mazandaran University, Babolsar – Iran, 2010.

MANZANO, M. A. R. **Análise experimental do reforço híbrido de vigas “T” de concreto armado com colagem externa de compósitos de fibra de carbono e fibra de vidro.** 172 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília – UnB). Brasília – DF, 2012.

MARTINS, J. G., SOARES, C. M. **Reforço de estruturas de betão armado com CFR. Série Reabilitação.** 1ª edição/ 2006. Universidade do Porto – Portugal, 2006.

MATTHYS, S., TRIANTAFILLOU, T., **Fiber reinforced polymer reinforcement enters the new model code. FIB, Symposium Prague.** Session 1-7: New model code – Prague – Czech Republic, 2011.

MATTHYS, S., **FRP systems for structural rehabilitation: growth or maturity.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

MENEGHETTI, L. C. **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida.** 2007. 277 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre - RS, 2007.

MENEGHETTI, L. C., FILHO, L. C. P. S., GARCEZ, M. R., **Verificação da possibilidade de variação das fibras formadoras do compósito nos sistemas PRF aplicados no reforço à flexão de vigas de concreto armado.** Ciência & Engenharia, V. 16, nº ½ p. 107, Universidade Federal de Uberlândia – Uberlândia – MG, 2007.

MORAIS, M. **Reforço de vigas de concreto.** (Dissertação de mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro - RJ, 1997.

MÖRSCH, E. **Der Eisenbetonbau (Concrete-Steel construction)** Third German Edition, Revised and Enlarged by E. P. Goodrich, Berlin – Zurich Polytechnic, Zurich, Switzerland, 1908.

MURALI, G., PANNIRESELVAM, N. **Flexural strengthening of reinforced concrete beams using fibre reinforced polymer laminate: A review.** ARPN Journal of Engineering and Applied Science. School of Mechanical and Building Sciences, VIT University, Vellore, Tamil Nadu – India, 2011.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL - CNR-DT 200/2004 - **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures**, Rome – Italy, 2004.

NETO, F. L. e PARDINI, L. C. **Compósitos Estruturais: Ciência e Tecnologia – 1ª Edição**, Editora Edgard Blücher, São Paulo - SP, 2006.

NOGUEIRA, C. G., LEONEL, E. D., VENTURINI, W. S. **Modelos para análise não linear de estruturas em concreto armado usando o método dos Elementos finitos.** 9º Simpósio de Mecânica Computacional. Universidade Federal de São João Del-Rei. ABMEC. São João Del-Rei – MG, 2010.

OEHLERS, D. J. **Premature failure of Externally plated Reinforced concrete beams.** ASCE Journal of Structural Engineering, 116, 978 -995 (1990).

OLIVEIRA JÚNIOR, F. S. R. **Reforço à flexão de vigas “T” de concreto armado com colagem externa e inserção de compósitos com fibra de carbono e barras de aço no concreto de cobertura.** 187 p., Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília – UnB). Brasília-DF, 2005.

PAVAN, R. C., OLIVEIRA, B. F., CREUS, G. J. **Modelo computacional aplicado a vigas de concreto armado reforçadas por placas de material compósito.** Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC- UFRGS, Porto Alegre – RS, 2004.

PIANCASTELLI, E. M. **Comportamento e desempenho do reforço à flexão de vigas de concreto armado, solicitado a baixa idade e executado inclusive sob carga.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG. 224 p. Belo Horizonte - MG, 1997.

PINTO, C. T. M. P., **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro – RJ, 2000.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado submetidas à pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. USP. 355 p.– São Carlos – SP, 2003.

REIS, A. P. A., HANAI, J. B. **Reforço de vigas de concreto armado submetidas à pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Carlos - USP, São Carlos – USP, 2006.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de concreto armado,** 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais – Belo Horizonte - MG, 2001.

RELVAS, F. J. **Reforço de vigas de concreto armado à flexão com fibra de carbono.** Curso Prático de diagnóstico, reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto. Patologia das edificações. ABECE. Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural. São Paulo – SP, 2003.

RIBEIRO, L. C. N., SANTOS, L. S., DAMASCENO, I. I. R., FERREIRA, M. P., OLIVEIRA, D. R. C. **Critérios para estimativa do comportamento e da resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com CFRP.** Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto CBC 2011, Florianópolis – SC, 2011.

RIBEIRO, P. T. P. **Critérios para o dimensionamento do reforço do concreto armado com elementos compósitos de fibra de carbono.** Congresso de Pontes e Estruturas, Associação Brasileira de Pontes e Estruturas – ABPE, Rio de Janeiro – RJ, 2005.

ROCHA, A. C., OLIVEIRA, M. G. D., RESENDE, P. S. O., CHAER, A. V. **Ensaio de Stuttgart – Reprodução em laboratório.** 46º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Florianópolis-SC, 2004.

ROCHA, M. D. C., OLIVEIRA, D. R. C. **Análise experimental de sistemas de ancoragem para vigas reforçadas à flexão com CFRP.** Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2006. Rio de Janeiro – RJ, 2006.

SALLABERRY, R. D. **Limite de deformação das fibras de carbono usadas no reforço à flexão de vigas de concreto armado.** 162 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ, 2005.

SANTOS, A. C. **Ensaio para análise da interface entre o concreto e polímero reforçado com fibra.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP. 179 p.– São Paulo – SP, 2003.

SAYED-AHMED, E.Y., BAKAY, R. SHRIVE, N.G. **Bond strength of FRP laminates to concrete: State-of-the-art review.** Structural Engineering Department, Ain Shams University, Cairo – Egypt and University of Calgary, Civil Engineering Department, University of Calgary. Calgary – Canada, 2009.

S&P CLEVER REINFORCEDMENT COMPANY, **Design Guide Line for S&P FRP System,** Brunnen - Switzerland, 2006.

SILVA FILHO, J. N. **Análise experimental de vigas “T” de concreto armado reforçadas à flexão com FRP submetidas a carregamentos pseudoestáticos e cíclicos.**

345 p., Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília – UnB). Brasília-DF, 2005.

SILVA, A. A. E. F. **Contribuição ao estudo da não linearidade física em vigas de concreto armado.** 175 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil a Universidade Federal de Santa Maria – UFSM). Santa Maria - RS, 2012.

SILVA, J. R.; MANZANO, M. A. R; SANTOS, G. S. **Análise experimental de prismas de concreto com compósitos híbridos.** 54º Congresso Brasileiro de Concreto – 54º IBRACON - CBC 2012 – 54CBC - ISSN 2175-8182, realizado em Maceió, Alagoas – Brasil 12 p. (2012).

SOARES, C. M. **Reforço de Estruturas de Betão Armado com CFR** - 1ª Edição, Universidade Fernando Pessoa (UFP). Porto - Portugal, 2006.

SÜSSEKIND, J. C. – **Curso de concreto**, V. 1, 4ª Edição, Ed. Globo, Porto Alegre – RS, 1985.

TAJADDINI, A., IBELL, T. J., DARBY, A. P., EVERNDEN, M. **A parametric study on moment redistribution in FRP – strengthened continuous RC beams.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

TAKAHASHI, Y., SATO, Y., KOBAYASHI, A., ARAZOE, M. **Experimental study on flexural capacity of RC beams externally bonded with CFRP strand sheet.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

TÄLJSTEN, B & CAROLIN A. – **Concrete beams strengthening with near surface mounted CFRP laminates.** Technical Report. FRPRCS, University of Cambridge, V. 1, London, England, 2001.

VARMA, R. K. **Numerical models for the simulation of the cyclic behaviour of RC structures incorporating new advanced materials.** Doctoral Thesis, Universidade do Minho, Guimarães – Portugal, 2012.

VIJAYAKRISHNAN, R., TOUTANJI, H., UENO, S. **Review of design code provisions on externally strengthened concrete structures with FRP laminates.** 11TH International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-11, Guimarães – Portugal, 2013.

WOO, S. K., LEE, Y. **Experimental study on Interfacial behavior of CFRP-Bonded Concrete.** KSCE Journal of Civil Engineering, College of Engineering, Ewha Womans University, Seoul, Korea, 2009.

WU, Z.; LI, W.; SAKUMA, N. **Innovative externally bonded FRP/concrete hybrid flexural members.** Department of Urban and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Ibaraki University, Hitachi, Ibaraki – Japan and School of Aeronautics, Astronautics and Mechanics, tangji University, Shanghai – China, 2005.

XIONG, G. J.; YANG, J. Z.; JI, Z. B. **Behavior of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded hybrid carbon fiber-glass fiber sheets.** Technical note of the Journal of composites for construction, vol 8, n° 3, China, 2004.

ZHANG, S. RAOOF, M., WOOD, L. A., **Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates.** Structures and Building, v. 110, pp. 257-268, 1995.

ZSUTTY, T. C., **Beam shear strength Prediction by Analysis of Existing Data.** ACI – Journal, Proceeding, Vol. 65, November, 1968.

ANEXO A – INFORMAÇÕES DO FABRICANTE DAS FIBRAS DE CARBONO, VIDRO E DAS RESINAS

A.1 CF130

DESCRIÇÃO DO PRODUTO:

MBrace CF 130 é uma lâmina unidirecional de alto desempenho baseado na tecnologia de fibras de carbono grado-aeroespacial. Quando utilizado no Sistema Compósito de Reforço MBrace a fibra CF 130 apresenta propriedades físicas e mecânicas excepcionais em varias aplicações de reforço estrutural.

PROPRIEDADES E BENEFÍCIOS:

- Alta resistência e rigidez;
- Fácil aplicação;
- Adapta-se a superfícies complexas;
- Rápida liberação.
- Não corrosivo.
- Não altera a estética das estruturas

CAMPOS DE APLICAÇÃO:

- Aumenta a resistência à flexão e ao cisalhamento de vigas, lajes e muros de concreto ou alvenaria;
- Aumenta a capacidade portante de pilares, lajes, silos e diversas estruturas.
- Correção de erros na construção e projeto;
- Reforço de áreas deterioradas em geral.
- Substitui aço estrutural perdido por corrosão, inclusive protendido.
- Melhora a resistência à fadiga de estruturas de concreto, metálicas e madeira.
- Melhora o controle de fissuração e à resistência a impactos.

DADOS TÉCNICOS:

Função:	Reforço
Base química:	Carbono de alta resistência
Aspecto:	Fibra
Largura da Lâmina:	610 mm
Espessura nominal:	0,165 mm/lâmina
Peso:	300 g/m ²

Propriedades mecânicas 0° (propriedades na longitudinal segundo ASTM D3039)

Resistência a Tensão:

Por unidade de área	3.800 MPa
Por unidade de largura	0,625 kN/mm/capa

Módulo de elasticidade:

Por unidade de área	227 GPa
Por unidade de largura	38 kN/mm/capa

Alongamento: 1,7%

A.2 EG900

Propiedades físicas

Material de la fibra	Fibra de vidrio tipo "E"
Peso del material por área	900 g/m ² (0.186 lb/ft ²)
Ancho de la lámina	610 mm (24 in)
Espesor nominal, $t_f^{(1)}$	0.357 mm/ lámina (0.0147 in/ lámina)

Propiedades funcionales

Coefficiente de Expansión Térmica (CTE)	$3.27 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$ $(5.9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F})$
--	--

Propiedades de tracción a 0° (2,3)

Resistencia máxima, f_{tu}^*	1,517 MPa (220 ksi)
Módulo de tensión, E_f	72.4 GPa (10,500 ksi)
Resistencia máxima por ancho unitario (lámina), f_{tu}^*	0.536 kN/mm/lámina (3.06 kips/in/lámina)
Módulo de tensión por ancho unitario (lámina), $E_f t_f$	25.6 kN/mm/lámina (146 kips/in/lámina)
Esfuerzo máximo de rotura ϵ_{tu}^*	2.10 %

Propiedades de tracción a 90° (2,4)

Resistencia máxima	0
Módulo de tensión	0
Esfuerzo máximo de rotura	n/a

A.3 RESINAS

Dados Técnicos

Função	Reforço de estruturas.		
Base Química	Epóxi		
Aspecto	Pastoso		
Cor	Cinza		
Teste	Método BASF	Especificação	Unidade
Densidade	UNE-EN ISO 2811-1	1102	Kg/m ³
MBRACE PRIMER		1258	Kg/m ³
MBRACE PUTTY		983	Kg/m ³
Módulo de elasticidade na compressão	ASTM D 638	670	MPa
MBRACE PRIMER		1076	MPa
MBRACE PUTTY		2620	MPa
Resistência à compressão	ASTM D 638	28,3	MPa
MBRACE PRIMER		22,8	MPa
MBRACE PUTTY		86,2	MPa
MBRACE SATURANT			

Embalagem e Armazenagem

Embalagem	MBRACE PRIMER kit de 3,79L (4,17Kg), MBRACE PUTTY kit de 3,79L (4,76Kg), MBRACE SATURANT kit de 15,13L (14,87Kg), MBRACE CF130 rolo de 22,5m ² L= 50cm, MBRACE CF130 rolo de 60m ² L= 60cm, e MBRACE LAMINADO rolo de 50m ² L= 5cm.
Validade	18 meses
Armazenagem	Armazenar em local fresco e seco, nas suas embalagens originais fechadas.

Transporte e Segurança

Transporte	Os produtos MBRACE PRIMER Parte B, MBRACE PUTTY Parte B, MBRACE SATURANT Parte A e B são classificados para transporte.
Manuseio	Utilizar EPI's adequados: luvas e botas impermeáveis, óculos de segurança, máscara protetora contra voláteis. Evitar contato com a pele e olhos. Não beber, comer ou fumar durante o manuseio; lavar as mãos antes de uma pausa ou depois do trabalho
Fogo	Usar meios adequados de combate ao fogo como: névoa de água, dióxido de carbono, espuma, pó químico. Não utilizar jatos de água de alta pressão. A queima produz CO e outros gases tóxicos ou vapores. Altas temperaturas podem causar pressão no interior das embalagens, usar água fria para resfriá-las.
Toxicidade	É impróprio para o consumo humano, porém não é considerado tóxico.
Segurança	Para mais detalhes, consultar a Ficha de Segurança dos produtos.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO PELAS NORMAS TÉCNICAS

A.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A.1.1 Recomendações do Boletim 14 *fib* (2001)

O Boletim 14 *fib* (2001), fornece orientações de projeto e aplicações do PRF colados externamente à estrutura. O Boletim denomina esse procedimento *de Externally Bonded Reinforced (EBR)*, e utilizado no texto como Colagem da superfície do concreto (CSC). Esse procedimento é baseado nos estados limites, de serviço (ELS) e último (ELU). As verificações no estado limite de serviço (ELS) devem verificar se a estrutura cumpre satisfatoriamente, em condições normais de utilização, as exigências normativas relativas às deformações, fissurações e tensões. Para o estado limite último (ELU) consideram-se os diferentes modos de ruptura dos elementos reforçados, tanto os modos clássicos como os modos prematuros de ruptura.

Para o cálculo da deformação específica do reforço com PRF, o Boletim 14 *fib* (2001) recomenda um fator de segurança γ_f , que está ligado à forma de aplicação, sendo dois tipos, o Tipo A para aplicação do sistema com alto grau de qualidade e o Tipo B, com fator de segurança maior, para aplicação em condições de trabalho com alto grau de dificuldade. (Tabela A.1).

Tabela A.1 – Fator de segurança para o reforço com PRF

Tipo de reforço de PRF	Aplicação	
	Tipo A	Tipo B
PRFC	1,20	1,35
PRFV	1,30	1,50

Tipo A – Para aplicação normal com alto grau de qualidade

Tipo B – Para condições de trabalho com alto grau de dificuldade

Fonte: Boletim 14 *fib* (2001)

A ruptura das peças de concreto à flexão com PRF colados na superfície de concreto é causada por descolamento do elemento de reforço CSC. Os modos de ruptura são apresentados na Figura A.1.

