

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
REFORÇADAS À FLEXÃO COM FIBRA DE CARBONO PELO MÉTODO  
*NEAR SURFACE MOUNTED* (NSM)**

**LAURA GOMES PINTO**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO – 2018

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

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
REFORÇADAS À FLEXÃO COM FIBRA DE CARBONO PELO  
MÉTODO *NEAR SURFACE MOUNTED* (NSM)**

**LAURA GOMES PINTO**

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO–2018  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA

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

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
REFORÇADAS À FLEXÃO COM FIBRA DE CARBONO PELO MÉTODO  
*NEAR SURFACE MOUNTED (NSM)***

**LAURA GOMES PINTO**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

**APROVADA POR:**

---

**Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc (UnB)**  
(Orientador)

---

**Prof. Vladimir Villaverde Barbán, D.Sc (UnB)**  
(Examinador interno)

---

**Prof. Renato Salles Cortapassi, Eng. Civil (KALI Engenharia)**  
(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF, 29 DE NOVEMBRO DE 2018

## FICHA CATALOGRÁFICA

PINTO, LAURA GOMES

**Análise da Resistência de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Fibra de Carbono pelo Método *Near Surface Mounted*** [Distrito Federal] 2018.

xxv, 137p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)  
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- |                                |                       |
|--------------------------------|-----------------------|
| 1. Concreto Armado             | 2. Reforço Estrutural |
| 3. <i>Near Surface Mounted</i> | 4. Fibras de Carbono  |
| I. ENC/FT/UnB                  | II. Título (Bacharel) |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PINTO, L.G. (2018). Análise da Resistência de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Fibra de Carbono pelo Método *Near Surface Mounted*. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Laura Gomes Pinto.

TÍTULO: Análise da Resistência de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Fibra de Carbono pelo Método *Near Surface Mounted*.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil      ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

---

Laura Gomes Pinto  
Quadra 209 Lote 08 Bloco A Apt. 1604  
CEP: 71.930-750 Brasília – DF – Brasil  
e-mail: [laura.gomesp@gmail.com](mailto:laura.gomesp@gmail.com)



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. MOTIVAÇÃO .....	12
1.2. JUSTIFICATIVA.....	12
1.3. OBJETIVOS .....	13
1.3.1. Objetivo Geral .....	13
1.3.2. Objetivos Específicos.....	13
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	14
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
2.1. VIGAS REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC).....	15
2.2. LEVANTAMENTO HISTÓRICO .....	18
2.2.1. Fortes, Barros & Padaratz (2002).....	20
2.2.2. Dias, Barros & Azevedo (2012) .....	24
2.2.3. Barros, Dias & Lima (2007).....	27
2.2.4. Billota, Ceroni, Nigro & Pecce (2015) .....	29
2.2.5. Kang, Park, Park, You & Jung (2005).....	31
2.2.6. Seo, Choi, Kwon, & Lee (2016).....	34
2.2.7. Lim (2013).....	36
2.2.8. Moon, Oh & Zi (2005).....	39
2.2.9. Yost, Gross, Dinehart & Mildenberg (2007).....	41
2.2.10. Coelho, Silva, Cruz & Barros (2011).....	44
2.2.11. Ibrahim, Fattah, Kotb & Mjeed (2014).....	46
2.2.12. Kim, Hmidan & Yazdani (2015) .....	48

2.3. COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM PRFC .....	51
2.3.1. Comportamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com PRF.....	52
2.4. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS REFORÇADAS COM PRFC PELO NSM.....	55
2.4.1. Taxa de armadura de flexão .....	55
2.4.2. Taxa de reforço com PRFC.....	56
2.4.3. Taxa de armadura de aço equivalente após o reforço.....	56
2.4.4. Resistência à compressão do concreto.....	57
2.4.5. Altura útil da viga.....	57
2.4.6. Deformação efetiva do PRFC.....	57
2.5. MODOS DE RUPTURA.....	57
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>62</b>
3.1. BANCO DE DADOS.....	62
3.2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	64
3.2.1. ACI 440.2R .....	64
3.2.2. <i>fib Bulletin</i> 14 .....	71
3.3. ROTINA DE CÁLCULO .....	76
3.4. METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	77
<b>4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
4.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	85
4.1.1. Análise Geral.....	85
4.1.2. Análise de Grupos.....	89
4.2. ANÁLISE DA SEGURANÇA .....	93
<b>5. PROPOSTA PARA UM PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>97</b>
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	97

5.2. OBJETIVOS .....	97
5.3. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	98
5.4. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS .....	100
5.4.1. Resistência à Flexão.....	102
5.4.1.1. Vigas de Referência .....	102
5.4.1.2. Vigas Reforçadas com Lâminas de PRFC.....	103
5.4.1.3. Vigas Reforçadas com Barras de Aço.....	104
5.4.2. Resistência ao Cisalhamento .....	106
5.5. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	107
5.6. DISPOSIÇÃO DO REFORÇO.....	109
5.7. RESULTADOS ESPERADOS.....	111
<b>6. QUANTITATIVOS E ORÇAMENTO PRELIMINAR .....</b>	<b>115</b>
<b>7. CONCLUSÕES.....</b>	<b>120</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>122</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1: Características geométricas das vigas (Fonte: Fortes <i>et al</i> , 2002).....	21
Tabela 2.2: Valores experimentais de cargas de ruptura e serviço (Fonte: Fortes <i>et al</i> , 2002)	22
Tabela 2.3: Parâmetros das vigas ensaiadas (Fonte: Dias <i>et al</i> , 2012) .....	25
Tabela 2.4: Principais resultados obtidos (Fonte: Dias <i>et al</i> , 2012) .....	25
Tabela 2.5: Resultados experimentais (Fonte: Barros <i>et al</i> , 2007).....	28
Tabela 2.6: Resultados analíticos (Fonte: Barros <i>et al</i> , 2007).....	28
Tabela 2.7: Dados do programa experimental (Fonte: Billota <i>et al</i> , 2015).....	29
Tabela 2.8: Resultados experimentais (Fonte: Billota <i>et al</i> , 2015).....	30
Tabela 2.9: Resultados experimentais (Fonte: Kang <i>et al</i> , 2005).....	32
Tabela 2.10: Resultados analíticos (Fonte: Kang <i>et al</i> , 2005).....	33
Tabela 2.11: Dados do programa experimental (Fonte: Seo <i>et al</i> , 2016) .....	35
Tabela 2.12: Resultados experimentais (Fonte: Seo <i>et al</i> , 2016) .....	35
Tabela 2.13: Resultados experimentais (Fonte: Kim, 2013).....	37
Tabela 2.14: Dados do programa experimental (Fonte: Moon <i>et al</i> , 2005).....	40
Tabela 2.15: Resultados experimentais (Fonte: Moon <i>et al</i> , 2005).....	40
Tabela 2.16: Resultados analíticos (Fonte: Moon <i>et al</i> , 2005).....	41
Tabela 2.17: Parâmetros do programa experimental (Fonte: Yost <i>et al</i> , 2007).....	42
Tabela 2.18: Resultados experimentais (Fonte: Yost <i>et al</i> , 2007).....	43
Tabela 2.19: Dados do programa experimental (Fonte: Coelho <i>et al</i> , 2011).....	45
Tabela 2.20: Resultados experimentais (Fonte: Coelho <i>et al</i> , 2011).....	45
Tabela 2.21: Dados do programa experimental (Fonte: Ibrahim <i>et al</i> , 2014).....	46
Tabela 2.22: Dados do programa experimental (Fonte: Ibrahim <i>et al</i> , 2014).....	47
Tabela 2.23: Resultados experimentais (Fonte: Ibrahim <i>et al</i> , 2014).....	47
Tabela 2.24: Dados do programa experimental (Fonte: Kim <i>et al</i> , 2015) .....	49
Tabela 2.25: Modos de ruptura em elementos fletidos reforçados com PRF.....	58
Tabela 3.1: Características das vigas do banco de dados.....	63
Tabela 3.2: Variáveis da viga de reforço.....	64