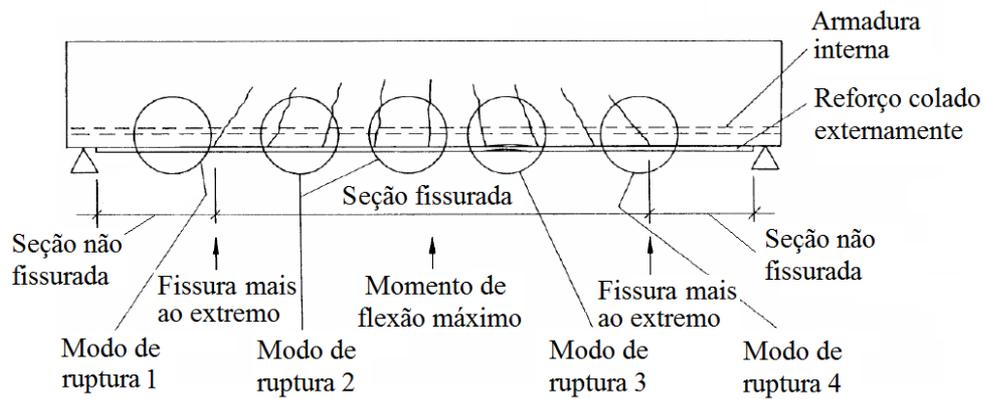


Figura A.1 – Modos de ruptura das vigas de concreto armado - Boletim 14 fib (2001)

O modo 1 corresponde ao deslocamento em uma zona sem fissuração, no modo 2 o descolamento é causado por fissuras de flexão, o terceiro modo é o descolamento causado por fissuras de cisalhamento e o quarto modo é o descolamento causado pela irregularidade da superfície do concreto.

A1.1.1 Análise do estado limite último (ELU)

A ruptura da seção crítica ocorre com o escoamento do aço seguido pelo esmagamento do concreto. Para o cálculo do momento resistente é utilizada a equação 1.6, abaixo. Utilizando os princípios do projeto de estruturas de concreto armado a profundidade da linha neutra é calculada a partir da compatibilidade de deformações e equilíbrio das forças internas (Figura A.2).

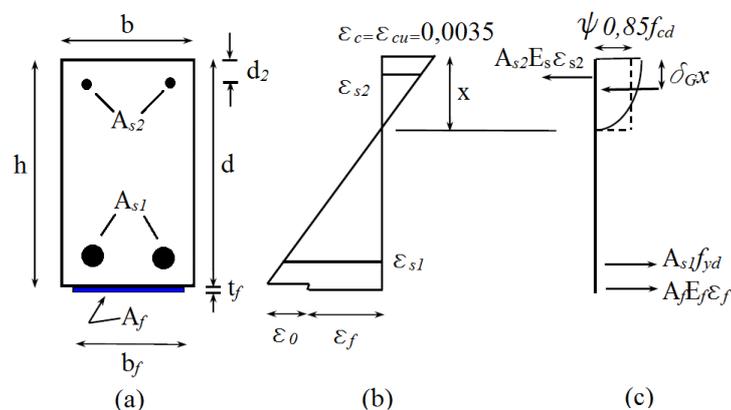


Figura A.2 – Análise da seção transversal para o estado limite último na flexão: (a) geometria, (b) distribuição das deformações e (c) distribuição de tensões (Boletim 14 fib 2001).

Cálculo da profundidade da linha neutra.

$$0.85 \cdot \psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + A_{s2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{s2} = A_{s1} \cdot f_{yd} + A_f E_{fu} \epsilon_f \quad 1.3$$

onde:

$$\psi = 0,80$$

f_{cd} – resistência à compressão do concreto;

A_{s2} – área da armadura de compressão;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

ϵ_{s2} – deformação na armadura de compressão;

A_{s1} – área da armadura de tração;

f_{yd} – tensão de escoamento do aço;

A_f – área do reforço

Define as deformações da armadura de compressão e a deformação do FRP.

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad (E_s \epsilon_{s2} \leq f_{yd}) \quad 1.4$$

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \epsilon_0 \quad 1.5$$

Para o cálculo do momento resistente, adota-se a equação 1.6:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_f \epsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \epsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad 1.6$$

onde:

$$\delta_G = 0,40$$

Devem ser confirmadas, para validar a equação acima, as tensões de escoamento do aço e a tensão limite da fibra de reforço, através das equações.

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad 1.7$$

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \epsilon_0 \leq \epsilon_{fud} \quad 1.8$$

Onde ε_{cu} é substituída pela ε_c e a é substituída pela ε_{fud} ; e ψ, δ_G e são dados pelas abaixo:

$$\psi = \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_c \left(0.5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_c \right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} & \text{para } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad 1.9$$

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_c}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} & \text{para } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad 1.10$$

A1.1.2 Análise do estado limite de serviço (ELS)

O cálculo no estado limite de serviço pode ser feito com a análise elástica linear. Nessa situação são considerados dois estados, com a seção no estágio I com a seção não fissurada, e o estágio II, com a seção fissurada. O concreto é considerado elástico até que não resista às tensões de tração. Nessa situação o cálculo da linha neutra é realizado pelo equilíbrio das forças e a compatibilidade das deformações, onde a linha x_e é determinada pela equação 1.11.

$$\frac{I}{2} \cdot b \cdot x_e^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A_{s2} \cdot (x_e - d_2) = \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x_e) + \alpha_f \cdot A_f \cdot \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) \cdot x_e \right] \quad 1.11$$

onde:

$$\alpha_f = E_f / E_c$$

$$\alpha_s = E_s / E_c$$

Os valores para a deformação inicial ε_0 , quando tem valores inferiores é igual a 1, assim a linha neutra x_e pode ser resolvida diretamente. Porém, para valores de ε_0 superiores, comparados com a deformação do concreto atuante na fibra mais comprimida ε_c , a profundidade da linha neutra, poderá ser determinada pela equação 1.12 e 1.13.

$$M_k = E_c \cdot \varepsilon_c \cdot \left[\frac{I}{2} \cdot b \cdot x_e \cdot \left(h - \frac{x_e}{3} \right) + (\alpha_s - 1) \cdot A_{s2} \cdot \frac{(x_e - d_2)}{x_e} \cdot (h - d_2) - \alpha_s A_{s1} \cdot \frac{d - x_e}{x_e} (h - d) \right] \quad 1.12$$

O momento de inércia da seção fissurada com o reforço é dado por:

$$I_2 = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_e^3 + (\alpha_s - 1) \cdot A_{s2} \cdot (x_e - d_2)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x_e)^2 + \alpha_f \cdot A_f \cdot (h - x_e)^2 \quad 1.13$$

O cálculo do momento em serviço antes do reforço M_0 , e a altura da linha neutra x_0 , podem ser determinados pelas equações 2.14 e 2.15, abaixo:

$$M_0 = \frac{\varepsilon_{co} \cdot E_c \cdot I_{02}}{x_0} \quad 1.14$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_0^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A_{s2} \cdot (x_0 - d_2) = \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x_0) \quad 1.15$$

Onde I_{02} é o momento de inércia da seção fissurada da viga, antes da aplicação do reforço e é dada pela equação 1.16.

$$I_{02} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_0^3 + (\alpha_s - 1) \cdot A_{s2} \cdot (x_0 - d_2)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d - x_0)^2 \quad 1.16$$

O momento M_0 é tipicamente maior do que o momento de fissuração M_r , e como a influência do reforço de PRF é limitada.

O momento de fissuração M_r para a viga T, segue a expressão adotada pela ABNT NBR 6118 (2014) em seu item 17.3, equação 1.17, onde, nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre essas duas fases é definida pelo momento de fissuração.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad 1.17$$

Onde:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares.

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

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

f_{ct} – é a resistência a tração direta do concreto.

A.1.2 Recomendações do ACI 440.2R (2008)

O *American Concrete Institute* ACI 440.2R (2008) fornece orientações quanto à seleção, projeto e instalação de sistemas de reforço com PRF colados na superfície do concreto. De acordo com essas recomendações, o reforço executado com polímeros reforçados com fibra deverá ser projetado para absorver esforços de tração mantendo a compatibilidade de deformação entre o material compósito e o substrato de concreto. Esse procedimento baseia-se nos estados limites, que conduz a níveis aceitáveis de carregamento, atendendo ao estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS).

Assim, o projeto de reforço da estrutura tem como base os critérios adotados pelo ACI 318 (2011), com as considerações adicionais específicas para a aplicação do reforço com PRF colado externamente à estrutura.

As recomendações baseiam-se em:

- Definir uma resistência mínima para a peça sem reforço, para prevenir o colapso na ausência do reforço, por procedimentos não previstos, como incêndio, vandalismo, etc.
- Definir e utilizar coeficientes de ponderação apropriados;
- Garantir e manter o comportamento dúctil da estrutura após o reforço com as fibras;
- Manter o comportamento monolítico da estrutura após o reforço;
- Analisar e verificar as condições de danos da estrutura a ser reforçada.

Os critérios, abaixo relacionados, são utilizados para fornecer orientações para execução do reforço à flexão, com as fibras coladas longitudinalmente na face tracionada das vigas de concreto armado.

Hipóteses de cálculo

A resistência à flexão de uma seção reforçada com PRF colado externamente na peça de concreto segue as seguintes hipóteses:

- Para o cálculo dos projetos de reforço, é necessário utilizar as dimensões reais, a disposição adotada das armaduras e as propriedades dos materiais existentes do elemento a ser reforçado;
- As deformações do concreto e do aço são diretamente proporcionais à linha neutra, seguindo a teoria de Bernoulli, onde as seções transversais permanecem planas, antes e depois do carregamento;
- De acordo com o ACI 318 (2011) a máxima deformação de compressão permitida para o concreto é de 3 ‰;
- Despreza-se a resistência à tração do concreto;
- Admite-se o comportamento do PRF como elástico linear até a sua ruptura;
- Considera-se a aderência perfeita entre o concreto e o reforço com PRF.

- Considerações para o cálculo da fibra:

As equações, 1.18 a 1.20 listam as propriedades que são usadas no dimensionamento dos reforços, onde se utiliza o fator de redução C_E (Coeficiente de redução ambiental), devido ao ambiente de exposição, apresentado na Tabela A.2.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad 1.18$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad 1.19$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad 1.20$$

Tabela A.2 – Coeficiente de redução ambiental

Condições de exposição	Fibra e Tipo de resina	Coeficiente de redução ambiental C_E
Exposição exterior	Carbono/Epóxi	0,95
	Vidro/Epóxi	0,75
Exposição exterior (pontes, portos e garagens fechadas)	Carbono/Epóxi	0,85
	Vidro/Epóxi	0,65
Ambiente agressivo (Ataque químico e estações de tratamento de esgoto)	Carbono/Epóxi	0,85
	Vidro/Epóxi	0,50

Fonte: ACI 440.2R (2008) - Adaptado

Deformação existente do elemento reforçado

Em virtude das cargas atuantes no elemento estrutural, inclusive o peso próprio, o substrato no qual será aplicado o reforço, já estará deformado. Em função dessa deformação, deve-se considerar a deformação inicial do elemento, devendo ser excluída da deformação do compósito. A deformação inicial no substrato, ϵ_{bi} , pode ser determinada a partir da análise elástica, onde se considera todas as cargas que estarão atuando no elemento durante a impregnação dos PRF.

A capacidade resistente da peça

A resistência última considera o critério da equação 1.21 que estabelece a capacidade resistente à flexão do elemento e deve superar a prevista para o elemento estrutural.

$$\phi M_n \geq M_u \quad 1.21$$

sendo:

ϕ - Fator de minoração da resistência para considerar possíveis variações nas dimensões e resistências dos materiais;

M_n – Momento resistente nominal;

M_u – Momento solicitante ponderado, devido ao carregamento atuante na peça.

Fator de redução da força será dado pela, abaixo.

$$\phi = 0,90 \text{ para } \varepsilon_s \geq 0,005 \quad 1.22$$

$$\phi = 0,65 + \frac{0,25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} \text{ para } \varepsilon_{sy} \geq \varepsilon_s < 0,005 \quad 1.23$$

$$\phi = 0,65 \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad 1.24$$

onde:

ε_s - deformação do aço no estado limite último;

ε_{sy} - deformação de escoamento do aço.

Cálculo da resistência última de uma seção de concreto reforçada.

No item 10.2.10 do ACI 440.2R (2008) é apresentado o procedimento de cálculo para satisfazer a compatibilidade de deformações e o equilíbrio das forças internas. A deformação interna e a distribuição de tensões para uma seção retangular de concreto submetida à flexão no estado limite último (Figura A.4).

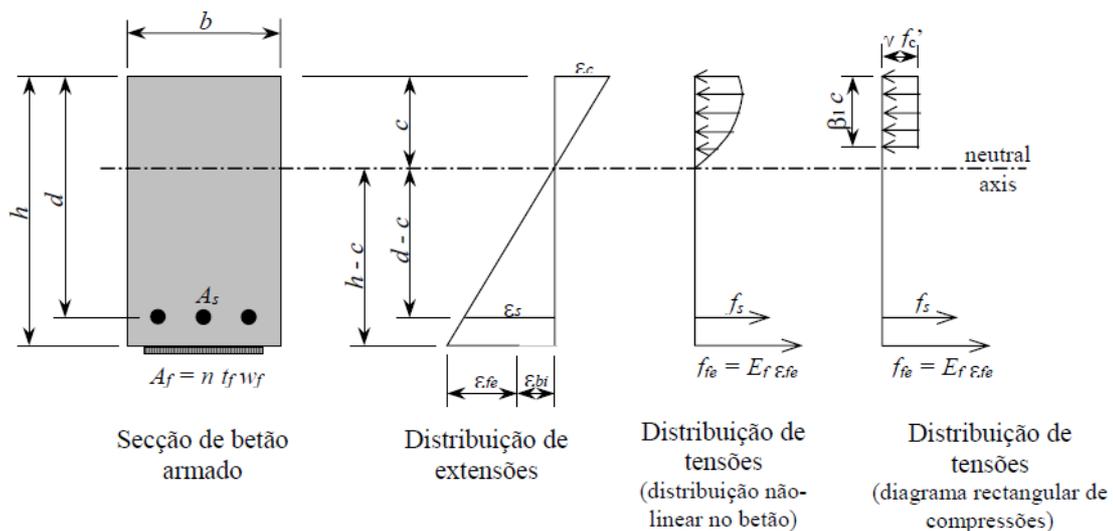


Figura A.3 – Distribuição das tensões na seção de concreto reforçada (ACI 440.2R, 2008)

O procedimento de cálculo adotado pela norma assume uma profundidade c para a linha neutra, calcula-se a deformação em cada material utilizando a compatibilização de deformações; e a verificação do equilíbrio das forças internas.

Caso não ocorra o equilíbrio das forças internas a profundidade em relação à linha neutra deve ser reanalisada e o procedimento repetido até a convergência.

Para a profundidade assumida para o eixo c , o nível de deformação no reforço de PRF (f_e) pode ser calculado de acordo com a equação 1.25. Essa equação considera o modo de ruptura que governa a profundidade do eixo neutro adotado.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad 1.25$$

onde:

ϵ_{cu} – deformação última do concreto;

ϵ_{bi} – deformação no substrato do concreto no momento da aplicação do reforço de PRF.

Para evitar que o descolamento adotar a deformação efetiva no reforço de PRF que deve ser limitada através de ϵ_{fd} , e pode ser calculada com uso da equação 1.26.

$$\epsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0.9 \epsilon_{fu} \quad 1.26$$

onde:

f'_c – resistência específica à compressão do concreto;

n – número de camadas do reforço de PRF;

E_f – módulo de elasticidade do PRF;

t_f – espessura nominal de uma camada do reforço de PRF;

ϵ_{fu} – deformação de ruptura do reforço de PRF.

A tensão efetiva no reforço de PRF (f_{fe}) pode ser determinada a partir do nível de deformação no PRF (ϵ_{fe}), assumindo um comportamento perfeitamente elástico.

$$f_{fe} = E_f \cdot \epsilon_{fe} \quad 1.27$$

A deformação na armadura (ϵ_s) pode ser encontrada com a compatibilidade das deformações.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad 1.28$$

A tensão no aço f_s é determinada a partir do nível da deformação na armadura usando a curva tensão - deformação da equação.

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad 1.29$$

onde:

E_s – módulo de elasticidade do aço;

ε_s – deformação no aço;

f_y – Tensão de escoamento do aço.

Com o nível de deformação, da tensão no reforço do PRF e do aço, determinados para a profundidade da linha neutra (c) adotada, o equilíbrio de forças interna pode ser utilizado com a equação, abaixo.

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad 1.30$$

onde:

A_s – área da armadura de tração;

A_f – área do reforço do PRF.

Os fatores α_1 e β_1 da equação 1.31 são parâmetros relacionados ao bloco retangular de tensão no concreto, equivalente à distribuição não linear de tensões. Os valores calculados e assumidos para c são comparados. Se ocorrer a convergência desses termos, então o valor de c deve ser adotado. Se o valor calculado não convergir, outro valor de c deverá ser selecionado, e o processo é repetido até a convergência.

A norma adota 0.85, esse fator de redução baseia-se na análise de confiabilidade, que foi fundamentado nas propriedades experimentalmente calibradas e as estatísticas da resistência à flexão.

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \psi_f \cdot f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad 1.31$$

A.1.3 Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014)

DADOS DE ENTRADA

Características da seção T:

$b_w=$	15,00	<i>cm</i>	Largura da alma
$b_f=$	55,00	<i>cm</i>	Largura da mesa
h	40,00	<i>cm</i>	Altura total
$h_f=$	10,00	<i>cm</i>	Altura da mesa
$d=$	35,20	<i>cm</i>	Altura da armadura tracionada
$d_2=$	2,50	<i>cm</i>	Altura da armadura comprimida
$d_f=$	40,02	<i>cm</i>	Altura do reforço
$A_s=$	6,21	<i>cm</i> ²	Área de aço da armadura tracionada
$A_{s1}=$	0,625	<i>cm</i> ²	Área de aço da armadura comprimida
$A_f=$	0,00	<i>cm</i> ²	Área do reforço
$a_{cis}=$	1,50	<i>m</i>	Vão de cisalhamento

CÁLCULO

Cálculo das propriedades dos materiais

Deformação de escoamento do aço

$$\varepsilon_y = f_y / E_s$$

$$\varepsilon_y = \mathbf{0,0276 \text{ \%}}$$

Resistência de cálculo última à tração do PRF

$$f_u / f_{fu}$$

$$f_{fu} = \mathbf{1947,2 \text{ MPa}}$$

Resistência de cálculo última à tração do PRF

$$\varepsilon_u / \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fu} = \mathbf{0,010 \text{ \%}}$$

PASSO 2

RESULTADOS

Deformações

$$\varepsilon_f = \mathbf{0,0080 \text{ \%}}$$
 (Deformação do concreto)

$$\varepsilon_c = \mathbf{0,0004 \text{ \%}}$$
 (Deformação na armadura tracionada)

$$\varepsilon_s = \mathbf{0,0070 \text{ \%}}$$
 (Deformação na armadura comprimida)

$$\epsilon_{sl} = -0,0001 \text{ ‰}$$

(Deformação no PRF)

Forças resistentes

Força atuando no concreto

$$Y = 0,968$$

$$D(x) = 344,66 \text{ kN}$$

Força na armadura tracionada

$$Z_s = 344,66 \text{ kN}$$

Força na armadura comprimida

$$Z_{sl} = -1,34 \text{ kN}$$

Força na armadura de FRP

$$Z_f = 0,00 \text{ kN}$$

Momento Resistente para LN na mesa

Cálculo do momento

$$M_{res} = 118,6 \text{ kN.m}$$

Carga de
ruptura

$$F_u = 158,1 \text{ kN.m}$$

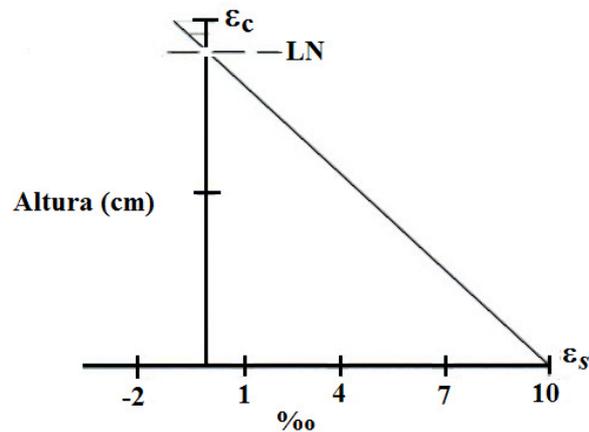


Gráfico – Compatibilidade de deformações

CÁLCULO DE VIGAS REFORÇADAS – SUGESTÃO AO BOLETIM 14 FIB (2001)

Roteiro de cálculo para vigas com reforço híbrido

DADOS DE ENTRADA

Características das seção transversal

b_w :	15	cm	Largura da alma
b_f :	55	cm	Largura da mesa
h :	40	cm	Altura total da viga
h_f :	10	cm	Altura da mesa
d :	35,2	cm	Altura da armadura tracionada
d' :	2,5	cm	Altura da armadura comprimida
d_{fv} :	40,018	cm	Altura do reforço de vidro
d_{fc} :	40,044	cm	Altura do reforço de carbono
A_s :	6,172	cm ²	Área de aço da armadura tracionada
A'_s :	0,623	cm ²	Área de aço da armadura comprimida
A_{fc} :	0,25	cm ²	Área do reforço com PRFC
A_{fv} :	0,54	cm ²	Área do reforço com PRFV
A_{cis} :	1,5	m	Vão de cisalhamento

Propriedades dos materiais

f_c :	46,3	MPa	Resistência característica do concreto à compressão
f_y :	555	MPa	Tensão característica de escoamento do aço
E_c :	25400	MPa	Módulo de deformação do concreto
E_s :	201000	MPa	Módulo de deformação do aço
E_{fc} :	183700	MPa	Módulo de deformação do PRFC
E_{fv} :	64500	MPa	Módulo de deformação do PRFV
f'_{fuc} :	1947,2	MPa	Resistência máxima à tração do PRFC
f'_{fuv} :	983,1	MPa	Resistência máxima à tração do PRFV
ε_{fuc} :	1,05	%	Deformação máxima do PRFC
ε_{fuv} :	1,44	%	Deformação máxima do PRFV

Deformação limite do concreto

ε_c :	0,35	%	Deformação de cálculo do concreto
-------------------	------	---	-----------------------------------

CÁLCULO DAS VIGAS HÍBRIDAS

Cálculo das propriedades dos materiais

Deformação de escoamento do aço

$$\epsilon_y: 2,76 \quad \%$$

Resistência de cálculo último à tração do PRFC

$$f_{fuc}: 1947,2 \quad \text{MPa}$$

Resistência de cálculo último à tração do PRFC

$$f_{fuv}: 983,1 \quad \text{MPa}$$

Deformação de cálculo de ruptura do PRFC

$$\epsilon_{fuc}: 1,05 \quad \%$$

Deformação de cálculo de ruptura do PRFV

$$\epsilon_{fuv}: 1,43 \quad \%$$

Cálculo da posição da Linha Neutra (LN)

Fixando o valor da deformação do concreto $\epsilon_c=0,35\%$

x:	4,20	cm	Linha neutra
ϵ_f:	0,0095	‰	Deformação do PRFV e PRFC
$\epsilon_0(x)$:	0,0004	‰	Deformação inicial do concreto
$\epsilon_c(x)$:	0,00116	‰	Deformação do concreto
$\epsilon_s(x)$:	0,0086	‰	Deformação da armadura tracionada
$\epsilon_{sI}(x)$:	0,0082	‰	Deformação da armadura comprimida
f_c:	29,50	MPa	Resistência à compressão do concreto
f_s:	555,00	MPa	Tensão da armadura tracionada
f_{sI}:	555,00	MPa	Tensão da armadura comprimida

Sendo:

$$\sum F_H=0$$

$$D(x)+Z_{sI}(x)-Z_s(x)-Z_f(x)=0$$

D(x):	272,6	kN	Força no concreto
$Z_s(x)$:	342,5	kN	Força na armadura tracionada
$Z_{fv}(x)$:	32,8	kN	Força no PRF
$Z_{fc}(x)$:	43,2	kN	Força no PRF
$Z_{sI}(x)$:	103,0	kN	Força na armadura comprimida

Equilíbrio dos esforços

1º Termo	273	kN
2º Termo	272	kN

Equilíbrio

0,00

RESULTADOS

Deformações

$\epsilon_c(x)$:	1,16	%	Deformação no concreto
$\epsilon_s(x)$:	8,57	%	Deformação da armadura de tração
$\epsilon_{sI}(x)$:	8,23	%	Deformação da armadura de compressão

FORÇAS RESISTENTES

SUGESTÃO

Força no concreto

$$D(x): 272,59 \text{ kN}$$

Força na armadura tracionada

$$Z_s(x): 342,55 \text{ kN}$$

Força na armadura comprimida

$$Z_{sI}(x): 103,01 \text{ kN}$$

Força no reforço híbrido

$$Z_{fv}(x): 32,81 \text{ kN}$$

Força no reforço híbrido

$$Z_{fc}(x): 43,19 \text{ kN}$$

CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE

Cálculo do momento resistente

$$S_G: 0,40$$

$$M_{res}: 143,13 \text{ kN.m}$$

Força última de ruptura (F_u)

$$F_u: 190,8 \text{ kN}$$

$$F_{uexp}: 192,0 \text{ kN}$$

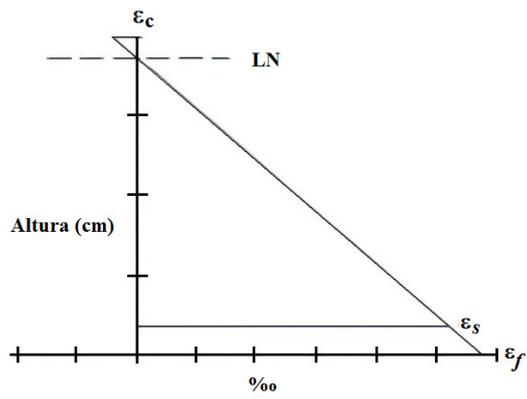
Norma técnica (reforço com um único tipo de material)

$$M_{res} = Z_f \cdot (d_f - S_G \cdot x) + Z_s(x) \cdot (d - S_G \cdot x) + Z_{sI}(x) \cdot (S_G \cdot x - d_2)$$

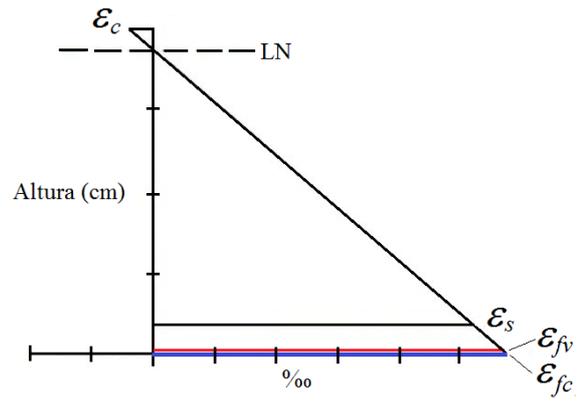
Sugestão (reforço híbrido)

$$M_{res} = Z_{fv} \cdot (d_{fv} - S_G \cdot x) + Z_{fc} \cdot (d_{fc} - S_G \cdot x) + Z_s(x) \cdot (d - S_G \cdot x) + Z_{sI}(x) \cdot (S_G \cdot x - d_2)$$

$$F_u = \frac{M_{res}}{a_{cis}} \cdot 2$$



a) Boletim 14 *fib* (2001)

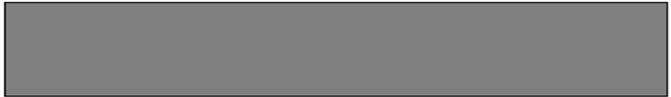
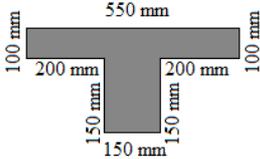


b) Sugestão boletim 14 *fib* (2001)

Gráfico – Compatibilidade de deformações

APÊNDICE B – FORMAS DAS VIGAS

Tabela B.1 – Formas

PROJETO PARA MONTAGEM				
Nº	Espessura (mm)	Nº de chapas	Medidas (mm)	Formato das chapas
P1	2,75 mm	2	100 x 4400	100 mm  4400 mm
P2	2,75 mm	2	200 x 4400	200 mm  4400 mm
P3	2,75 mm	2	300 x 4400	300 mm  4400 mm
P4	2,75 mm	1	150 x 4400	150 mm  4400 mm
P5	2,75 mm	2	550 x 100 150 x 150	
P6	2,75 mm	8	200 x 300	 200 mm 300 mm
P7	2,75 mm	4	50 x 600	50 mm  600 mm

Obs.: Todas as medidas em mm.

TABELA DE CHAPAS DE AÇO - CHAPA 11

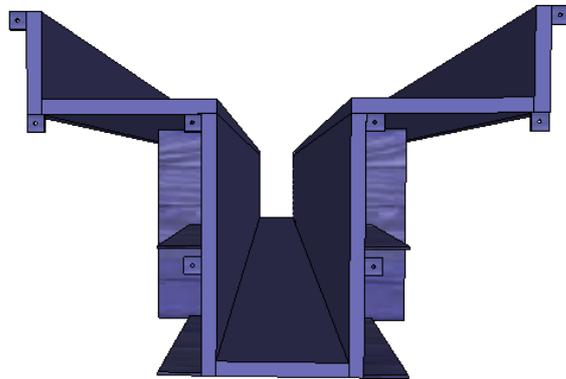
N	CHAPA	Espessura (mm)	Medidas (mm)	Área (m ²)	Área (1 Viga) (m ²)	Peso (kg) (1 viga)	Área (9 vigas) (m ²)	Peso (kg) (9 vigas)
P1	11	3,04	100 x 4400	2 x 0,44	0,88	21,00	7,92	189,00
P2	11	3,04	200 x 4400	2 x 0,88	1,76	42,00	15,84	378,01
P3	11	3,04	300 x 4400	2 x 1,32	2,64	63,00	23,76	567,01
P5	11	3,04	550 x 100 + 150 x 150	2 x 0,078	0,16	3,82	1,44	34,36
P6	11	3,04	200 x 300	8 x 0,06	0,48	11,45	4,32	103,09
P7	11	3,04	50 x 600	4 x 0,03	0,12	2,86	1,08	25,77
				TOTAL	6,04	TOTAL	54,36	1297,25

TABELA DE CHAPAS DE AÇO - CHAPA 12

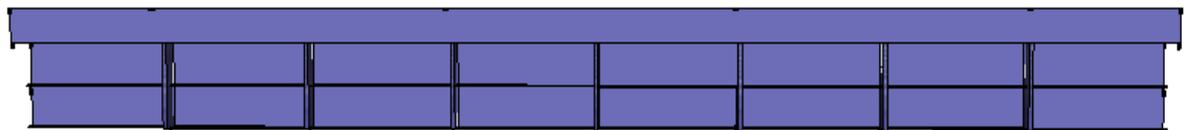
N	CHAPA	Espessura (mm)	Medidas (mm)	Área (m ²)	Área (1 Viga) (m ²)	Peso (kg) (1 viga)	Área (9 vigas) (m ²)	Peso (kg) (9 vigas)
P1	12	2,75	100 x 4400	2 x 0,44	0,88	19,00	7,92	170,97
P2	12	2,75	200 x 4400	2 x 0,88	1,76	37,99	15,84	341,95
P3	12	2,75	300 x 4400	2 x 1,32	2,64	56,99	23,76	512,92
P5	12	2,75	550 x 100 + 150 x 150	2 x 0,078	0,16	3,45	1,44	31,09
P6	12	2,75	200 x 300	8 x 0,06	0,48	10,36	4,32	93,26
P7	12	2,75	50 x 600	4 x 0,03	0,12	2,59	1,08	23,31
				TOTAL	6,04	TOTAL	54,36	1173,50

FÔRMA PARA VIGAS T

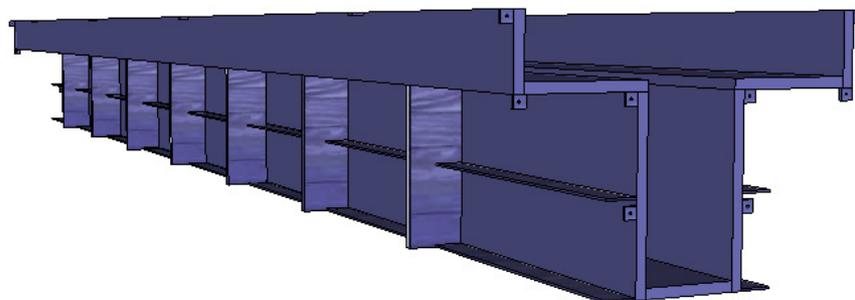
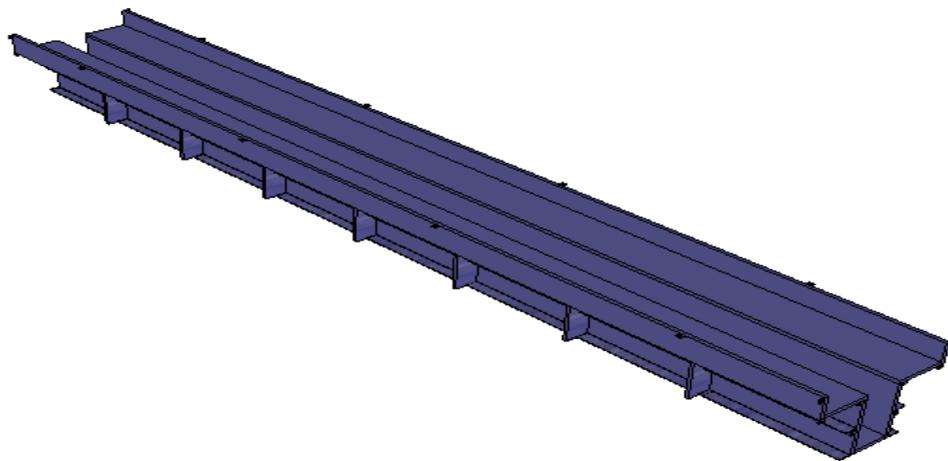
Vista frontal