Tabela 3.3: Fator de segurança $\gamma_f$ .....	72
Tabela 3.4: Critério de Collins – <i>Demerit Points Classifications (DPC)</i> .....	78
Tabela 4.1: Dados experimentais das vigas do banco de dados .....	79
Tabela 4.2: Previsões teóricas do ACI 440.2R (2017).....	81
Tabela 4.3: Previsões teóricas do <i>fib Bulletin 14</i> (2001) .....	83
Tabela 4.4: Modos de ruptura experimentais e teóricos .....	86
Tabela 4.5: Conformidade dos modos de ruptura.....	88
Tabela 4.6: Parâmetros estatísticos do banco de dados geral.....	88
Tabela 4.7: Parâmetros estatísticos do banco de dados por grupo .....	89
Tabela 4.8: Distribuição das vigas de acordo com a faixa de segurança – ACI 440.2R .....	93
Tabela 4.9: Distribuição das vigas de acordo com a faixa de segurança – <i>fib Bulletin 14</i> .....	94
Tabela 5.1: Séries de vigas propostas .....	99
Tabela 5.2: Dimensionamento das vigas de referência – ACI 440.2R (2017).....	103
Tabela 5.3: Dimensionamento das vigas de referência – <i>fib Bulletin 14</i> (2001).....	103
Tabela 5.4: Dimensionamento das vigas reforçadas com PRFC – ACI 440.2R (2017).....	103
Tabela 5.5: Dimensionamento das vigas reforçadas com PRFC – <i>fib Bulletin 14</i> (2001).....	104
Tabela 5.6: Dimensionamento das vigas reforçadas com barras de aço .....	105
Tabela 5.7: Cálculo da resistência ao cisalhamento.....	106
Tabela 5.11: Acréscimo de resistência estimado entre as vigas – ACI 440.2R (2017).....	112
Tabela 5.12: Acréscimo de resistência estimado entre as vigas – <i>fib Bulletin 14</i> (2001).....	112
Tabela 6.1: Quantitativo de concreto .....	115
Tabela 6.2: Quantitativo de armaduras .....	116
Tabela 6.3: Quantitativo de reforços e resinas .....	117
Tabela 6.4: Quantitativo de reforços e resinas .....	117
Tabela 6.5: Quantitativo de reforços e resinas .....	118
Tabela 6.6: Materiais de uso geral .....	118
Tabela 6.7: Orçamento total .....	119

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 1.1: Elementos estruturais de concreto.....	1
Figura 1.2: Sistema de equilíbrio estrutural simplificado .....	3
Figura 1.3: Representação de um PRF .....	4
Figura 1.4: Tipos de fibras .....	5
Figura 1.5: Diagrama tensão-deformação de fibras .....	6
Figura 1.6: Viga reforçada à flexão com técnica EBR .....	7
Figura 1.7: Laje reforçada com técnica NSM.....	7
Figura 1.8: Comparação das técnicas de reforço estrutural.....	8
Figura 1.9: Vigas reforçadas com a técnica MF-EBR .....	9
Figura 1.10: Lâminas e barras de fibras de carbono utilizadas no método NSM.....	10
Figura 1.11: Inclinação das fibras em relação ao esforço a ser resistido nas vigas reforçadas	11
Figura 2.1: Viga reforçada com PRFC pelo método NSM .....	16
Figura 2.2: Abertura das ranhuras na execução do método NSM .....	17
Figura 2.3: Reforço estrutural com chapas de aço aderidas externamente ao elemento.....	18
Figura 2.4: Seção transversal das vigas.....	21
Figura 2.5: Seção longitudinal das vigas.....	22
Figura 2.6: Gráficos de Carga x Flecha .....	23
Figura 2.7: Geometria das vigas propostas .....	24
Figura 2.8: Seção transversal das vigas reforçadas.....	24
Figura 2.9: Gráfico de Acréscimo de Carga x Porcentagem de reforço de PRFC .....	26
Figura 2.10: Seção longitudinal das vigas.....	27
Figura 2.11: Seções transversais das vigas.....	27
Figura 2.12: Seções transversais das vigas.....	29
Figura 2.13: Geometria das vigas .....	31
Figura 2.14: Geometria das vigas .....	34
Figura 2.15: Curvas Carga x Deflexão.....	36
Figura 2.16: Geometria das vigas .....	37

Figura 2.17: Curvas Carga x Deflexão.....	38
Figura 2.18: Geometria das vigas .....	39
Figura 2.19: Geometria das vigas .....	42
Figura 2.20: Geometria das vigas .....	44
Figura 2.21: Curva Força x Deslocamento.....	45
Figura 2.22: Geometria das vigas .....	46
Figura 2.23: Geometria das vigas .....	49
Figura 2.24: Efeito do reforço das vigas nas cargas .....	50
Figura 2.25: Mecanismo de Ruptura de vigas de concreto armado.....	51
Figura 2.26: Ruptura dada pelo esmagamento do concreto antes do escoamento do aço (CC) .....	59
Figura 2.27: Ruptura dada pelo escoamento do aço seguida pela ruptura do PRF (RF).....	60
Figura 2.28: Ruptura dada pelo escoamento do aço seguida pelo esmagamento do concreto (CC) .....	60
Figura 2.29: Ruptura dada pelo descolamento do PRF (DE).....	61
Figura 2.30: Ruptura dada delaminação do cobrimento (FL) .....	61
Figura 3.1: Mecanismo de aplicação de carga de vigas de concreto armado.....	63
Figura 4.1: Análise da precisão do modelo do ACI 440.2R (2017) .....	85
Figura 4.2: Análise da precisão do modelo do <i>fib Bulletin 14</i> (2001) .....	86
Figura 4.3: Análise de dispersão “ <i>Box and whiskers</i> ” – ACI 440.2R (2017) .....	91
Figura 4.4: Análise de dispersão “ <i>Box and whiskers</i> ” – <i>fib Bulletin 14</i> (2001) .....	91
Figura 4.5: <i>Demerit Points Classification</i> – ACI 440.2R (2017).....	94
Figura 4.6: <i>Demerit Points Classification</i> – <i>fib Bulletin 14</i> (2001).....	95
Figura 4.7: Comparação das penalidades totais pelo DPC.....	96
Figura 5.1: Representação das vigas propostas no programa experimental.....	99
Figura 5.2: Representação do esquema estático de carregamento das vigas.....	101
Figura 5.3: Representação do esquema estático de carregamento das vigas.....	102
Figura 5.4: Representação das armaduras das vigas da Série I .....	107
Figura 5.5: Representação das armaduras das vigas da Série II.....	108
Figura 5.6: Dimensões mínimas das ranhuras.....	109
Figura 5.6: Detalhe das ranhuras encravadas nas vigas .....	111
Figura 5.5: Acréscimos de resistência estimados .....	114

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$A_f$	Área dos elementos de polímero reforçado com fibras utilizado no reforço;
$A_s$	Área da seção transversal das barras de aço tracionadas;
$A'_s$	Área da seção transversal das barras de aço comprimidas;
$a$	Distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga;
$b_g$	Largura do sulco encaixado na viga para receber o PRF;
$b_w$	Largura da viga;
$c$	Altura do bloco retangular de distribuição de tensões do concreto equivalente;
$c_p$	Distância entre os pontos de aplicação da carga no ensaio de ruptura das vigas;
$d$	Distância do ponto comprimido mais extremo da viga ao centroide da armadura inferior;
$d'$	Distância do ponto comprimido mais extremo da viga ao centroide da armadura superior;
$d_f$	Profundidade efetiva do PRF aplicado no reforço à flexão;
$E_c$	Módulo estático de elasticidade à compressão do concreto;
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço;
$E_f$	Módulo de elasticidade da fibra de reforço;
$f_c$	Resistência à compressão do concreto;
$f'_c$	Resistência específica à compressão do concreto (abordagem – ACI 318:2011);
$f_{cd}$	Tensão de resistência de projeto do concreto à compressão;
$f_{ck}$	Tensão de resistência característica do concreto à compressão;
$f_{ys}$	Tensão de escoamento do aço da armadura inferior;
$f'_{ys}$	Tensão de escoamento do aço da armadura superior;
$f_{fe}$	Resistência efetiva à tração no PRF;



$f_s$	Tensão no aço da armadura inferior;
$f'_s$	Tensão no aço da armadura superior;
$F_c$	Força de compressão atuante no concreto;
$F_f$	Força de tração atuante na fibra;
$F_s$	Força de tração atuante na armadura inferior;
$F'_s$	Força de tração atuante na armadura superior;
$h$	Altura total da viga;
$h_f$	Altura da lâmina de PRFC;
$h_g$	Altura do sulco encravado na viga para receber o PRF;
$L$	Comprimento total da viga;
$l_b$	Distância entre a extremidade da fibra de reforço e o ponto de aplicação da carga;
$M_u$	Momento último experimental;
$M_R$	Momento resistente teórico;
$n$	Quantidade total de lâminas de reforço com PRF;
$P_{u,exp}$	Carga última experimental;
$P_{u,teo}$	Carga última teórica;
$P_{serv}$	Carga de serviço experimental;
$t_f$	Espessura da lâmina de PRF;
$x$	Altura da linha neutra em relação à fibra mais comprimida;
$\alpha_1$	Fator multiplicador do $f'_c$ para determinar a intensidade de um bloco retangular de distribuição de tensões do concreto equivalente;
$\beta_1$	Razão entre a profundidade do bloco de tensões retangular equivalente e a profundidade do eixo neutro;
$\delta_g$	Fator redutor da profundidade da linha neutra para o bloco de tensões equivalente;
$\gamma_f$	Coefficiente de minoração da deformação de projeto da fibra;

$\Psi$	Razão entre a profundidade do bloco de tensões equivalente e da linha neutra;
$\Psi_f$	Fator de redução da resistência do PRF;
$\varepsilon_{ys}$	Deformação de escoamento do aço;
$\varepsilon_s$	Deformação efetiva do aço da armadura inferior;
$\varepsilon'_s$	Deformação efetiva do aço da armadura superior;
$\varepsilon_c$	Deformação no concreto;
$\varepsilon'_c$	Deformação máxima no concreto não confinado, correspondendo à $f'_c$ ;
$\varepsilon_{cu}$	Deformação última do concreto;
$\varepsilon_f$	Deformação no reforço de PRF;
$\varepsilon_{fd}$	Deformação de descolamento no reforço de PRF aderido externamente;
$\varepsilon_{fe}$	Deformação efetiva no reforço de PRF;
$\varepsilon_{fu}$	Deformação de projeto de ruptura no reforço de PRF;
$\varepsilon_{bi}$	Deformação no substrato de concreto no momento de aplicação do reforço de PRF;
$\kappa_m$	Coefficiente adimensional dependente da forma de ligação para a flexão;
$\rho$	Taxa de armadura de flexão total da viga antes do reforço;
$\rho'$	Taxa de armadura de flexão da viga na parte comprimida;
$\rho_b$	Taxa de armadura balanceada da viga;
$\rho_f$	Taxa de reforço de PRF;
$\rho_r$	Taxa de armadura de aço equivalente após o reforço.

## 1. INTRODUÇÃO

A utilização do concreto armado representou um marco na Engenharia Civil. A sua aplicação permitiu a construção de estruturas cada vez mais ousadas e com grandes vãos, dando espaço à imaginação dos engenheiros e arquitetos.

Atualmente o concreto é o material mais consumido na construção civil, sendo a matéria prima de um extenso sistema de infraestruturas, composto de edifícios, estradas e pontes, entre outros. Segundo pesquisas realizadas pela *America's Cement Manufacturers* (PCA) em 2017, o consumo de cimento Portland nos Estados Unidos cresceu a taxas superiores a 2% em 2016 e 2017 e deve crescer cerca de 2,6% em 2018. As projeções realizadas nesta pesquisa relatam que o período de crescimento no consumo deste material deve se manter até 2030.



Figura 1.1: Elementos estruturais de concreto

(Fonte: <http://campestrepiscinas.blogspot.com.br/2013/06/obras-em-concreto-armado.html>)

Assim, o concreto tende a manter a sua posição de material construtivo mais consumido no mundo por um considerável período de tempo, sendo atualmente o segundo material mais utilizado no mundo, ficando atrás apenas da água.

Este comportamento deve-se, principalmente, às características apresentadas por este material, como durabilidade, resistência e plasticidade, que favorecem a sua aplicação na construção civil. Devido à elevada versatilidade do concreto, ele mostra-se mais econômico que os outros materiais, sendo a melhor solução construtiva para a maioria dos casos.

Como apresentado por Machado e Machado (2015), o concreto é um material que, assim como qualquer outro, está sujeito à ação deletéria do meio ambiente e das agressões físicas e químicas. Assim, o processo de enfraquecimento e desgaste de uma estrutura de concreto é natural e, a fim de garantir a sua vida útil, a estrutura necessita de manutenção regular e reparos, o que muitas vezes não é verificado devido a falta de financiamento para processos de manutenção e negligência frente aos problemas estruturais.

Além dessas condições naturais do ambiente, a evolução na Engenharia Civil e o crescente dinamismo da humanidade e das atividades desenvolvidas, levaram a um processo de alteração da finalidade das estruturas, intensificando o enfraquecimento e envelhecimento estrutural e encurtando a vida útil de uma estrutura dentro de sua finalidade inicial.

Devido às essas condições desfavoráveis, erros executivos e alterações não planejadas e praticamente inevitáveis, proporcionadas pelo enfraquecimento natural e pela alteração de finalidade das estruturas, pode-se perceber que muitos elementos estruturais já passaram ou irão passar por um processo de reforço ou reparo.

Estudos realizados nos Estados Unidos e no Reino Unido comprovam esta necessidade de reforço de grande parte das estruturas. De acordo com estudos realizados pelo *Strategic Development Council* em 2006, nos Estados Unidos são investidos cerca de 20 bilhões de dólares por ano em reforço estrutural, enquanto no Reino Unido, de acordo com Beeby E Etman (1999), de um total de cerca de US\$ 79 bilhões, 48% foram direcionados para o reparo, manutenção e melhoria das estruturas. Assim, perante esta necessidade verificada de reabilitação de grande parte do sistema estrutural, deve-se compreender quando uma estrutura precisa ser reforçada.

Ao realizar um projeto estrutural, é concebido um sistema cujos elementos combinam-se de forma a cumprir a função da estrutura durante a sua vida útil prevista. Ao extrapolar o conceito de equilíbrio, é possível sintetizar as ações e reações que ocorrem na estrutura e gerar um sistema simplificado, como apresentado na Figura 1.2.

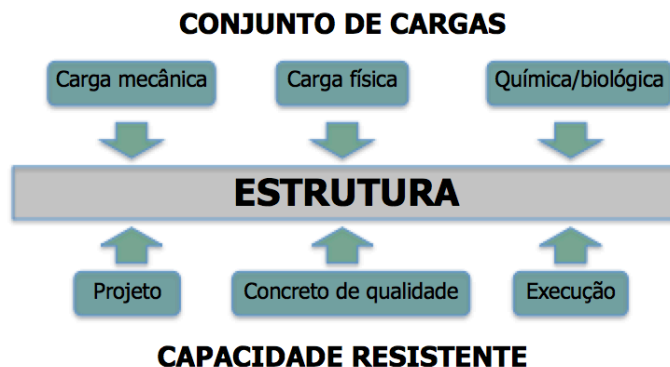


Figura 1.2: Sistema de equilíbrio estrutural simplificado

Ao perder as condições de equilíbrio, coloca-se em risco a vida útil estimada de uma estrutura, tornando necessário restabelecê-lo, ou seja, reabilitar a estrutura. Reabilitar significa restabelecer a funcionalidade de uma estrutura ao nível original ou mais alto, tanto do ponto de vista da durabilidade quanto de resistência. Uma forma de reabilitar uma estrutura é por meio do seu reforço. O reforço caracteriza-se como uma atividade específica para os casos em que se deseja elevar o desempenho de uma estrutura, dotando-a de maior resistência e/ou rigidez.

Com isso, dentre os motivos que podem fazer com que a estrutura perca o equilíbrio e tenha o seu desempenho comprometido, temos os defeitos estruturais, como erros de projeto, erros de execução da obra e erros de especificação de materiais; os danos proporcionados devido à sobrecarga da estrutura, a efeitos naturais (terremotos) e a acidentes (incêndio); e a deterioração causada pela corrosão ou ataque de sulfato. Além disso, outros efeitos como o aumento de tráfego que flui pela estrutura podem ser responsáveis pela perda da sua resistência.

Assim, foram desenvolvidas diversas técnicas e utilizados os mais variados materiais para a execução do reforço estrutural. De forma mais recente foram elaboradas as técnicas que visam a aplicação dos materiais de reforço externamente ao elemento estrutural. Essas técnicas ganharam maior visibilidade por se tratarem de métodos não invasivos e de fácil aplicação, sendo estudada a utilização de diferentes materiais para realizar este reforço.

Inicialmente ganhou destaque a utilização de chapas de aço aderidas externamente aos elementos estruturais. Porém, o aço é um material pesado, muito suscetível à corrosão e que exige um rigoroso processo de tratamento superficial, características que afetam a sua eficiência e fizeram com que a utilização deste material fosse pouco a pouco reduzida, em busca de materiais mais adequados.

Buscando alternativas para substituir o aço, começaram a ser desenvolvidos estudos com a utilização de sistemas compostos de fibras, combinando a aplicação de componentes estruturais e componentes matriciais nos reforços estruturais, dando origem aos polímeros reforçados com fibras (PRF), do inglês *fibre reinforced polymer* (FRP). O PRF é um material compósito em que o componente estrutural é dado pela união entre fibras contínuas de diversos polímeros – como carbono, vidro e aramida – e o componente matricial é representado pela resina – sendo a mais comum a resina epóxi com aditivos – que melhoram as propriedades do produto e permite a transferência de esforços para as fibras e entre elas. De forma geral, um PRF pode ser representado pelo esquema apresentado na Figura 1.3.