Vista lateral



Perspectivas



APÊNDICE C – QUANTITATIVO DAS ARMADURAS DAS VIGAS

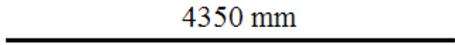
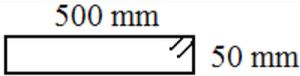
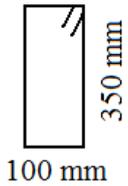
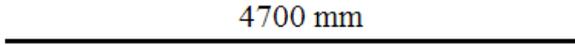
PROJETO PARA ARMAÇÕES				
N	Ø (mm)	Nº de Barras	Comprimento (cm)	Formato das Armaduras
N1	6,3	6	435	
N2	6,3	45	120	
N3	8	56	110	
N4	20	2	470	
Obs.: Todas as medidas são externas				

TABELA TOTAL DE ARMADURAS – 01 Viga			
N	Ø (mm)	Comprimento (m)	Barras (unid.)
1	6,3	26,1	03
2	6,3	54,0	05
3	8,0	61,6	05
4	20,0	9,4	01

TABELA TOTAL DE ARMADURAS – 14 Vigas			
N	Ø (mm)	Comprimento (m)	Barras (unid.)
1	6,3	365,4	31
2	6,3	648,0	54
3	8,0	862,4	72
4	20,0	131,6	11

APÊNDICE D – ENSAIOS

D.1 Ensaios do aço

CP	$\varnothing_{\text{bruto}}$ (mm)	Comprimento (mm)	Peso (g)	Área da seção (mm ²)		\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa) EMIC	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
				Nominal	Calculada					
1	6,3	499,0	119,9	31,2	30,6	6,2	586,5	3,02	703,9	194,0
2	6,3	500,0	124,0	31,2	31,6	6,3	634,6	3,37	722,8	188,2
3	6,3	500,0	121,6	31,2	31,0	6,3	660,5	3,33	761,9	198,3
1	8,0	500,0	195,2	50,3	49,7	8,0	611,9	2,95	714,6	207,5
2	8,0	500,0	195,1	50,3	49,7	8,0	601,0	2,46	713,1	244,1
3	8,0	500,0	196,9	50,3	50,2	8,0	590,1	3,08	719,2	191,8
1	20,0	501,0	1219,3	78,5	310,0	19,9	549,1	2,80	674,1	195,9
2	20,0	501,0	1221,4	78,5	310,6	19,9	556,3	2,78	682,5	200,2
3	20,0	500,0	1211,2	78,5	308,6	19,8	559,1	2,70	679,9	207,5

\varnothing_{nom} - Diâmetro nominal da armadura; $\varnothing_{\text{real}}$ - Diâmetro real da armadura.

*Seção transversal determinada pela massa linear e da densidade do aço (78,50 kN/m³).