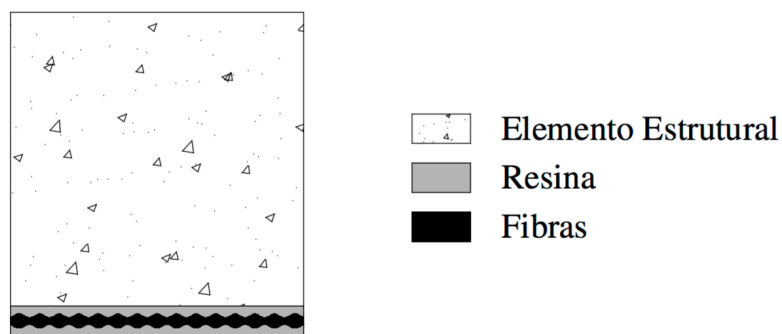
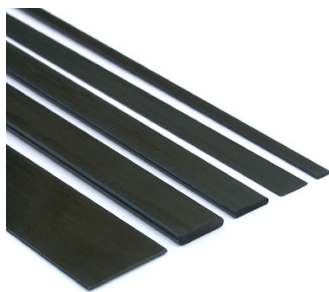


Figura 1.3: Representação de um PRF (Fonte: [https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/13063/13063\\_3.PDF](https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/13063/13063_3.PDF))

O PRF é um material não homogêneo, anisotrópico e heterogêneo, o qual apresenta um comportamento elástico linear até a ruptura. As fibras que compõem este material compósito podem ser fabricados em diversos formatos, sendo os tipos mais comuns no mercado apresentados pela Figura 1.4.



a) Lâminas de fibra de carbono



b) Barra de carbono



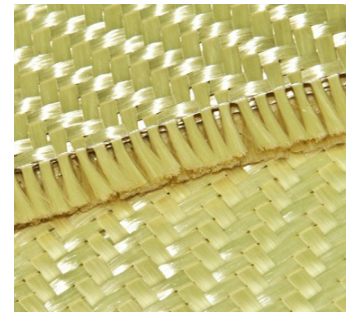
c) Manta de fibra de carbono



d) Fibra de polietileno



e) Tecido de fibra de vidro



f) Tecido de fibra de aramida

Figura 1.4: Tipos de fibras (Adaptado - Fonte: <https://www.slideshare.net/nickgupta33/fiber-reinforced-plastics-by-sairam>)

A utilização de fibras como componente estrutural do reforço solucionavam o problema da corrosão do material, verificado na utilização do aço. Além disso, as fibras são materiais muito leves, com excelentes propriedades mecânicas e de fácil aplicação e adaptação às superfícies, visto que apresentam uma elevada versatilidade quanto a sua aparência e formato, podendo ser concebida na forma de mantas, lâminas, barras e laminados. Devido à estas características, as fibras são extremamente vantajosas para aplicação em situações de reforço estrutural.

Com isso, as fibras ganharam destaque e, segundo Wolf e Miessler (1989), já haviam sido registrados trabalhos experimentais com a utilização de PRF no ano de 1978, ganhando maior destaque na década de 1980, principalmente nos Estados Unidos, devido a iniciativas da *National Science Foundation* e da *Federal Highway Administration*. Porém, devido ao elevado custo inicial de produção desses materiais poliméricos e a falta de informações técnicas e pesquisas sobre a sua aplicação, a utilização de materiais compósitos na construção civil ficou restrita por um considerável período de tempo, até meados da década de 1990.

A partir de 1990, com a redução dos custos industriais de manufatura, as matérias-primas destes materiais passaram por um processo de barateamento, crescente até os dias de hoje. Este fator aumenta a sua competitividade no mercado, estimulando e financiando a realização de pesquisas com a aplicação de PRF para o reforço estrutural. O fator econômico associado a um estímulo nas pesquisas sobre utilização de PRF trouxeram esta temática à tona no meio científico e propiciaram uma avaliação teórica da aplicação destes materiais, avaliando fatores como a eficiência e segurança, difundindo as vantagens destes métodos.

Ao optar pela utilização de um método de reforço com a aplicação de PRF, deve-se escolher entre as diversas fibras presentes no mercado. Atualmente tem ganhado destaque o polímero

reforçado com fibra de carbono (PRFC), devido a elevada resistência apresentada por este material, ao ser comparado às demais fibras. A Figura 1.5 apresenta uma comparação entre o comportamento dos tipos de fibras mais utilizados para o reforço estrutural e do aço padrão nas estruturas de concreto armado e protendido, a fim de promover uma análise das vantagens do PRFC.

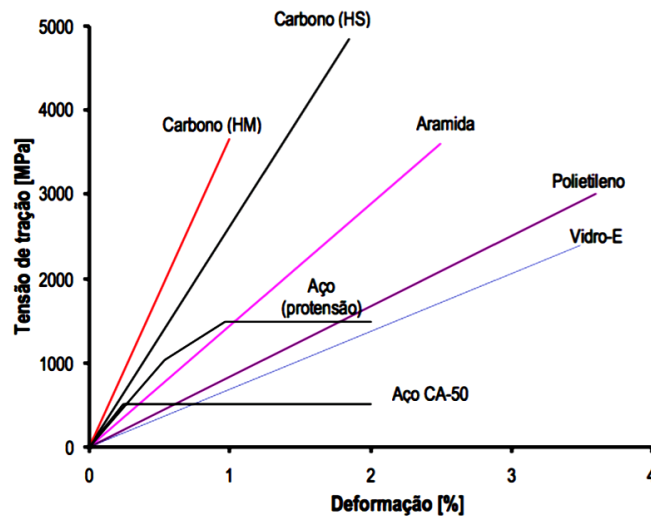


Figura 1.5: Diagrama tensão-deformação de fibras (Fonte: Machado e Machado, 2015)

A partir deste gráfico é possível observar a elevada capacidade resistiva das fibras em geral em comparação ao aço. Nota-se que as fibras de carbono, tanto do tipo de alta resistência (HS) como do tipo de elevado módulo de elasticidade (HM) apresentam resistência consideravelmente superior às demais fibras, característica de extrema importância para situações de reforço estrutural.

Segundo Yamaguchi *et al* (2001), a capacidade resistente das fibras de carbono após 50 anos equivale a 90 % do valor inicial, enquanto que as fibras de aramida apresentam 50% do valor inicial e as fibras de vidro 30%. Dessa forma, a aplicação PRFC representa grande interesse por parte do mercado e do meio científico, visto que atende às demandas de eficiência da indústria da construção civil e permite a realização de pesquisas sobre o desenvolvimento de materiais e técnicas de reforço estrutural cada vez mais econômicos e seguros. Dessa forma, este trabalho analisará os casos de reforço estrutural com a utilização de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC).



Além de identificar a necessidade de reforço de uma estrutura e optar pelo material a ser utilizado, deve-se determinar qual a melhor técnica de aplicação do reforço a ser aplicada. Dentre as diversas técnicas de reforço estrutural que surgiram com a utilização de polímero reforçado com fibra de carbono, podemos citar duas principais: o *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) e a sua variação, o *Near Surface Method* (NSM).

A técnica EBR consiste em colar as fibras externamente ao elemento estrutural que será reforçado, sendo comum a utilização de materiais compósitos na forma de laminados ou mantas. A colagem deste material é realizada com a utilização de uma resina específica, geralmente à base de epóxi. A Figura 1.6 a seguir exemplifica a aplicação desta técnica.



Figura 1.6: Viga reforçada à flexão com técnica EBR (Fonte: <http://techniques.com.br/>)

Já a técnica NSM consiste na instalação de barras ou lâminas de PRF em ranhuras cravadas longitudinalmente na superfície do elemento reforçado. Esse material é fixado com a utilização da mesma resina aplicada na técnica anterior, a qual também é utilizada para preencher a ranhura após a instalação do reforço. A Figura 1.7 apresenta uma aplicação desta técnica de reforço em uma laje.



Figura 1.7: Laje reforçada com técnica NSM (Fonte: <http://slideplayer.com/slide/232965/#>)

De forma geral, a técnica EBR é a mais utilizada para o reforço de estruturas convencionais, devido a vantagem que apresenta de ser um método não destrutivo. Porém, por mais que a execução desta técnica dispense a abertura de sulcos nos elementos estruturais, já que o reforço é aderido externamente, esta exige um tratamento mais complicados da superfície do elemento do que a técnica NSM, visto que exige-se maior esforço para assegurar a planicidade da sua superfície. Na técnica EBR deve-se garantir que a superfície apresente as condições de aderência adequadas para receber o reforço, sendo necessário lixar, texturizar – a fim de garantir a rugosidade adequada – e limpar a superfície. Esse tratamento superficial é dispensado na técnica NSM, que por sua vez exige um controle maior na execução das aberturas, que devem ser realizadas com dimensões controladas e de forma extremamente cuidadosa e planejada, para evitar cortes inadequados nos estribos do elemento já existente.

Por sua vez, comparando a eficiência das técnicas de reforço com PRF, percebe-se uma vantagem na aplicação do NSM, como observado por Coelho *et al* (2011), que mostrou que o NSM é mais eficiente que os demais métodos, como ilustra a Figura 1.8.

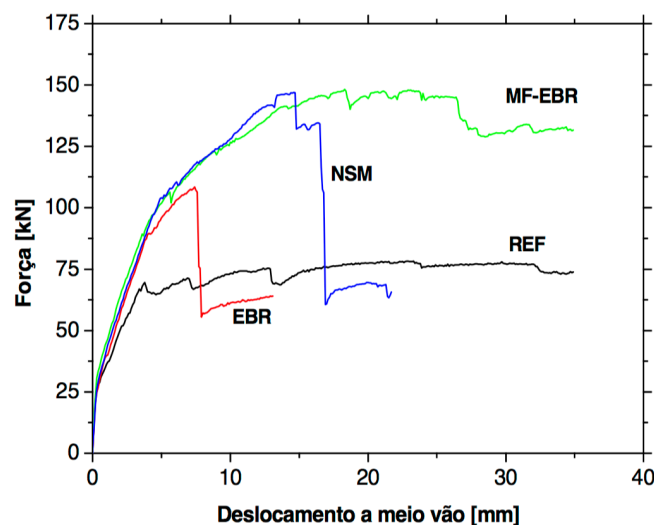
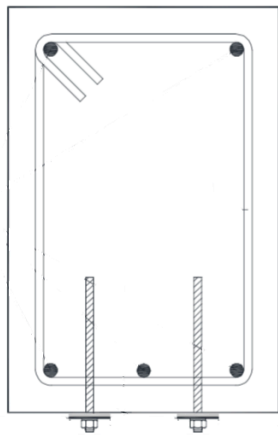


Figura 1.8: Comparação das técnicas de reforço estrutural (Fonte: Coelho *et al*, 2011)

Neste gráfico comparativo nota-se a presença de quatro vigas, onde o espécime EBR refere-se à viga reforçada com a técnica *Externally Bonded Reinforcement* (EBR), o espécime NSM refere-se à viga reforçada com a técnica *Near Surface Method* (NSM), o espécime REF refere-se à viga de referência, sem nenhuma forma de reforço estrutural e o espécime MF-EBR refere-se à viga reforçada com a técnica *Mechanically Fastened and Externally Bonded Reinforcement* (MF-EBR).