D.2 Ensaios das vigas

Detalhes das vigas ensaiadas – Grupo A

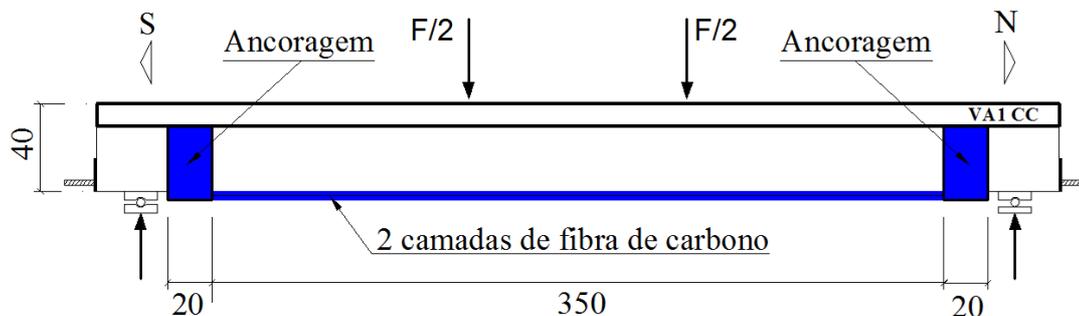


Figura D.1 - Configuração da colagem da fibra da viga VA1 CC

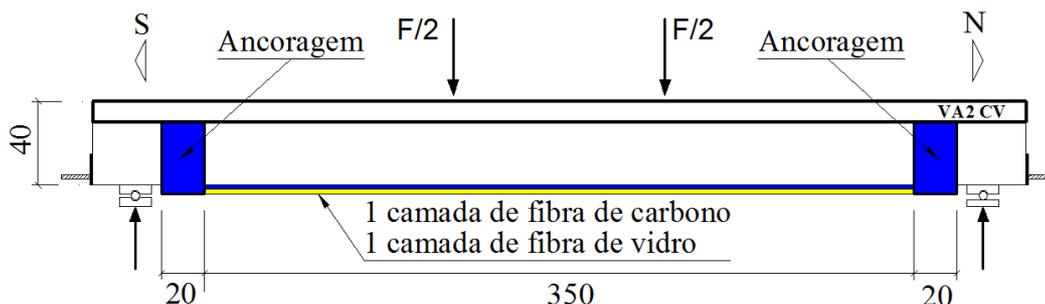


Figura D.2 - Configuração da colagem da fibra da viga VA2 CV

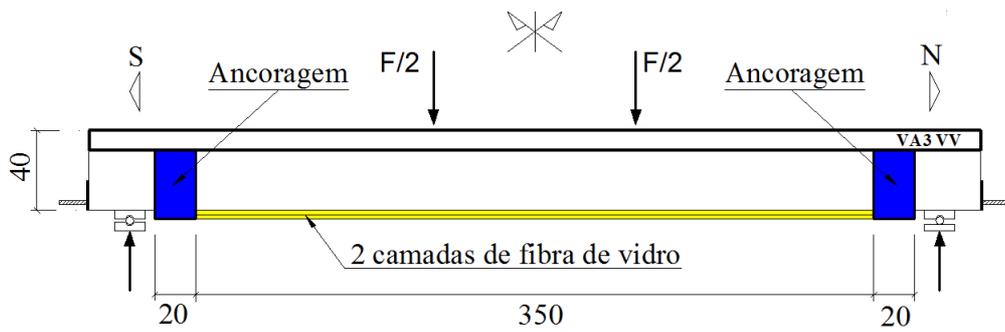


Figura D.3 - Configuração da colagem da fibra da viga VA3 VV

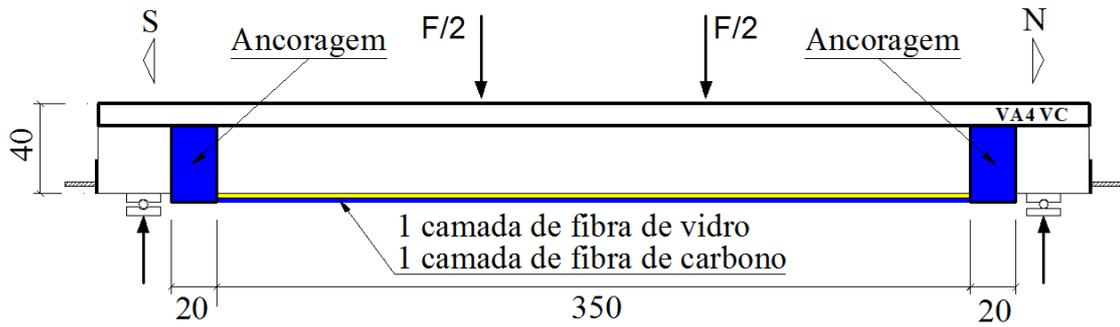


Figura D.4 - Configuração da colagem da fibra da viga VA4 VC

Detalhes das vigas ensaiadas – Grupo B

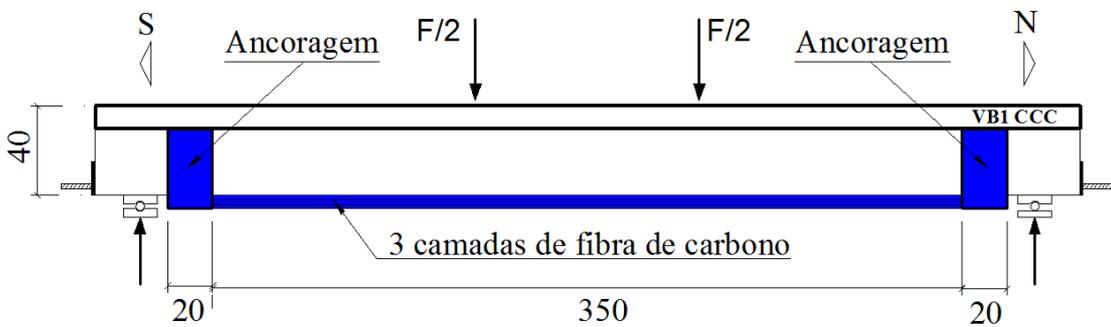


Figura D.5 - Configuração da colagem da fibra da viga VB1 CCC

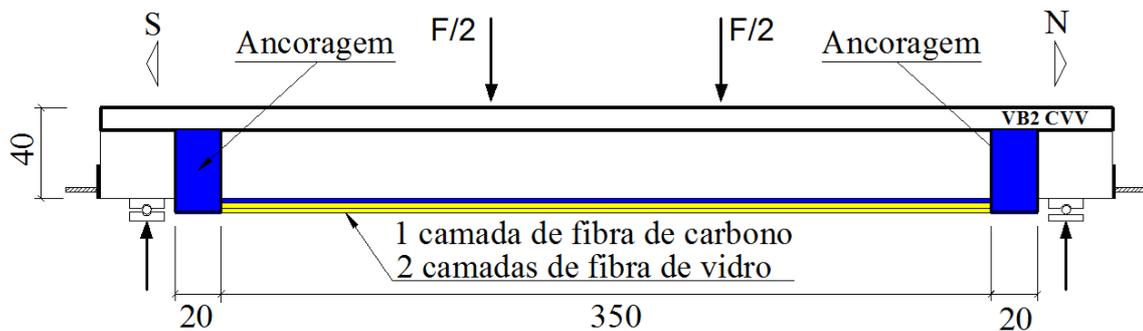


Figura D.6 - Configuração da colagem da fibra da viga VB2 CVV

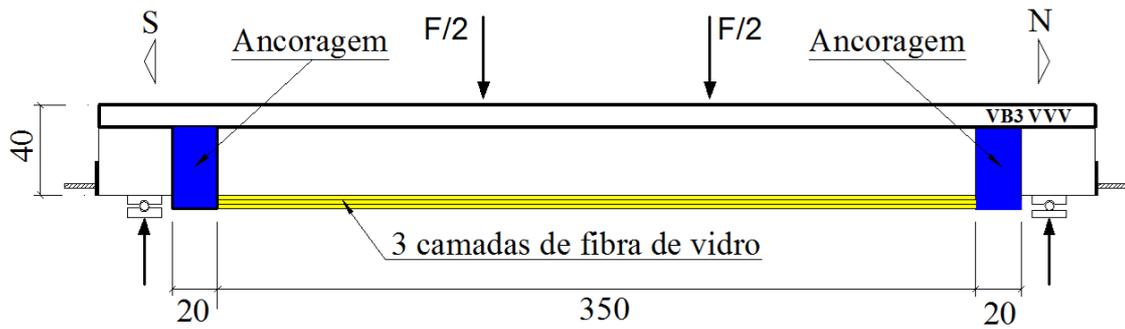


Figura D.7 - Configuração da colagem da fibra da viga VB3 VVV

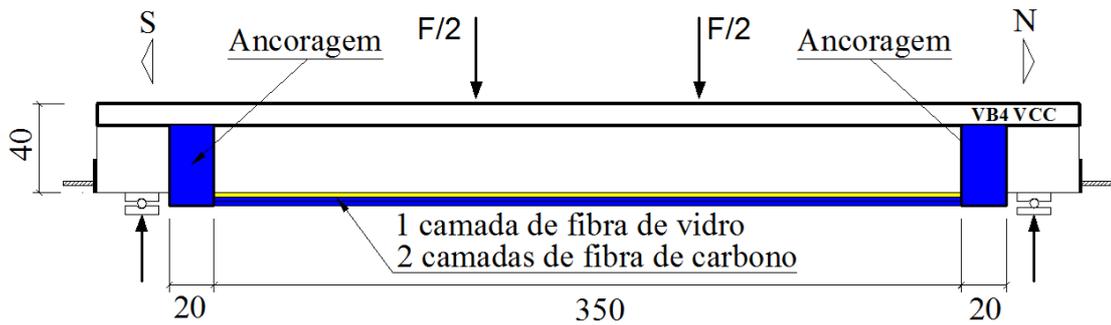


Figura D.8 - Configuração da colagem da fibra da viga VB4 VCC

Detalhes das vigas ensaiadas – Grupo C

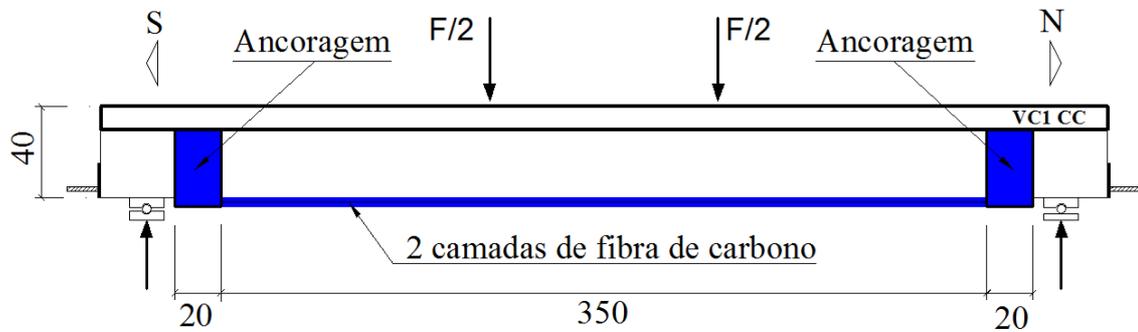


Figura D.9 - Configuração da colagem da fibra da viga VC1 CC

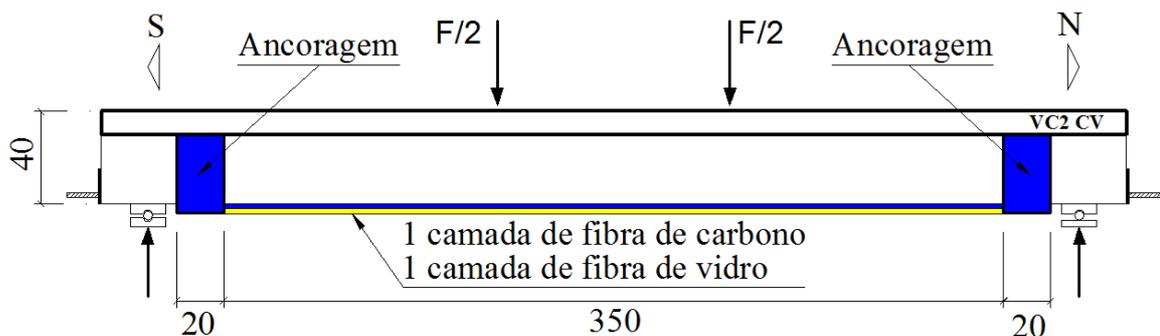