A técnica MF-EBR consiste em colar e ancorar laminados multidirecionais de fibras de carbono na superfície do elemento de concreto armado, os quais são ancorados com parafusos metálicos, instalados na superfície do elemento reforçado. Como o sistema de ancoragem está distribuído ao longo do reforço de FRP, este método ajuda a desenvolver maiores tensões em toda a extensão do reforço de FRP, diminuindo a concentração de tensões e aumentando a resistência da ligação. A Figura 1.9 mostra um esquema de vigas reforçadas com esta técnica.



a) Seção de viga reforçada com MF-EBR      b) Ensaio de viga reforçada com MF-EBR

Figura 1.9: Vigas reforçadas com a técnica MF-EBR (Fonte: Coelho *et al*, 2011)

Porém, por mais que esta técnica apresente vantagens como a dispensa da necessidade da preparação da superfície do elemento, muitas desvantagens têm sido observadas neste método de reforço, como a baixa velocidade de instalação do reforço, o surgimento de fissuras induzidas pelo impacto entre os elementos de fixação e o concreto e uma transferência de tensões menos eficaz entre o FRP e o concreto, devido ao fato dos pontos de fixação serem discretos e pontuais. Estas desvantagens aliadas ao fato de esta técnica ainda ser pouco estudada e compreendida no meio científico e pouco aplicada em soluções práticas, fizeram com que a sua análise fosse descartada neste trabalho.

Analisando o gráfico, é possível observar que para um mesmo deslocamento aplicado em vigas reforçadas pelos diferentes métodos apresentados no gráfico, os elementos que utilizam a técnica NSM suportam uma força superior antes de atingirem a ruptura do que aqueles reforçados com EBR. Segundo Machado e Machado (2015), esse comportamento pode ser justificado pela maior eficiência construtiva da técnica NSM, uma vez que neste caso os

esforços nas fibras são incorporados de forma mais efetiva ao concreto por meio da transferência de esforços, via resina, para as superfícies das ranhuras criadas entre a superfície externa do concreto e os estribos existentes. Dessa forma, neste trabalho serão abordados os elementos reforçados pelo método Near Surface Mounted (NSM).

Como citado anteriormente, o método NSM pode utilizar a fibra de reforço em duas formas mais comuns: as barras circulares ou as lâminas/tiras de carbono. Como apresentado por DE Lorenzis e Teng (2007), para as barras de PRF a magnitude da largura ( $b_g$ ) e da profundidade ( $h_g$ ) da ranhura são similares. Assim, para abrir estas ranhuras torna-se necessário abrir dois cortes na superfície do elemento e remover o concreto restante entre eles com uma talhadeira. No caso das lâminas de PRF a magnitude da largura ( $b_g$ ) e da profundidade ( $h_g$ ) da ranhura são distintas, por tratarem-se de sulcos mais estreitos e profundos. Desta forma, para este caso basta a realização de um único corte na superfície do elemento, facilitando a execução das aberturas para a instalação das lâminas. A Figura 1.10 traz uma representação das tiras e das barras de carbono, explicitando os seus parâmetros.

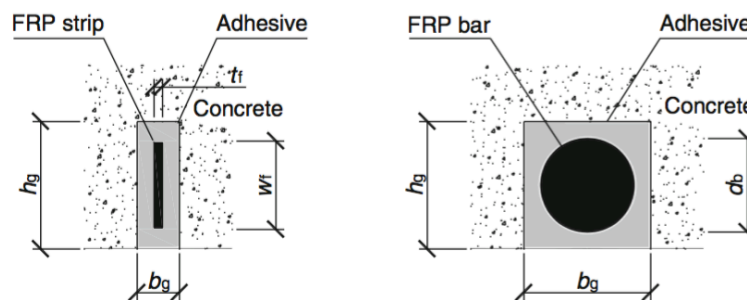


Figura 1.10: Lâminas e barras de fibras de carbono utilizadas no método NSM (Fonte: Sena-Cruz *et al*, 2016)

Segundo Sena-Cruz *et al* (2016), em relação à geometria das ranhuras, elementos de reforço de PRF quadrados e retangulares exploram de forma melhor as aberturas do que os elementos circulares, pois proporcionam uma espessura uniforme de resina. Entre elementos quadrados e retangulares, os últimos mostram-se mais eficientes, pois elementos retangulares maximizam a relação entre a superfície e a área da seção transversal, o que minimiza a tensão de ligação associada à uma força de tração dada. Devido as vantagens apresentadas por este elemento, o banco de dados analisado neste trabalho abrangerá apenas elementos com PRFC na forma de tiras.

Existem diferentes formas de aplicar os materiais de reforço estrutural, dependendo do elemento analisado e do esforço a ser resistido. As lajes podem ser reforçadas à flexão com lâminas de polímeros reforçados com fibras dispostas em sua superfície segundo diversas direções. Nos pilares o reforço pode ser aplicado para aumentar a resistência à flexo-compressão.

Já nas vigas, o sistema PRF absorve esforços de tração devidos aos momentos positivos e negativos, bem como as tensões tangenciais decorrentes dos esforços cortantes. Para resistir à flexão, as fibras devem ser colocadas ao longo do eixo longitudinal das vigas, como na Figura 1.11 (a). Já para resistir ao cisalhamento elas devem ser colocadas perpendicularmente ao eixo longitudinal, como na Figura 1.11 (b), podendo ser inclinada entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$  ou horizontalmente, na lateral ao longo do eixo longitudinal da viga.

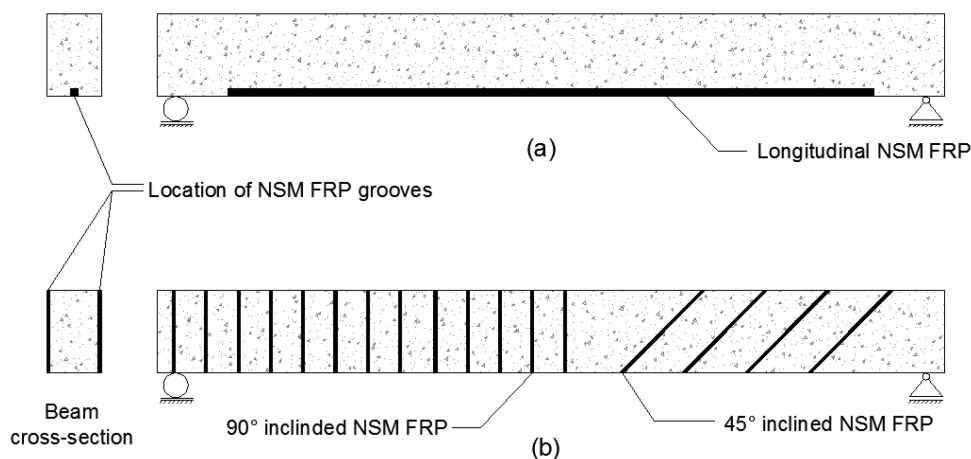


Figura 1.11: Inclinação das fibras em relação ao esforço a ser resistido nas vigas reforçadas (Fonte: <http://www.mdpi.com/2073-4360/8/8/298>)

As vigas de concreto armado reforçadas à flexão apresentam um comportamento semelhante a uma viga simples de concreto armado, sendo que a diferença consiste na parcela de contribuição da fibra de carbono na resistência à tração. Esta nova parcela causa um reposicionamento da linha neutra, o qual depende da deformação da fibra em conjunto com a deformação da armadura existente da viga.

Desta forma, este estudo tratará somente do caso de reforços com lâminas de carbono pelo método NSM, aplicados em vigas de concreto armado submetidas à flexão simples. Esta escolha se deve aos indicativos de melhor comportamento e eficiência desta forma de reforço estrutural perante aos outros métodos de reforço com PRFC.

## **1.1. MOTIVAÇÃO**

A utilização de métodos de reforço externamente aderido tem sido muito aplicada em situações de projeto pelo mundo, mostrando-se uma técnica prática e eficiente, principalmente ao utilizar polímeros reforçados com fibras. Porém, observando o cenário nacional, não há nenhuma recomendação normativa de cálculo de reforço estrutural, ainda mais destas técnicas mais inovadoras, gerando uma certa resistência do mercado brasileiro.