Figura D.10 - Configuração da colagem da fibra da viga VC2 CV

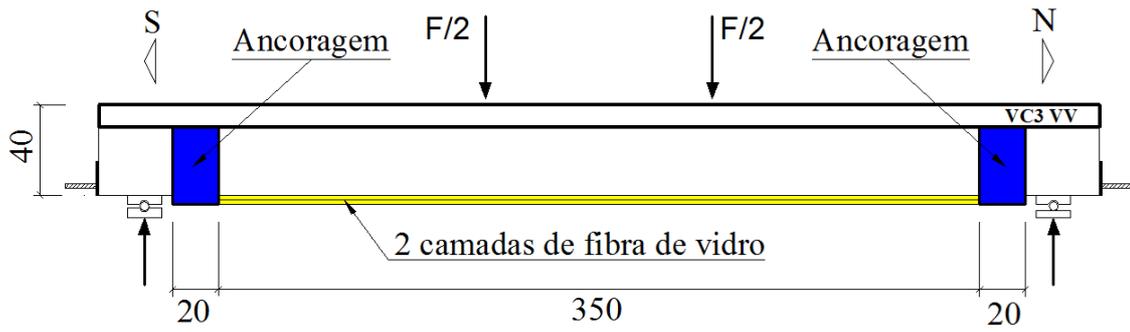


Figura D.11 - Configuração da colagem da fibra da viga VC3 VV

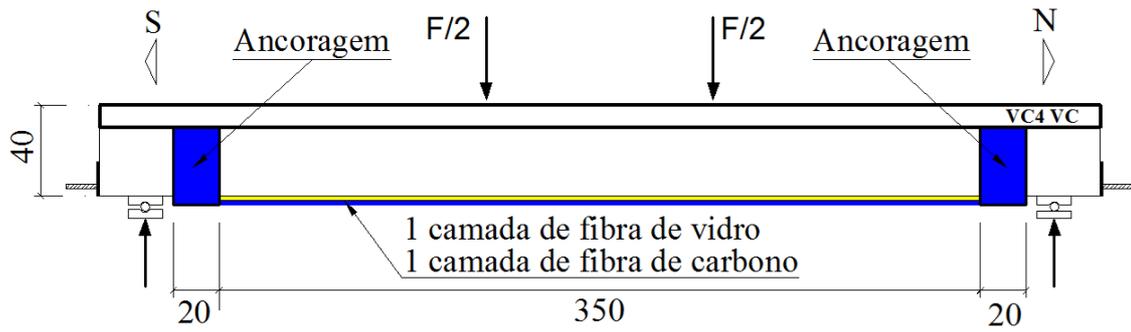


Figura D.12 - Configuração da colagem da fibra da viga VC4 VC

APÊNDICE E – EVOLUÇÃO DAS FISSURAS

E.1 Evolução das fissuras do grupo A

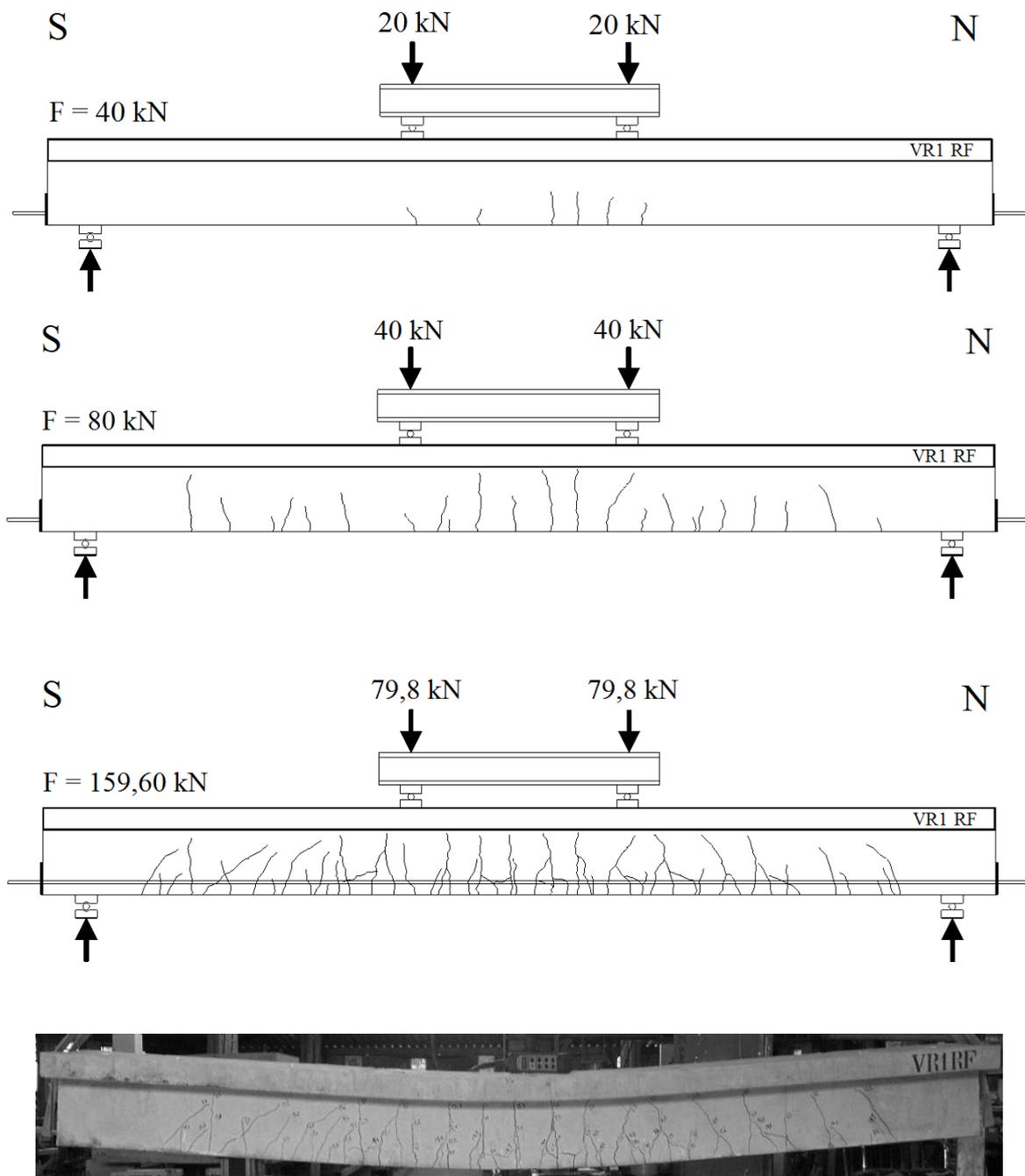


Figura E.1 – Evolução das fissuras da viga VR1 RF

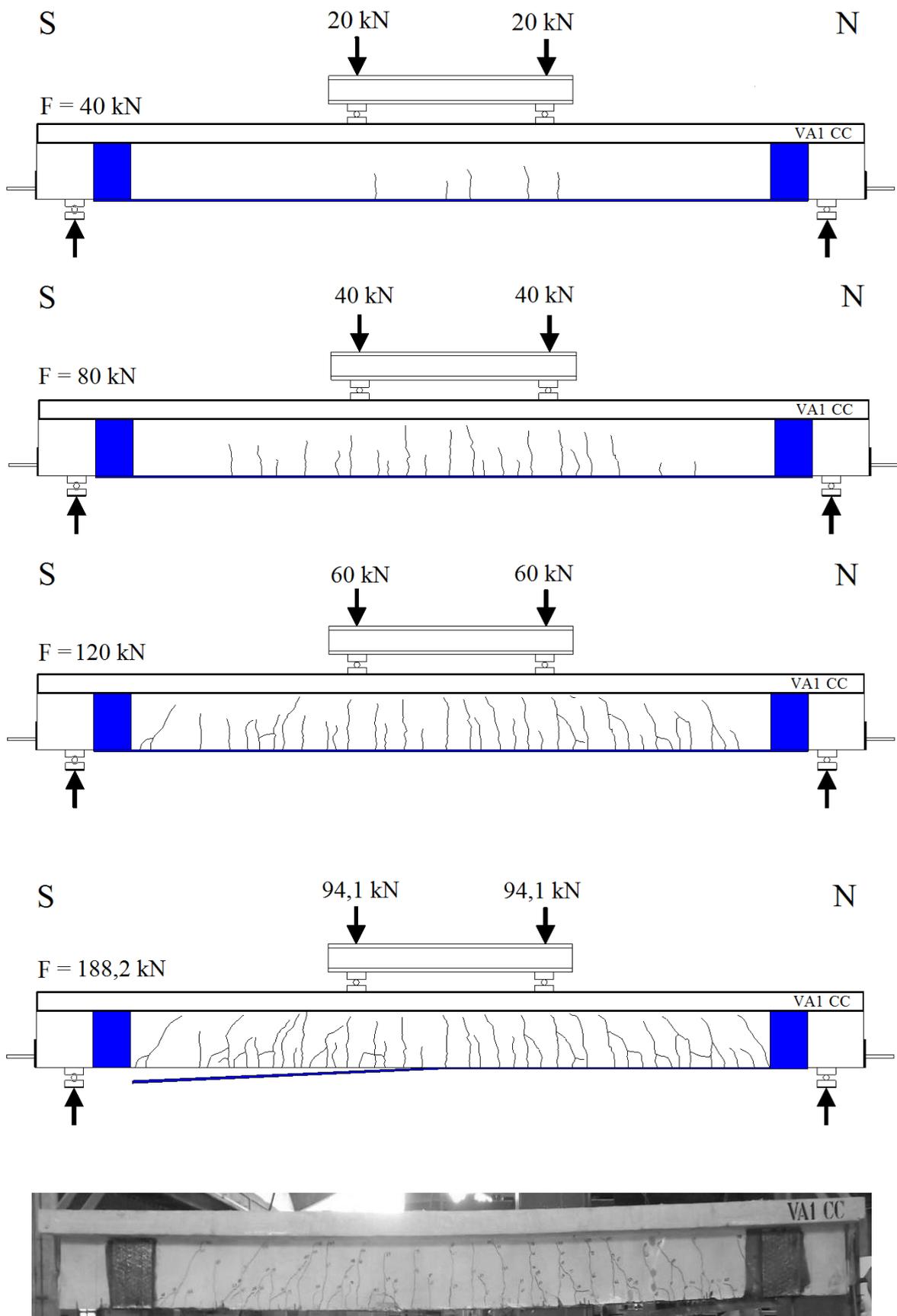


Figura E.2 – Evolução das fissuras da viga VA1 CC

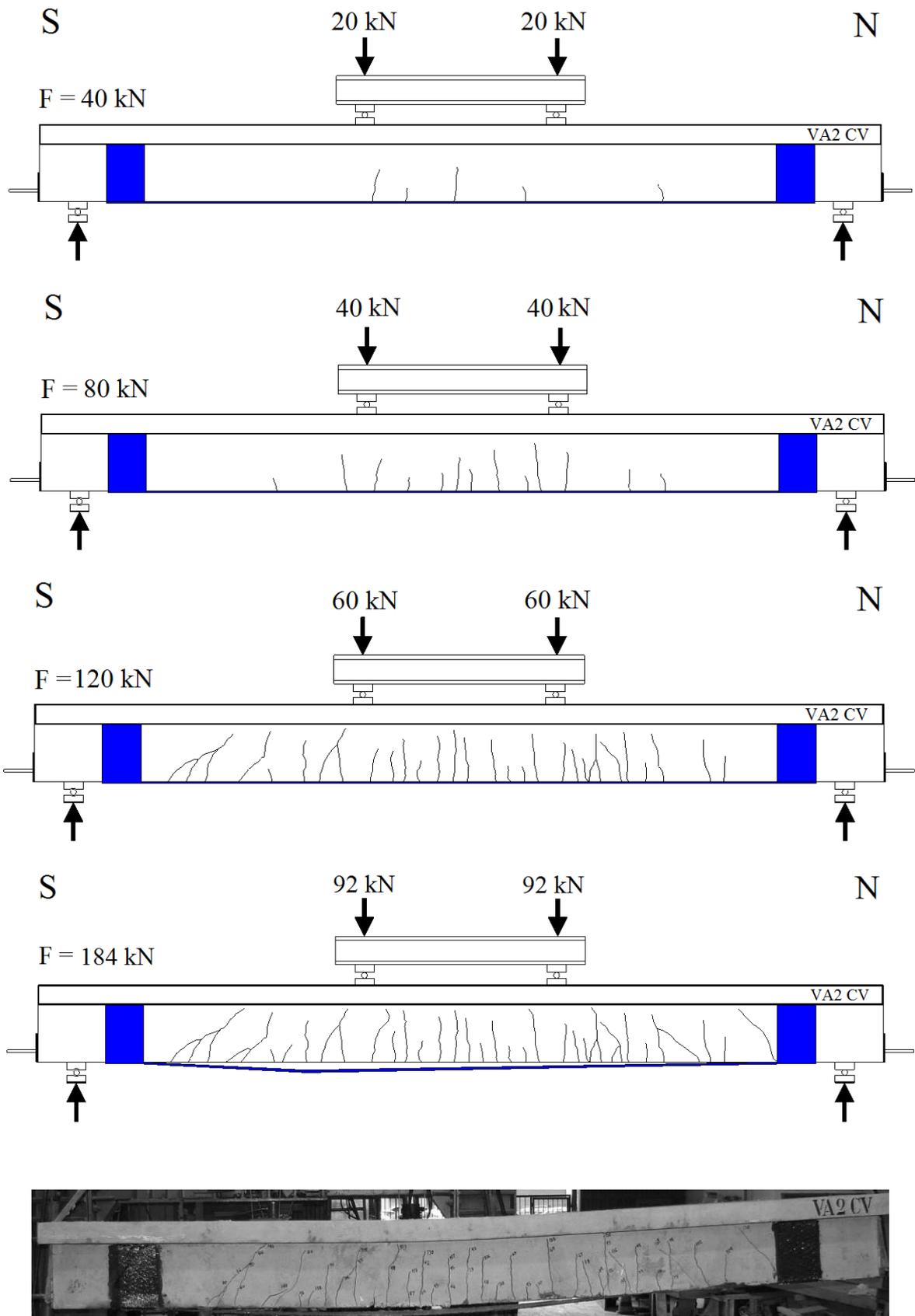


Figura E.3 – Evolução das fissuras da viga VA2 CV

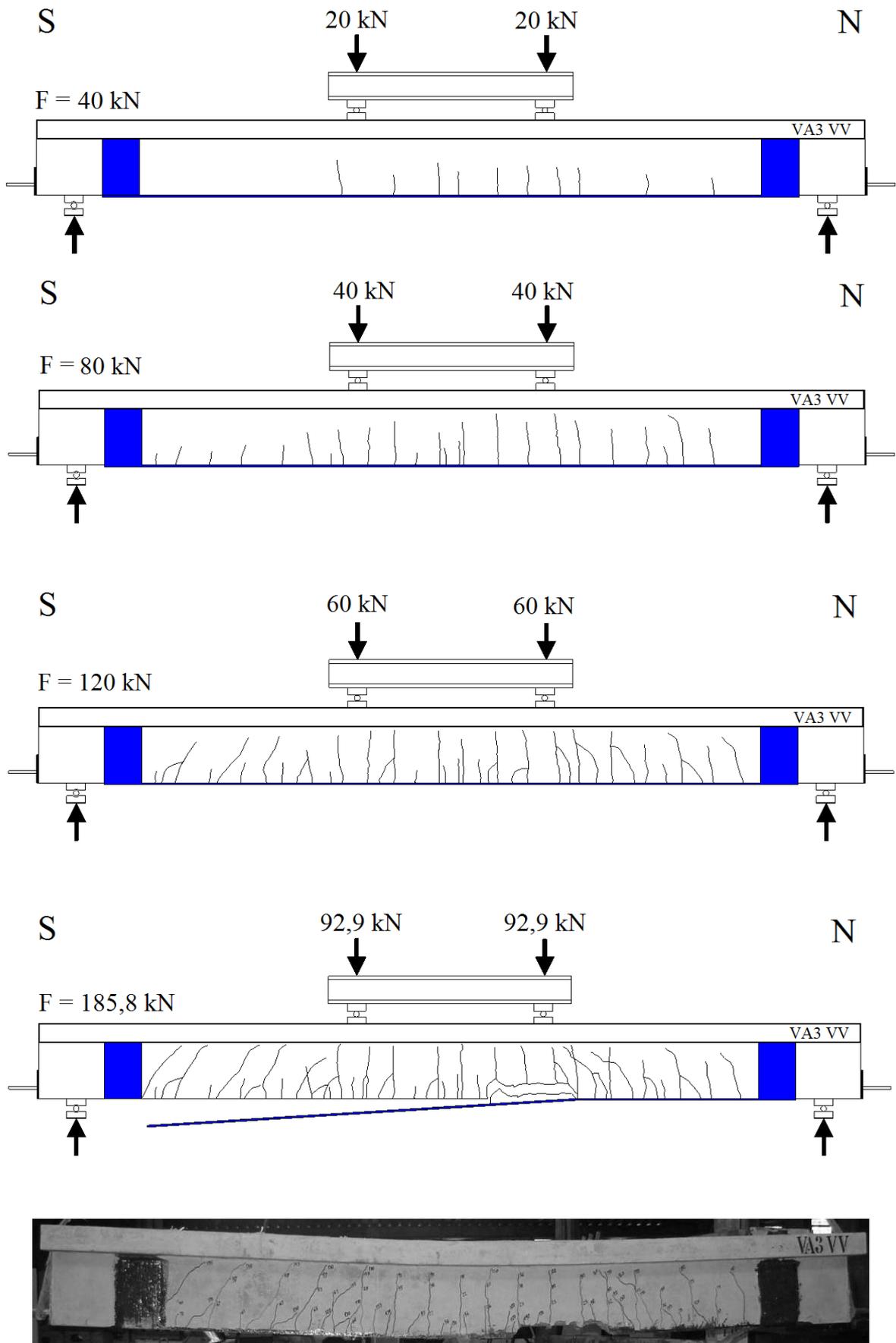


Figura E.4 – Evolução das fissuras da viga VA3 VV

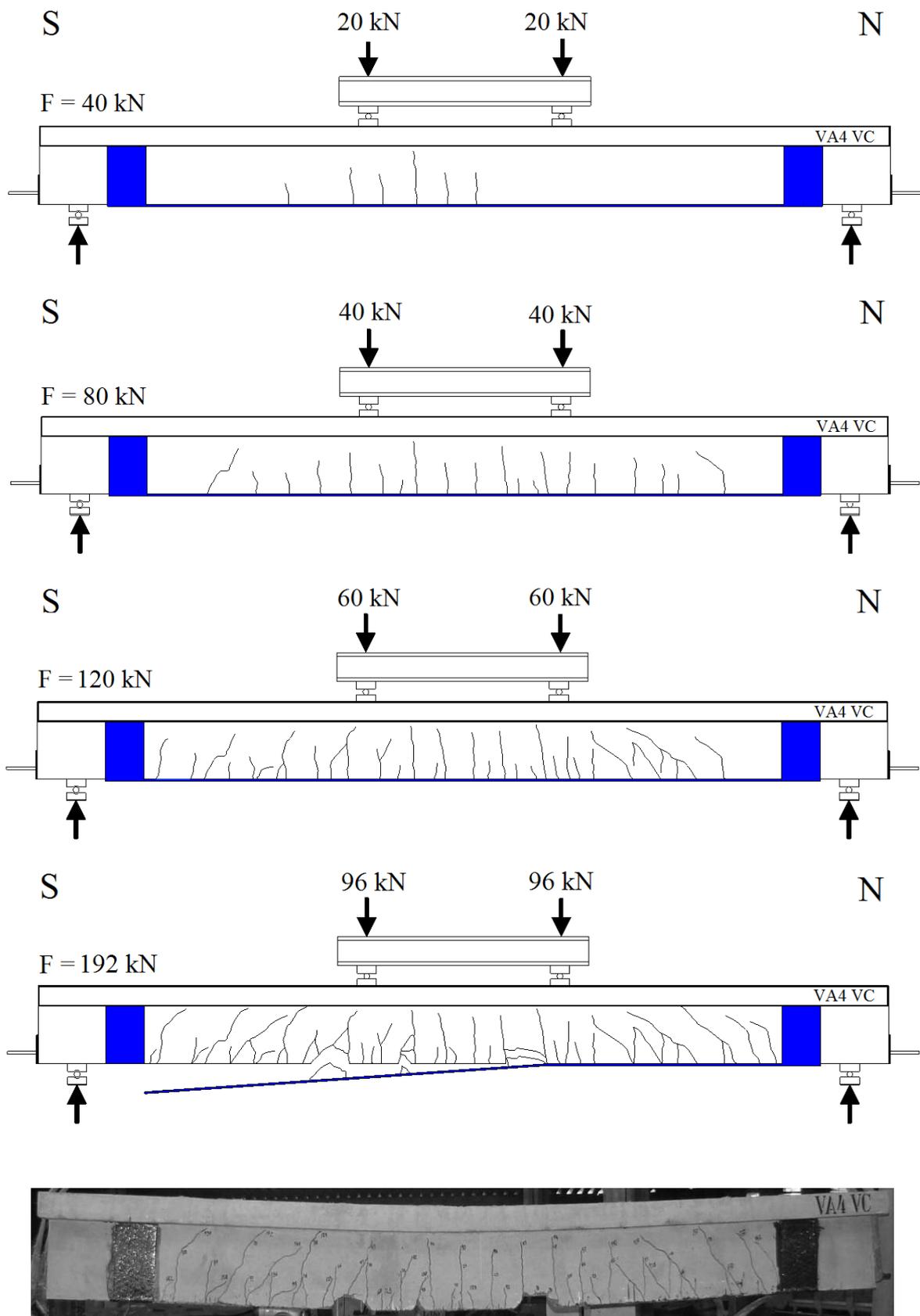


Figura E.5 – Evolução das fissuras da viga VA4 VC

E.2 Evolução das fissuras do grupo B

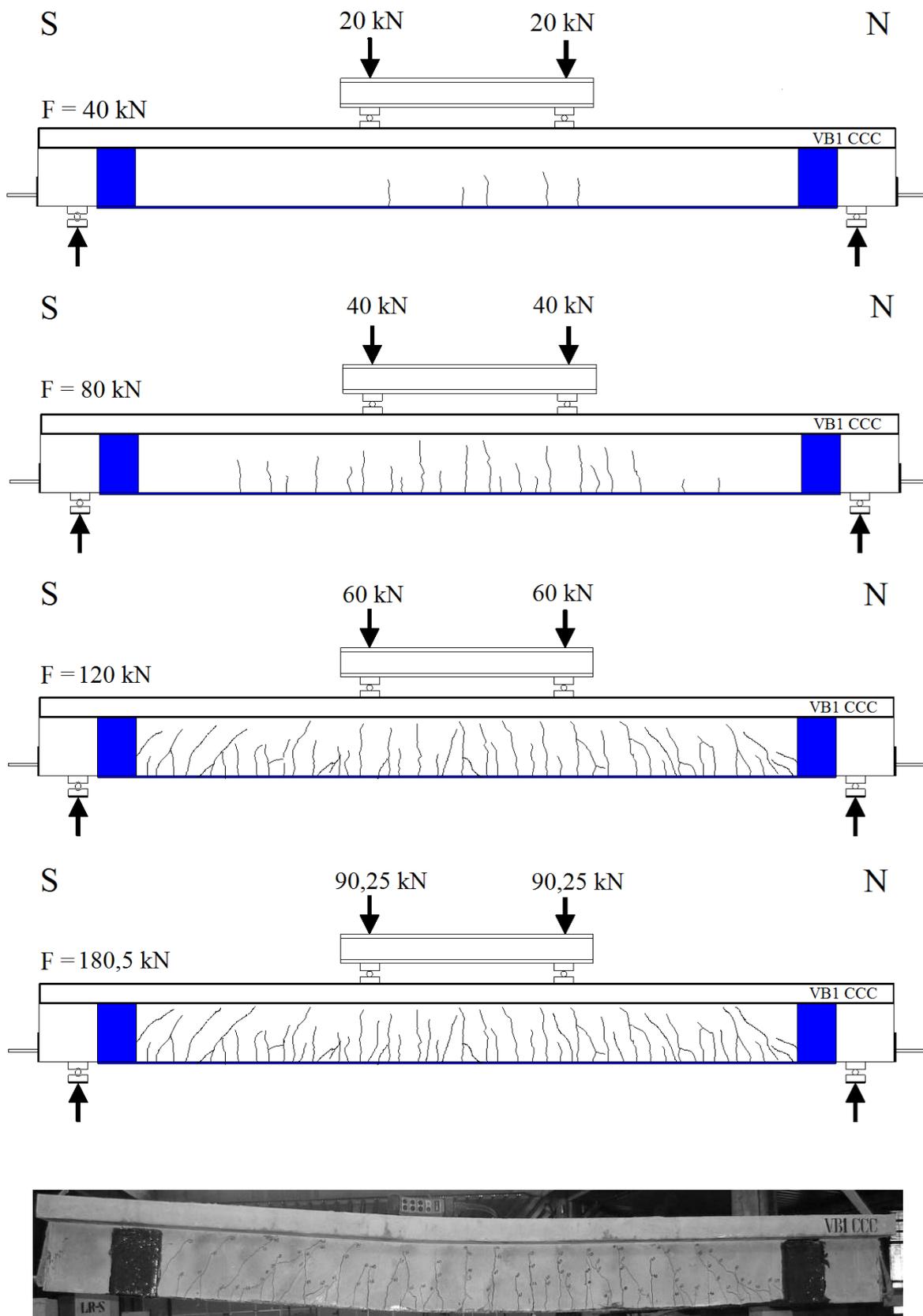


Figura E.6 – Evolução das fissuras da viga VB1 CCC

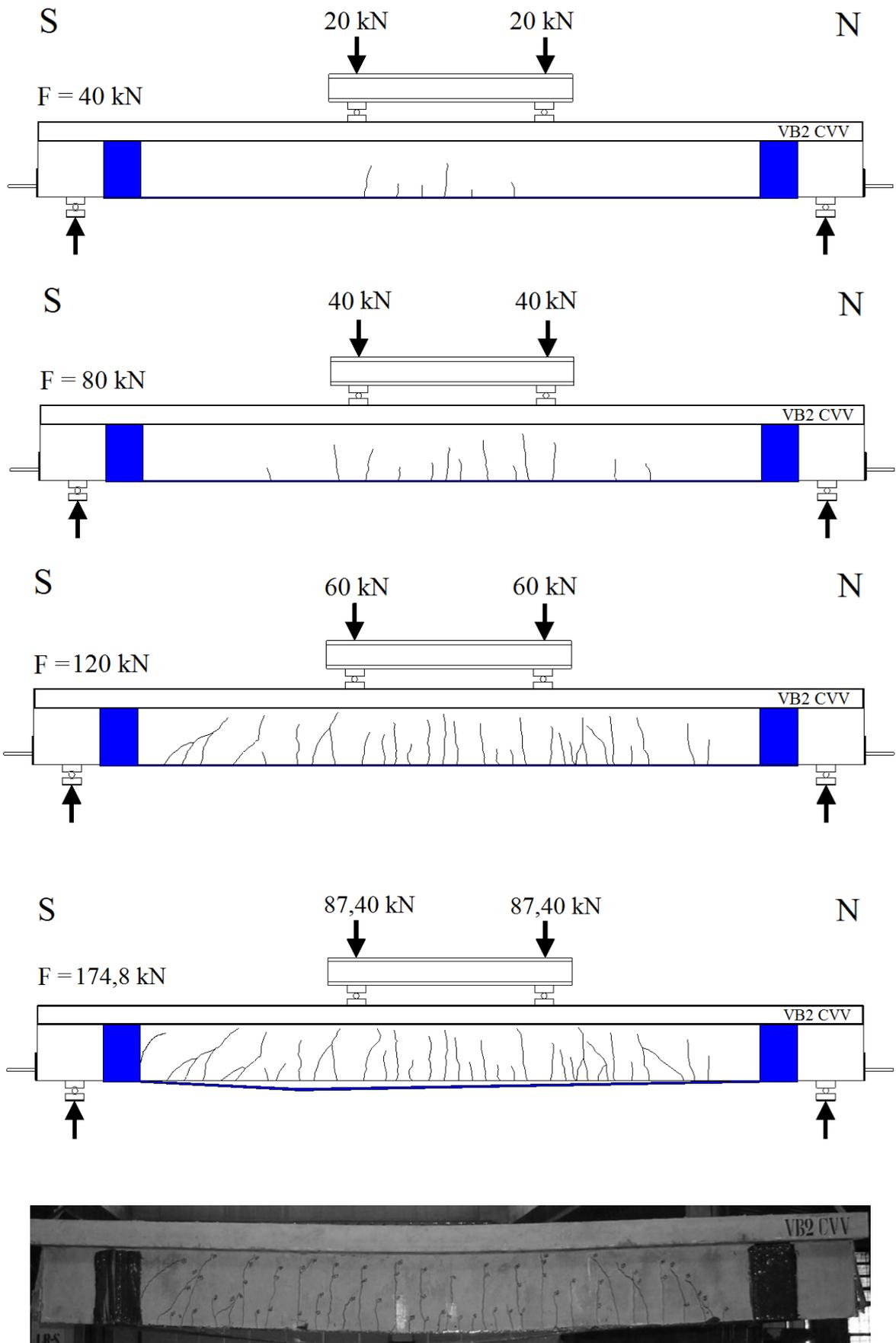


Figura E.7 – Evolução das fissuras da viga VB2 CVV

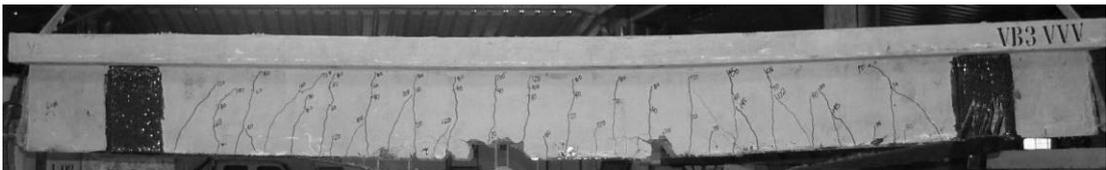
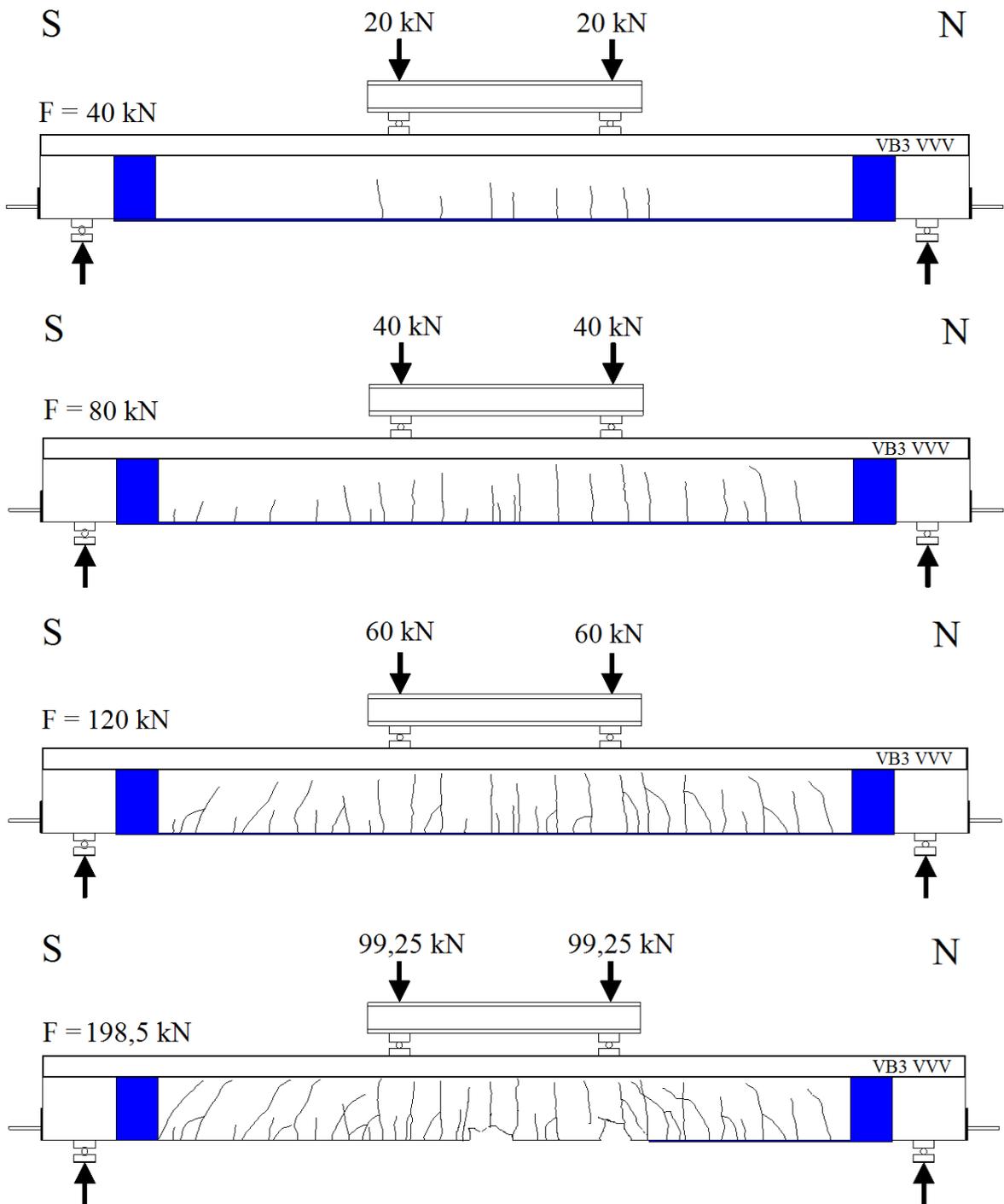