Deste modo, a motivação do trabalho está no fato de não existirem recomendações brasileiras sobre esta temática, sendo a sua análise uma fonte de estudo promissora e atual, além de tratar-se de uma nova tecnologia de reforço estrutural.

## **1.2. JUSTIFICATIVA**

Como apresentado na introdução, a sociedade depende de um amplo sistema de estruturas de concreto armado, as quais sofrem com o processo de deterioração natural e acelerada, proporcionada pela negligência e falta de manutenção. Desta forma, o reforço destes elementos mostra-se necessário, sendo altamente promissor o desenvolvimento e aperfeiçoamento dos métodos de reforço estrutural.

Os métodos de reforço tendem a se desenvolver de forma a utilizar materiais mais versáteis, como o carbono, e métodos menos invasivos, como o NSM, levando as técnicas de reforço colados externamente a ganharem destaque entre os métodos existentes. Porém, a sua aplicação em uma situação real de projeto ainda apresenta resistência por parte de muitos profissionais, principalmente em mercados como o brasileiro, em que não existem recomendações normativas que especifiquem o cálculo de reforço estrutural.

Além disso, o NSM mostra-se como um método inovador, sendo verificadas poucas pesquisas acerca do tema e uma base de ensaios reduzidos sobre o cálculo de elementos utilizando esta técnica de reforço. No banco de dados existente, a maioria dos elementos tratam de reforços ao cisalhamento, sendo a flexão um tema pouco abordado.

Neste sentido, esta pesquisa irá contribuir para a elaboração de um banco de dados com análises paramétricas de elementos reforçados com lâminas de carbono pela técnica NSM, trazendo

mais informação ao meio técnico-científico brasileiro a respeito dessa interessante técnica de reforço.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo Geral**

Este trabalho de projeto final de curso tem como objetivo principal avaliar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC utilizando a técnica NSM e propor um programa experimental para a avaliação de parâmetros que influenciam de maneira considerável no comportamento mecânico dessas vigas e também nas formulações propostas pelo ACI 440.2R (2017) e *fib Bulletin* 14 (2001) para a estimativa de capacidade resistente.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

Elaborar e analisar um banco de dados com resultados de ensaios experimentais em vigas reforçadas à flexão com fibras de carbono utilizando a técnica NSM de diversos autores disponíveis na literatura.

Calcular e analisar estatisticamente os resultados experimentais desse banco de dados pelas prescrições das normas ACI 440.2R (2017) e *fib Bulletin* 14 (2001), que tratam do dimensionamento de reforço estrutural com uso de PRFC.

Avaliar o desempenho das recomendações normativas citadas por meio de uma análise comparativa dos resultados teóricos das estimativas de resistência com os resultados experimentais do banco de dados, verificando assim, a eficácia e precisão do uso das formulações propostas por essas recomendações normativas.

Apresentar um programa experimental para avaliar a influência da variação da taxa de armadura existente na viga reforçada nas formulações normativas disponíveis para projeto de reforço de estruturas de concreto armado pela técnica NSM. Avaliar também a influência da taxa de fibra de carbono e de barras de aço embutidas no reforço nas formulações normativas disponíveis para projeto de reforço de estruturas de concreto armado pela técnica NSM.

## 1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido em 7 capítulos.

O presente Capítulo 1 introduz o leitor nos assuntos abordados no trabalho.

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica onde alguns fundamentos teóricos são apresentados. Trabalhos de autores que já abordaram os assuntos tratados nesta pesquisa são mostrados, evidenciando suas conclusões e outras considerações pertinentes. São apresentados os parâmetros responsáveis por exercer influência sobre o comportamento das vigas de concreto armado reforçadas e os modos de ruptura evidenciados na análise destes elementos.

O Capítulo 3 descreve a metodologia do trabalho realizado, explicando o processo de elaboração do banco de dados e expondo os critérios considerados para filtrá-lo. Desta forma, este capítulo traz uma versão reduzida do banco de dados utilizados. Além disso, tratam-se dos modelos de cálculo utilizados pelo ACI 440.2R (2017) e pelo *fib Bulletin* 14 (2001) e da metodologia de análise aplicada neste trabalho.

No Capítulo 4 são expostos os resultados obtidos, apresentando o cálculo de 49 vigas de concreto armado reforçadas à flexão com fibras de carbono pelo NSM, a partir dos métodos apresentados no Capítulo 3. Este capítulo também traz as análises realizadas com os elementos calculados, buscando interpretar os resultados obtidos.

O Capítulo 5 é reservado para a proposta de um programa experimental envolvendo o tema abordado neste trabalho. Este programa é baseado nos resultados obtidos no capítulo anterior e a sua execução busca trazer uma compreensão maior do comportamento das vigas reforçadas com a técnica NSM.

O Capítulo 6 apresenta um orçamento preliminar do programa experimental. Assim, este capítulo apresenta os quantitativos de materiais levantados para a execução do programa proposto e o seu custo.

Por fim, o Capítulo 7 traz as conclusões do trabalho.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados maiores detalhes sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com fibras de carbono pelo *Near Surface Mounted* e os parâmetros que influenciam neste sistema. Serão expostas também algumas pesquisas anteriores envolvendo este tipo de reforço estrutural e considerações sobre os modos de ruptura deste sistema.

### 2.1. VIGAS REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC)

Como citado no primeiro capítulo deste trabalho, existem basicamente duas técnicas de reforço com a aplicação de polímeros reforçados com fibras de carbono: o *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) e o *Near Surface Mounted* (NSM).

A técnica EBR consiste em colar a fibra externamente ao elemento estrutural a ser reforçado com o auxílio de uma resina adesiva. Neste método o material compósito é utilizado na forma de mantas ou de materiais laminados.

Já a técnica NSM, que será tratada neste trabalho, consiste na instalação de barras ou lâminas de PRFC internamente ao elemento fletido, por meio da fixação destes materiais compósitos no interior de aberturas longitudinais realizadas na peça estrutural. Estes elementos de reforço são embebidos em uma resina, geralmente à base epóxi, que quando endurecidas proporcionam a sua fixação ao elemento reforçado. Desta forma, a Figura 2.1 apresenta o esquema de uma viga de concreto armado reforçada à flexão com PRFC pelo método NSM, tanto com a utilização de barras circulares como lâminas.

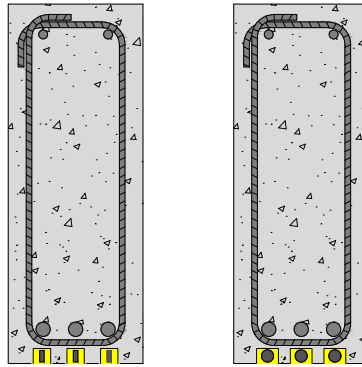


Figura 2.1: Viga reforçada com PRFC pelo método NSM

O uso de barras e lâminas mostra-se mais simples e exige menor controle no preparo da superfície porém, vale a pena ressaltar o cuidado necessário com a abertura das ranhuras, a fim de evitar atingir os estribos durante o corte e a dificuldade de manter a planicidade da superfície. Além disso, exige-se um menor tratamento dos elementos de reforço, já que estes materiais apresentam tratamento prévio e necessitam apenas de um corte no tamanho adequado para o reforço, enquanto materiais como mantas de materiais compósitos exigem uma certa preparação in loco, pois esta precisa ser cortada nas orientações das fibras e dimensões adequadas.

Ao reforçar um elemento de concreto armado, deve-se atentar para as condições em que o substrato apresenta-se, visto que estas características influenciam o comportamento final dos membros reforçados. Assim, deve-se trabalhar com elementos que apresentam um substrato saudável e uma superfície descontaminada. O aço das armaduras existentes não pode estar corroído ao receber o material de reforço, sendo necessário recuperar integralmente o aço que não estiver em condições ideais de uso.

Além disso, a superfície do concreto deve atender às especificações do método de reforço selecionado. Para a situação de reforço à flexão de vigas de concreto armado pelo método NSM, a superfície dos elementos reforçados exigem uma preparação de aplicação de colagem crítica, pois necessitam de uma colagem eficiente entre o elemento de PRF e o concreto. Além disso, as prescrições normativas preveem uma resistência mínima para o concreto do elemento reforçado, sendo esta de 17 MPa para o ACI 440.2R (2017), por exemplo.

Para aplicações de colagem crítica, a superfície que receberá a aplicação do sistema PRF deve apresentar uma exposição recente, o que é obtido a partir do lixamento ou do jateamento

abrasivo. Esta superfície também não pode apresentar vazios aparentes e, caso existam, estes devem ser preenchidos com argamassa polimérica adequada e qualquer rugosidade excessiva deve ser desbastada. Além disso, qualquer tipo de revestimento, pintura, sujeira e substâncias oleosas devem ser removidas da superfície, pois podem atrapalhar a eficiência do sistema de colagem. Por fim, caso a instalação do reforço não seja imediata, a superfície do elemento a ser reforçado deve ser protegida até a instalação do sistema e receber uma limpeza adequada.