Figura E.8 – Evolução das fissuras da viga VB3 VVV

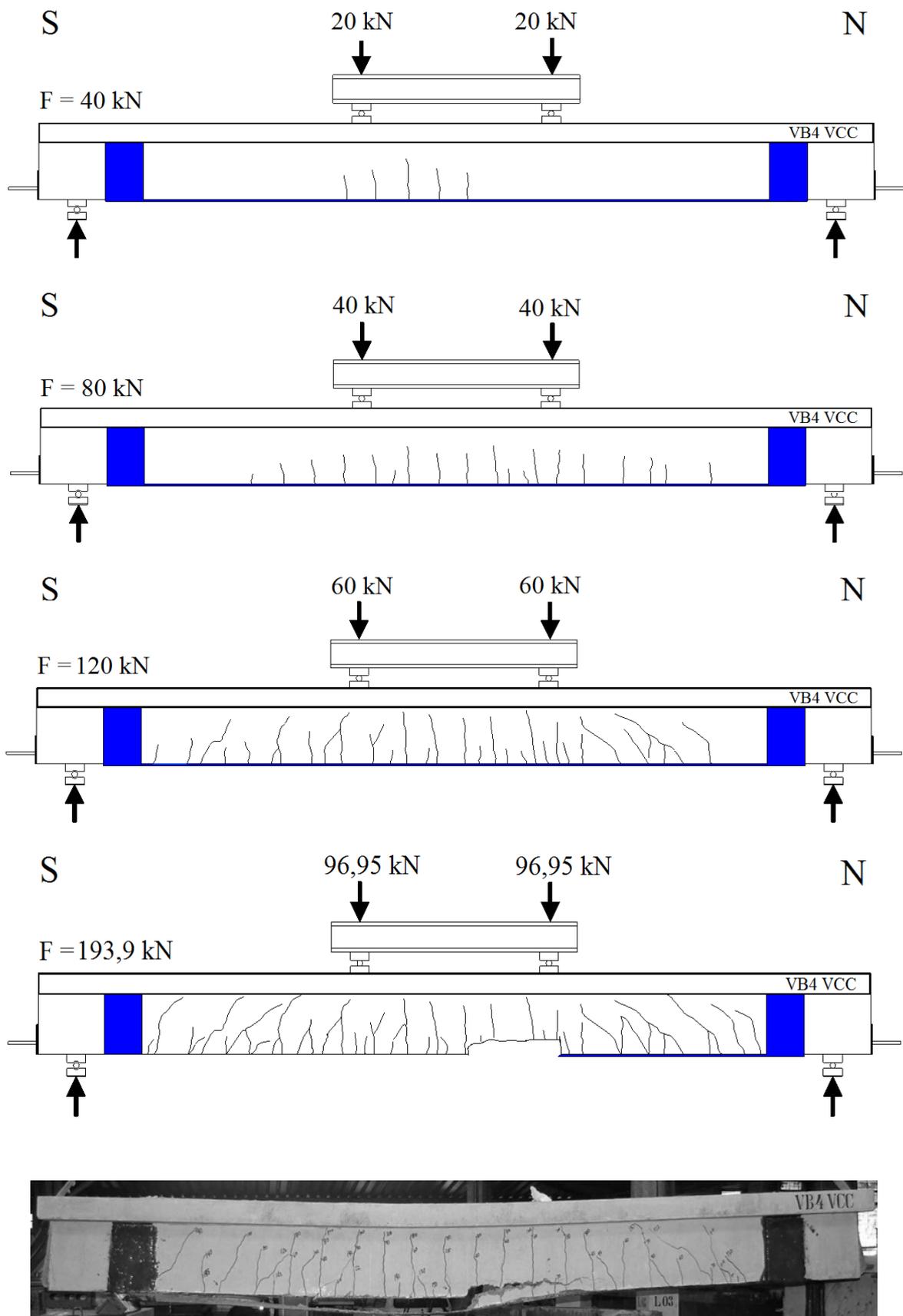


Figura E.9 – Evolução das fissuras da viga VB4 VCC

E.3 Evolução das fissuras do grupo C

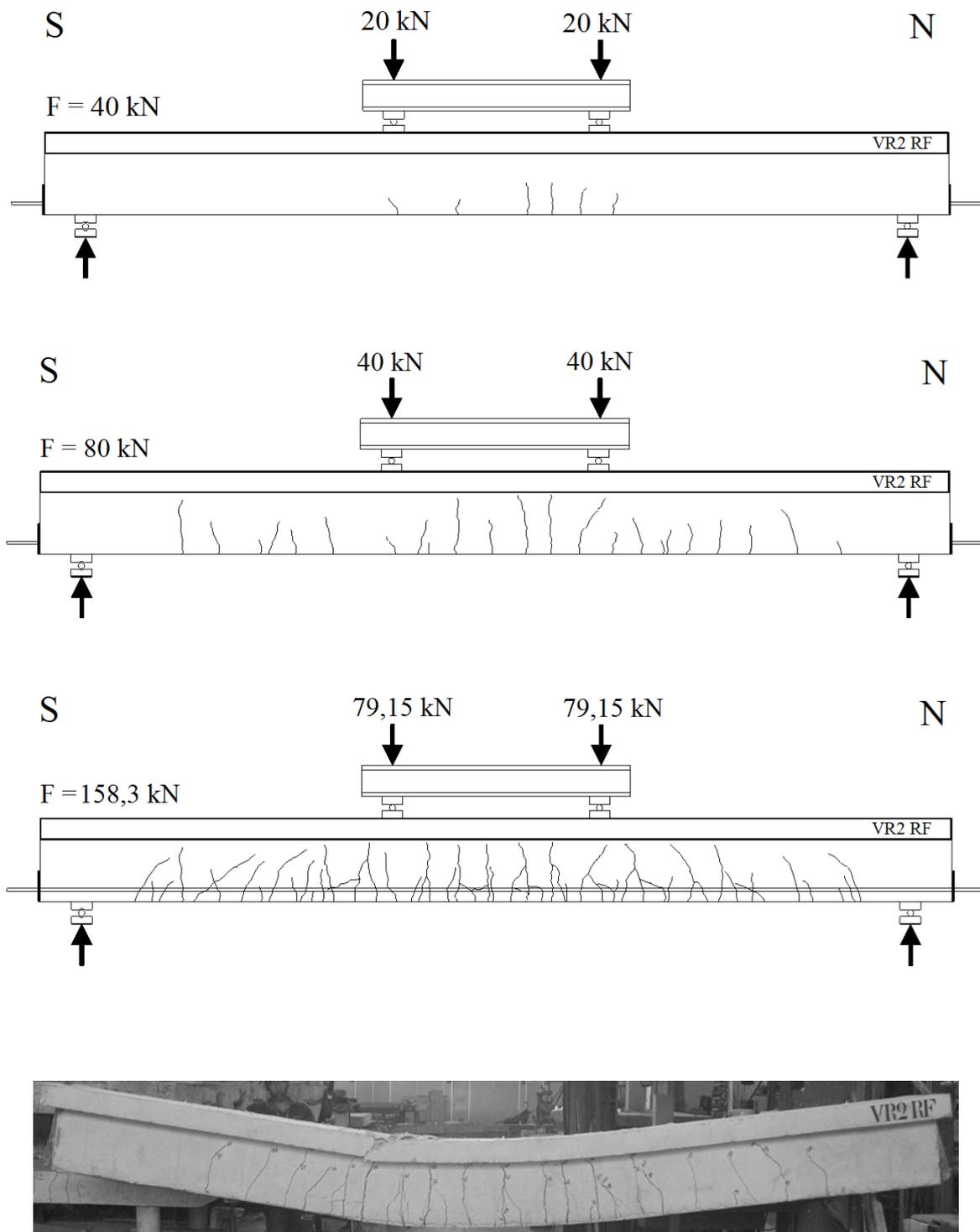


Figura E.10 – Evolução das fissuras da viga VR2 RF

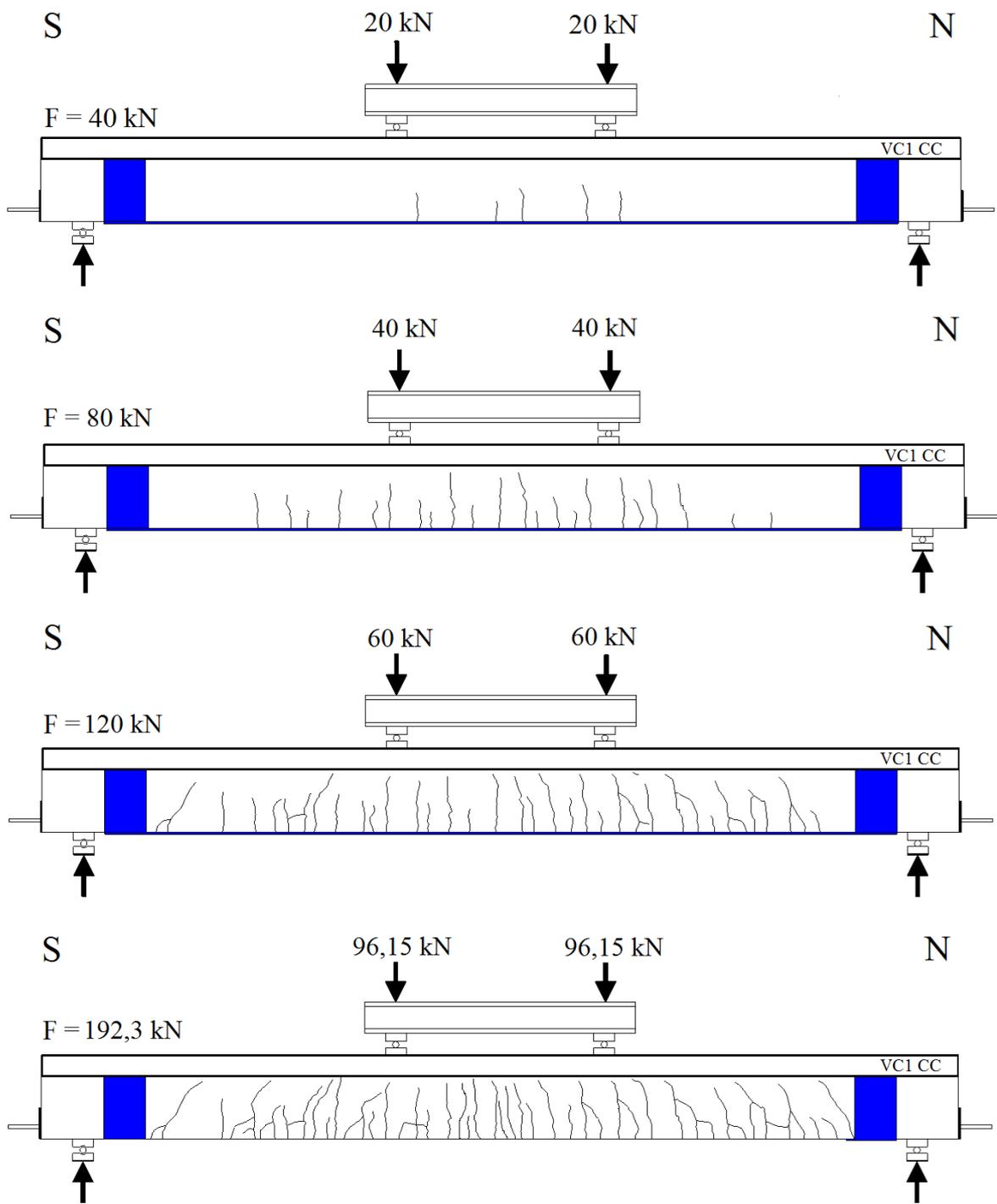


Figura E.11 – Evolução das fissuras da viga VC1 CC

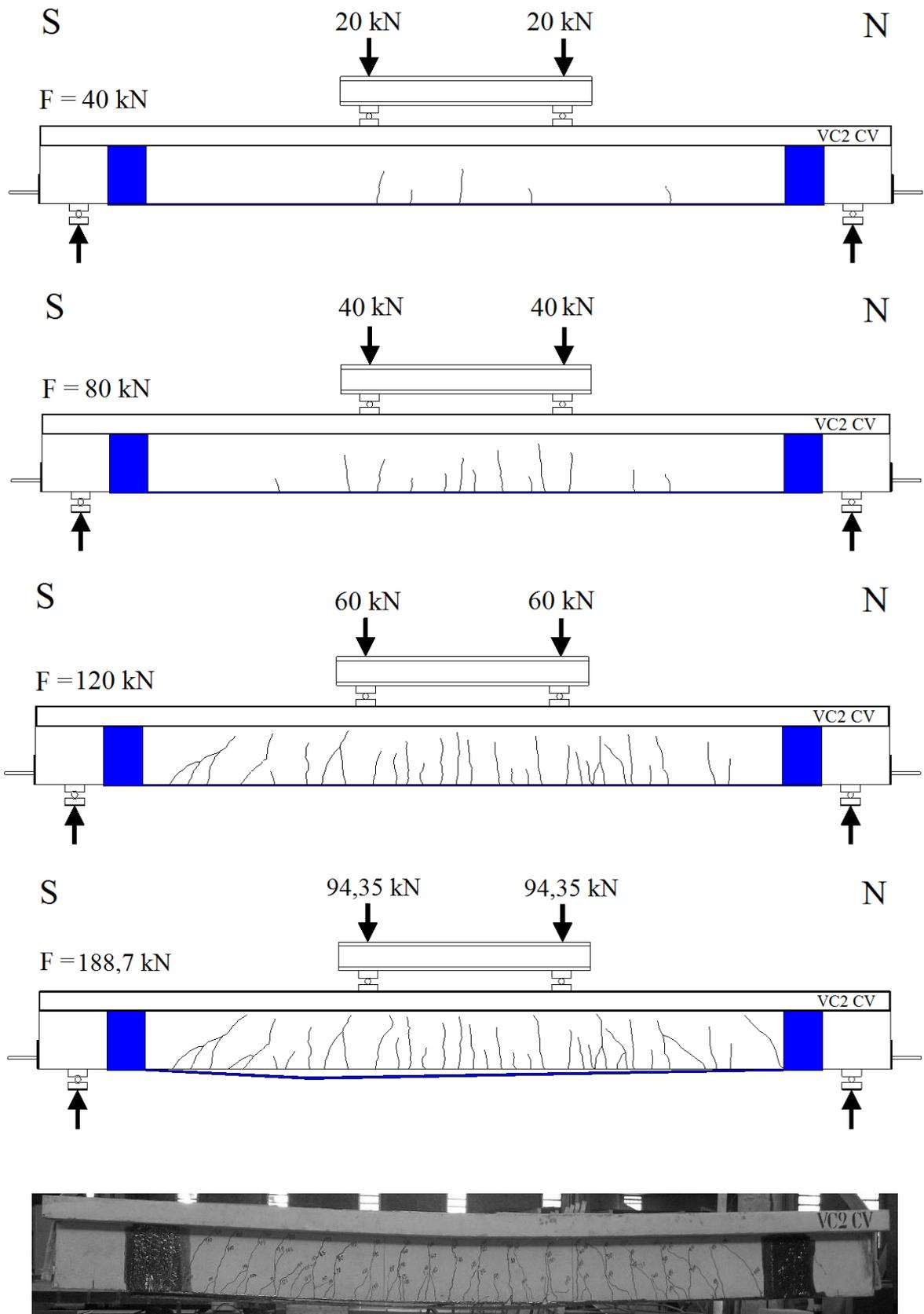


Figura E.12 – Evolução das fissuras da viga VC2 CV

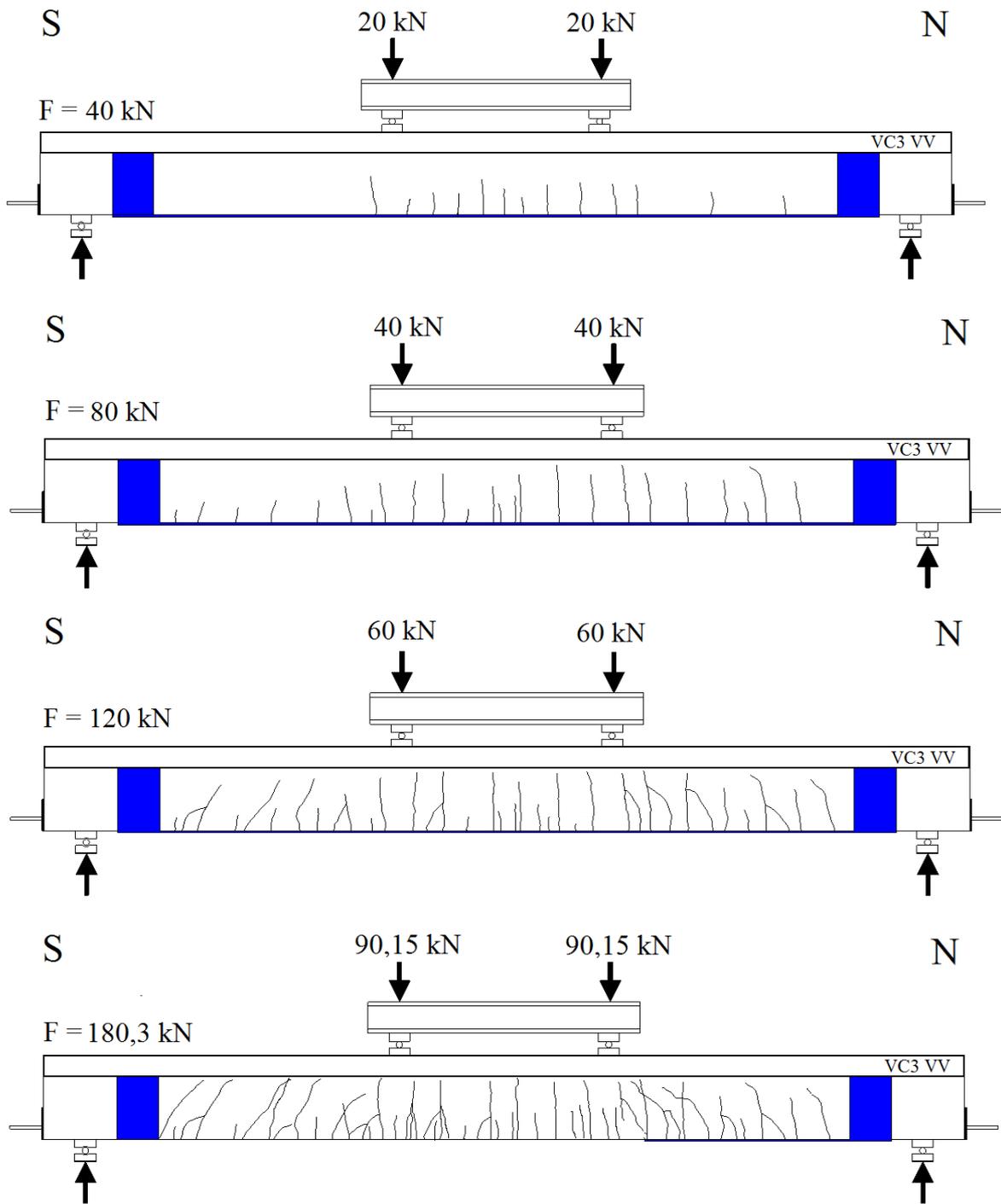


Figura E.13 – Evolução das fissuras da viga VC3 VV

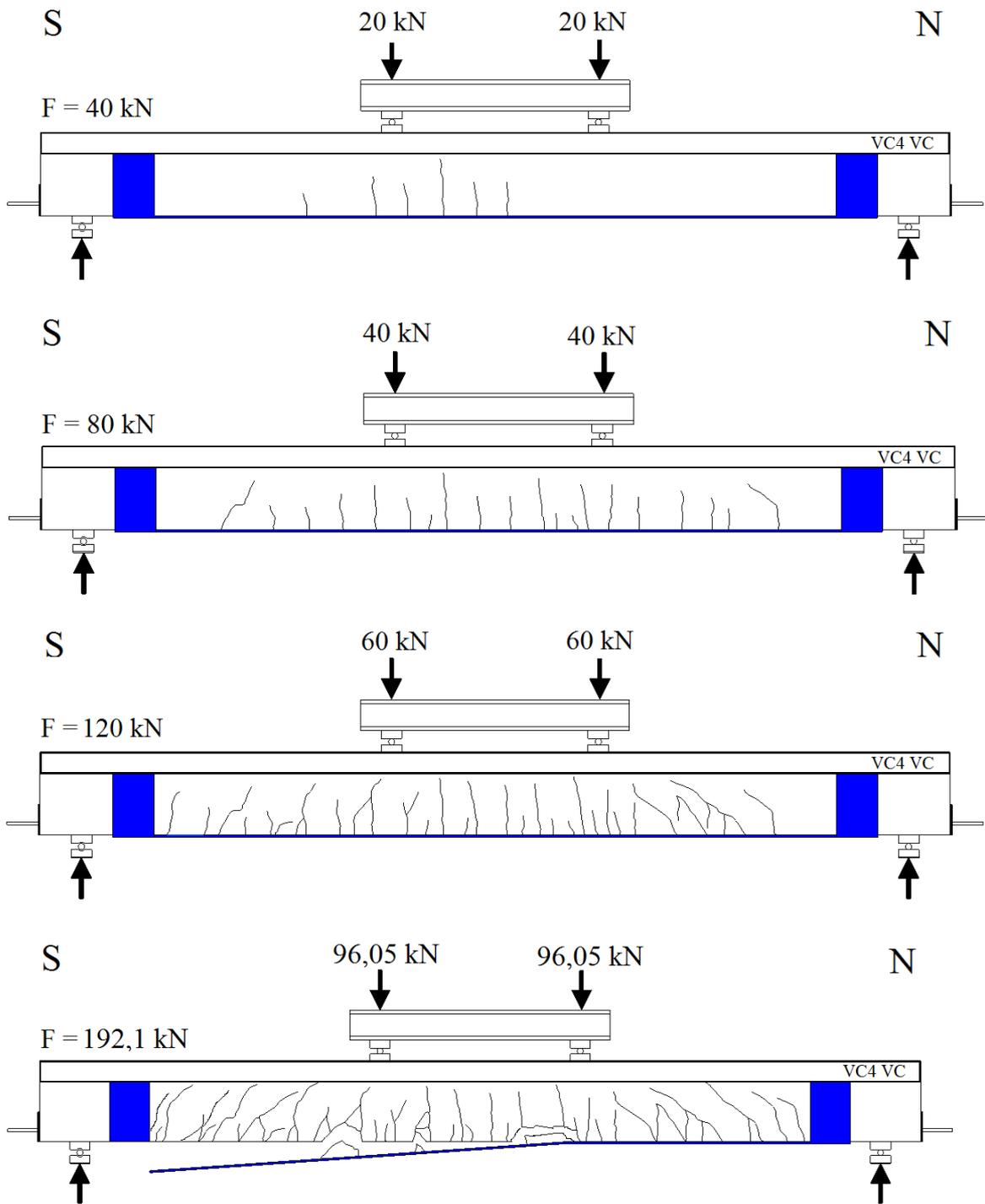


Figura E.14 – Evolução das fissuras da viga VC4 VC

APÊNDICE F – ENSAIOS COM PRISMAS DE CONCRETO

Neste apêndice E são apresentados detalhes dos ensaios do reforço com uso de mantas de fibras de carbono e vidro coladas na superfície externa de prismas de concreto. Esse estudo foi publicado nos Anais do 54º Congresso Brasileiro de Concreto – IBRACON - CBC 2012 – 54CBC - ISSN 2175-8182, realizado em Maceió, Alagoas – Brasil, em outubro de 2012. Esse estudo foi utilizado inicialmente para verificar o comportamento das mantas de fibras de carbono, de vidro e do concreto, em relação à preparação, colagem e ensaio de ruptura. Para a posterior execução em escala maior com uso de vigas T.

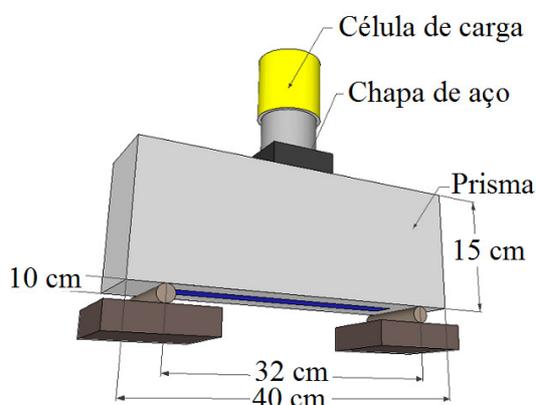


Figura F.1 - Dimensões e detalhamento dos Prismas

Na Tabela F.1 é ilustrada a descrição das camadas e posicionamento do reforço nos prismas de concreto com 10 cm de largura, por 15 cm de altura e 40 cm de comprimento.

Tabela F.1 – Descrição das camadas e posicionamento do reforço

Prisma	Tipo de PRF	Camadas	Posicionamento do reforço
VR1	Sem reforço	0	Prisma de referência
V01	Fibras de carbono	1	Uma camada de PRFC colada na face inferior
V02	Fibras de carbono	1	Uma camada de PRFC colada na face inferior
V03	Fibras de carbono	2	Duas camadas de PRFC coladas na face inferior
V04	Fibras de carbono	2	Duas camadas de PRFC coladas na face inferior
V05	Fibras de vidro	2	Duas camadas de PRFV coladas na face inferior
V06	Fibras de Vidro + Carbono	2	Uma camada de PRFV e depois outra de PRFC

Na Figura F.2 são ilustrados os detalhes da preparação dos corpos de prova, foram preparados seis prismas com colagem das fibras na superfície de tração, com largura de 25 mm e alternando com a utilização de mantas de fibras de carbono e fibras de vidro.



Figura F.2 - Detalhe da preparação dos Prismas: (a) preparo da superfície, (b) aplicação do primer, (c) colocação da fibra e (d) e aplicação do saturante.



Figura F.3 - Detalhe da instrumentação dos Prismas: (a) deflectômetro mecânico e (b) extensômetro elétrico.

Abaixo na Tabela F.2 são ilustrados os resultados dos prismas ensaiados com o deslocamento no centro do vão e o acréscimo de carga na ruptura das peças.

Tabela F.2 – Resultados dos prismas ensaiados

Prisma	Tipo de PRF	Camadas	Área do reforço (mm ²)	Carga última (kN)	Deformação final PRF (%)	Deslocamento no meio do vão (mm)	Acréscimo de carga (%)
VR1	Sem reforço	0	0,00	26,82	-	1,23	-
V01	Fibras de carbono	1	4,13	27,39	0,21	0,21	22,1
V02	Fibras de carbono	1	4,13	32,88	0,22	0,22	22,6
V03	Fibras de carbono	2	8,25	37,65	0,41	0,37	40,4
V04	Fibras de carbono	2	8,25	34,95	0,25	0,55	30,3
V05	Fibras de vidro	2	17,85	33,15	0,33	0,31	23,6
V06	Fibras de Vidro + Carbono	2	13,05	31,41	0,30	0,52	17,1

A seguir são apresentadas, resumidamente, as conclusões deste artigo que analisa o comportamento dos prismas de concreto simples reforçados com materiais compósitos híbridos (Mantas de fibra de carbono e vidro) ensaiados à flexão.

A técnica do reforço à flexão colado na superfície de concreto (CSC) com duas camadas de fibra de carbono mostrou-se mais eficiente que as outras técnicas utilizadas. Isto acontece

porque as propriedades mecânicas de fibra de carbono (módulo de elasticidade e resistência tração) são maiores que das fibras de vidro.



Figura F.4 – Modo de ruptura dos prismas