Após preparar a superfície do elemento a ser reforçado e garantir uma boa condição das suas armaduras, devem ser entalhadas as ranhuras na sua superfície, que devem ser confeccionadas com cuidado a fim de evitar qualquer dano proporcionado à armadura de aço do elemento.

Vale ressaltar que antes de entalhar as ranhuras na superfície do elemento reforçado, deve-se utilizar um pacômetro para verificar o cobrimento real deste elemento e evitar que os estribos sejam rompidos durante o corte. Como estas ranhuras são entalhadas com o auxílio de uma serra, ocorre a geração de uma grande quantidade de resíduo, que deve ser cuidadosamente limpo em cada abertura antes da instalação do reforço, o que pode ser realizado com jato de ar comprimido ou até mesmo aspirador de pó.

Em seguida, pode-se preencher parcialmente a ranhura – completamente limpa – com o adesivo especificado pelo fornecedor do sistema e, por fim, inserir o elemento de reforço nesta abertura. A Figura 2.2 exemplifica a execução de uma ranhura em uma viga de concreto armado.



Figura 2.2: Abertura das ranhuras na execução do método NSM (Fonte: Fortes *et al*, 2002)

## 2.2. LEVANTAMENTO HISTÓRICO

O acelerado progresso da humanidade evidenciado a partir do século XX gerou um aumento considerável na necessidade de estruturas específicas para as mais diversas atividades, o que ocasionou uma necessidade de adaptar estas estruturas à novas destinações e novos carregamentos. Estes processos de mudança constantes, juntamente com os processos de enfraquecimento e envelhecimento natural das estruturas, geraram uma redução da vida útil inicialmente previstas para estas.

Devido à este processo de crescimento, surgiram novas técnicas de construção de estruturas, assim como técnicas para a sua reparação e reforço. Dessa forma, foram criados e utilizados um grande número de materiais e de técnicas para o reforço estrutural. As técnicas mais tradicionais de reforço inicialmente desenvolvidas tratavam do reforço externo aos elementos estruturais, seja por meio de chapas de aço ou pelo encamisamento com concreto ou aço.

Estudos realizados por Fleming e King (1967) mostravam que a aplicação de chapas de aço aderidas externamente aos elementos estruturais proporcionavam um crescimento na capacidade de resistência à flexão destes elementos. Dessa forma, por muito tempo o aço foi o material mais utilizado para o reforço estrutural, principalmente na forma de chapas aderidas externamente às superfícies dos elementos reforçados, como mostra a Figura 2.3.



Figura 2.3: Reforço estrutural com chapas de aço aderidas externamente ao elemento  
(Fonte: <http://www.stap.pt/index.php?id=116&det=3>)

Devido a alguns fatores negativos associados à utilização de chapas de aço, surgiu a necessidade de utilizar e desenvolver novos materiais e técnicas para o reforço estrutural. As chapas de aço eram elementos extremamente pesados, exigindo por vezes equipamentos mais robustos para

erguê-las e posicioná-las de forma adequada. Além disso, estes elementos ficavam diretamente sujeitos às intempéries do ambiente, como os processos corrosivos, exigindo uma manutenção regular para garantir a sua funcionalidade.

Assim, os sistemas compostos de reforço surgiram como alternativa para a utilização de chapas de aço coladas. Seu desenvolvimento teve início na Europa, a partir de registros de Wolf e Miessler (1989) de trabalhos experimentais realizados em 1978, na Alemanha. Nos anos 1980 foram registradas diversas aplicações de materiais compostos para reforço de estruturas por toda Europa e Japão, sendo que a primeira aplicação de sistemas compostos aplicados externamente ao elemento reforçado foi realizada na Suíça, como apresentado por Meier (1987) e Rostasy (1987), que reforçaram à flexão uma ponte de concreto.

De forma análoga, os sistemas compostos de reforço também ganhavam força nos Estados Unidos, onde a utilização de fibras para o reforço de estruturas de concreto era de grande interesse desde os anos 1930. Porém, apenas nos anos 1980 iniciou-se o desenvolvimento de pesquisas sobre a aplicação de sistemas compostos no país, a partir do incentivo da *National Science Foundation* (NSF) e da *Federal Highway Administration* (FHWA).

Além da Europa e dos Estados Unidos, o Japão também se empenhou no desenvolvimento de sistemas compostos de reforço, principalmente para recuperar as estruturas afetadas pelos efeitos dos sismos. Segundo Nanni (1995), a utilização desta técnica de reforço ganhou espaço dentro do país após o terremoto Hyogo-ken Nanbu, em 1995.

Porém, o conceito de utilizar fibras para o reforço de estruturas não é uma novidade. Este material é utilizado como forma de reforço desde a antiguidade, quando pelo de cavalo era misturado na argamassa e palha era utilizada em tijolos de barro. De forma mais recente, diversos materiais foram utilizados para reforçar estruturas de concreto no século XX. Nos anos 1900 fibras de amianto já eram utilizadas no concreto e nos anos 1950 o conceito de materiais compostos começou a ser trabalhado e o reforço de concreto com fibras tornou-se um tema de interesse. Nos anos 1960 buscou-se um substituto para as fibras de amianto, devido aos danos relacionados à saúde que esta pode causar e foram desenvolvidas técnicas de utilização de fibras de aço, vidro, carbono e de materiais sintéticos, como o propileno.

Segundo Bakis *et al* (2002), a utilização de sistemas compostos para o reforço estrutural cresceu de forma exponencial na última década, saindo de uma situação de poucas aplicações para uma

utilização muito mais disseminada atualmente. Na última década foram realizadas diversas pesquisas e publicações acerca do desenvolvimento de diretrizes e regras para a aplicação de sistemas de reforço com materiais compostos externamente aderidos, como as publicações da *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE, 2001), *Japan Concrete Institute* (JCI, 1997 e 1998) e *Railway Technical Research Institute* (RTRI, 1996).

Porém, o conceito de aplicação da técnica NSM não é nova. Nos anos 1940 o conceito da técnica NSM começou a ser utilizado na Europa para reforçar estruturas de concreto armado, ainda sem explorar a aplicação desta técnica com sistemas compostos de polímeros reforçados com fibras. Esta técnica pioneira consistia em inserir barras de aço em aberturas realizadas na camada de cobrimento do elemento e, em seguida, preencher estas aberturas com argamassa de cimento, como realizado pelo arquiteto sueco Gunnar Aspland, em 1949.

Com o desenvolvimento de materiais mais modernos, como a fibra de carbono, e de resinas mais eficientes, como àquelas à base de epóxi, a aplicação do método NSM ganhou maior impulso no meio científico e passou a ser foco de muitas pesquisas, principalmente tratando de elementos de concreto armado reforçados à flexão com PRF pelo método NSM.

No início dos anos 2000 a técnica de reforço *Near Surface Mounted* (NSM) foi proposta e utilizada como uma alternativa para o sistema *Externally Bonded Reinforcement* (EBR), devido as suas vantagens e maior eficiência se comparada ao EBR. Assim, começaram a ser desenvolvidos trabalhos que avaliavam o comportamento e a aplicação desta técnica de reforço, como abordaram os autores descritos a seguir.

### **2.2.1. Fortes, Barros & Padaratz (2002)**

Em 2002, Fortes, Barros e Padaratz apresentaram um relatório de investigação sobre vigas de concreto armado reforçadas com laminados de PRFC inseridos no cobrimento do concreto, ou seja, utilizando a técnica NSM. Este trabalho apresentou um programa experimental composto de oito vigas, quatro de referência e quatro reforçadas, distribuídas em quatro séries de dois exemplares cada, tendo cada série diferentes taxas de armadura longitudinal.

Ao dimensionar estas vigas, os autores buscaram que a capacidade de carga das vigas reforçadas fosse o dobro da viga correspondente não reforçada. Assim, as oito vigas propostas tinham

seção retangular, com 100 mm de largura, 170 – 180 mm de altura, comprimento de 1600 mm e vão de 1500 mm. Foram utilizados três sistemas de reforço, compostos por um, dois e três laminados. A Tabela 2.1 apresenta as características das vigas analisadas pelos autores.

Tabela 2.1: Características geométricas das vigas (Fonte: Fortes *et al*, 2002)

Série	Viga	Peso (N)	Idade (dias)	Dimensões (mm)			$\frac{A_L}{A_S}$ (%) <sup>(1)</sup>
				Base	Altura	Comprimento	
S1	V1	690.6	92	100	178	1592	25.2
	V1R1	671.8		100	170	1600	
S2	V2	680.4	96	100	173	1600	33.6
	V2R2	695.2		100	177	1600	
S3	V3	687.4	92	100	175	1600	26.7
	V3R2	692.4		100	175	1600	
S4	V4	692.8	103	100	175	1600	28.3
	V4R3	711.6		100	180	1600	

Nesta tabela, a última coluna representa a relação entre a área da seção transversal de laminados e a área da seção transversal da armadura longitudinal convencional. A Figura 2.4 apresenta as seções transversais e os detalhes do sistema de reforço.