O reforço híbrido usado neste trabalho foi o que obteve o menor aumento da carga última dos prismas reforçados com duas camadas, mostrando um comportamento similar ao reforço com fibra de vidro (PRFV). O resultado não foi o esperado, por isso recomenda-se que este comportamento seja estudado com a realização de mais ensaios utilizando a técnica do reforço híbrido colado na superfície dos prismas de concreto simples. O procedimento anterior, de acordo com a literatura pode trazer redução nos custos do reforço, comparado apenas com o sistema com mantas de fibra de carbono (custo oito vezes mais elevado que das mantas de fibra de vidro). O modo de ruptura de todos os prismas foi frágil, envolvendo o descolamento do reforço na interface do concreto por fissuras na região de flexão.

APÊNDICE G – PRECAUÇÕES E PROCEDIMENTOS NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DAS VIGAS COM PRF

Os itens abaixo foram verificados durante a realização dos ensaios executados no Laboratório de Estruturas e de Materiais da UnB. O objetivo deste tópico é dar subsídios para que se obtenha, quando da realização de ensaios semelhantes, um processo de elaboração e execução com o maior número de acertos possível.

Foi verificado que:

- Deve-se evitar manusear as resinas a temperatura ambiente superior à permitida pelo fabricante para impregnação das fibras. Esse procedimento deve ser verificado porque ocorre um elevado aquecimento das resinas com temperaturas ambientes muito elevadas, podendo com isso, prejudicar a perfeita impregnação e na formação do reforço;
- Verificar a data de validade dos extensômetros utilizados nos ensaios, períodos muito grandes entre a concretagem e os ensaios podem fazer com que os extensômetros, envolvidos no concreto, tenham mau funcionamento;
- Fornecedor do concreto com certificação e solicitar os resultados dos ensaios da empresa para comparação com os resultados dos ensaios executados em laboratório;
- Para evitar dificuldade na leitura dos defletômetros, verificar o deslocamento máximo do cursor, caso necessário, utilizar potenciômetros com maior cursor;
- Atentar para o fornecimento de energia durante a realização, de preferência utilizar nobreak nos equipamentos;
- Monitoramento constante das leituras dos equipamentos para evitar panes durante a realização do ensaio;
- Logística, antes, durante e depois da realização dos ensaios;
- Cuidado ao manipular a resina e os materiais tóxicos. A utilização das mantas de fibras de vidro em contato com a pele pode causar lesões, utilizar e manipular as fibras com o equipamento de proteção individual (EPI) adequado;
- Descarte de materiais, resinas, fibras e vigas ensaiadas, em locais seguros que não prejudiquem as pessoas que ali transitam e o meio ambiente.

PUBLICAÇÕES E PESQUISAS DERIVADAS DA TESE

Durante a realização e com os dados desta tese de doutorado foram elaborados quatro trabalhos, uma monografia no Curso de Engenharia Civil da UnB (2011), uma dissertação de mestrado no Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UnB (2012), um artigo científico publicado nos anais do 54º IBRACON (2012) e um artigo para publicação na revista IBRACON de Estruturas e Materiais em março de 2014, aguardando aprovação final.

CAMELO, T. D. A. Desenvolvimento de planilha para dimensionamento de reforço com materiais compósitos. 61 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília – UnB). Brasília – DF, 2011.

MANZANO, M. A. R. Análise experimental do reforço híbrido de vigas “T” de concreto armado com colagem externa de compósitos de fibra de carbono e fibra de vidro. 172 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília – UnB). Brasília – DF, 2012.

SILVA, J. R.; MANZANO, M. A. R; SANTOS, G. S. Análise experimental de prismas de concreto com compósitos híbridos. 54º Congresso Brasileiro de Concreto – 54º IBRACON - CBC 2012 – 54CBC - ISSN 2175-8182, realizado em Maceió - Alagoas, 2012.

SILVA, J. R.; MANZANO, M. A. R; MELLO, G. S. S. A.; Hybrid bending strengthening of concrete "T" beams with carbon fiber and glass fiber composite. Encaminhado para submissão da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais - *Instituto Brasileiro do Concreto* em março de 2014.

SILVA, J. R. Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro. 276 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil, 2014.