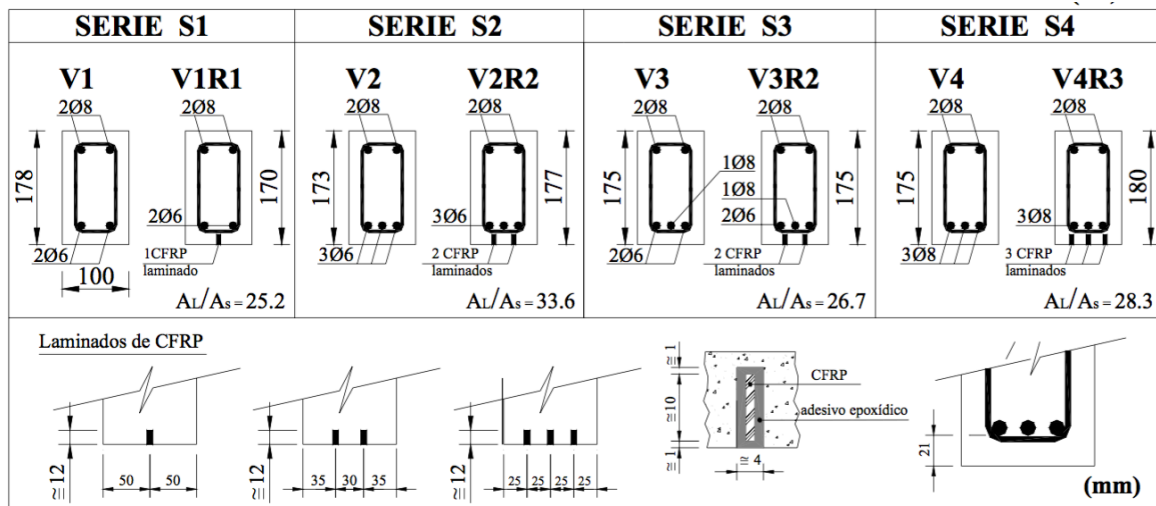


Figura 2.4: Seção transversal das vigas (Fonte: Fortes *et al*, 2002)

A armadura transversal era composta por estribos de 6 mm de diâmetro nas regiões entre as cargas e os apoios e de 3 mm na região central. A Figura 2.5 apresenta a seção longitudinal das vigas, demonstrando a distribuição dos estribos.

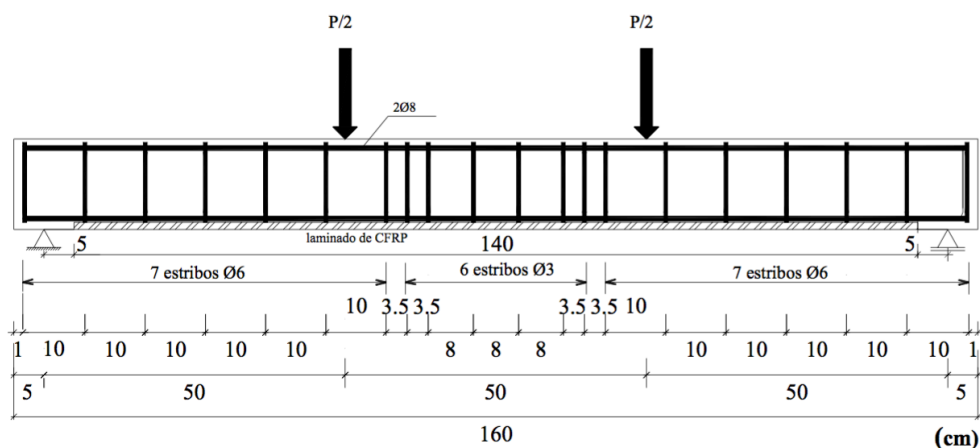


Figura 2.5: Seção longitudinal das vigas (Fonte: Fortes *et al*, 2002)

As vigas foram ensaiadas até a ruptura com o auxílio de uma pórtico metálico de reação, com carga aplicada em quatro pontos. As vigas de referência (V1, V2, V3 e V4) apresentaram uma ruptura dúctil com escoamento da armadura longitudinal, sem ocorrência de esmagamento do concreto comprimido nem ruptura por corte. Já as vigas reforçadas apresentaram ruptura dada pelo rompimento do concreto da região tracionada, ao longo da extensão do laminado, exceto a viga V1R1, que optou-se por interromper o ensaio quando esta apresentava uma flecha muito elevada.

Como esperado pelo dimensionamento realizado pelos autores, todas as vigas reforçadas apresentaram valores de carga de ruptura próximos ao dobro dos valores das vigas correspondentes sem reforço. A Tabela 2.2 apresenta os valores de carga de ruptura e de serviço observados.

Tabela 2.2: Valores experimentais de cargas de ruptura e serviço (Fonte: Fortes *et al*, 2002)

Série	Viga	$P_u$ (exp.) (kN)	$\frac{P_u(VR)}{P_u(V)}$ <sup>(1)</sup>	$P_{serv.}$ (exp.) (kN)	$\frac{P_{serv.}(VR)}{P_{serv.}(V)}$ <sup>(1)</sup>
S1	V1	28,2	1,78	18,6	1,22
	V1R1	50,3 <sup>(2)</sup>		22,7	
S2	V2	41,0	1,91	21,7	1,45
	V2R2	78,5		31,4	
S3	V3	41,3	1,98	23,8	1,38
	V3R2	81,9		32,8	
S4	V4	48,5	1,96	32,3	1,25
	V4R3	94,9		40,4	



Este trabalho também avaliou as flechas observadas nas vigas ensaiadas, comparando o comportamento dos deslocamentos verticais nas vigas de referência e nas reforçadas, como mostrado pelos gráficos apresentados pela Figura 2.6.

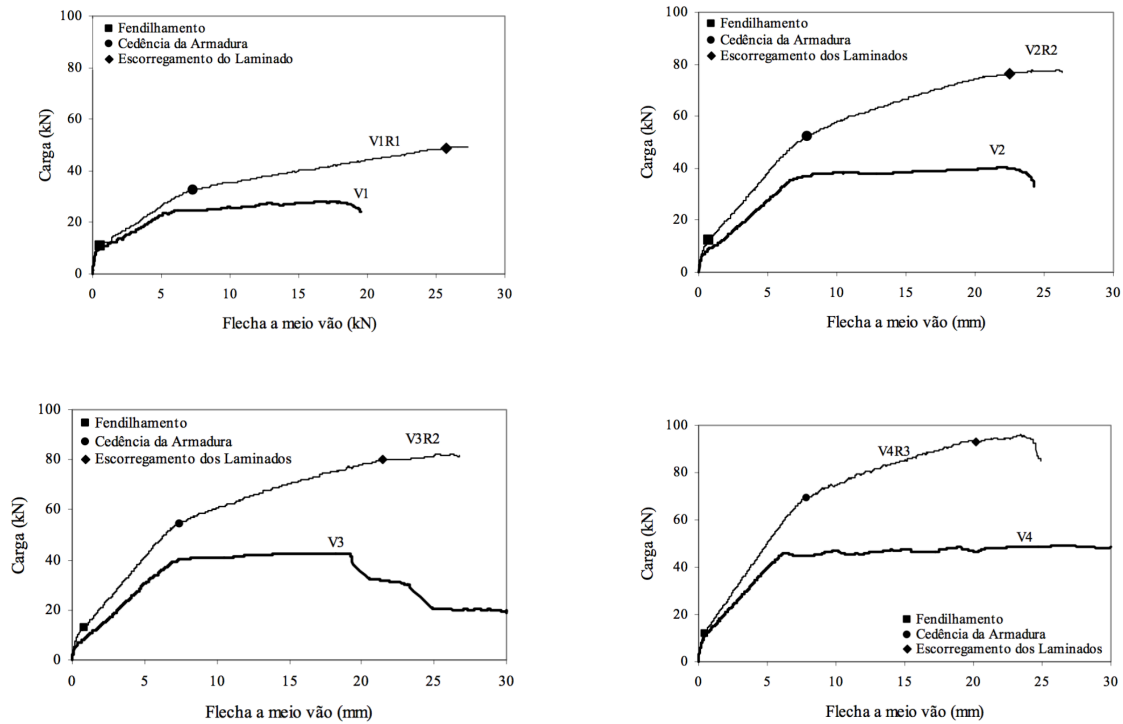


Figura 2.6: Gráficos de Carga x Flecha (Fonte: Fortes *et al*, 2002)

Assim, com base nas análises realizadas, as principais conclusões apresentadas no trabalho de Fortes *et al* (2002), foram:

- A técnica de reforço NSM permite mobilizar quase toda a capacidade resistente do laminado, com segurança e economia;
- O aumento da capacidade resistente das vigas reforçadas foi de aproximadamente o dobro da respectiva viga de referência, tendo-se alcançado níveis de carga de ruptura estabelecidas em fase de dimensionamento do sistema de reforço;
- As vigas reforçadas mostraram-se mais rígidas que as respectivas vigas de referência.
- Pela avaliação dos resultados apresentados, a técnica NSM indica ser mais eficaz do que a técnica de colagem do laminado sobre a superfície do concreto.

### 2.2.2. Dias, Barros & Azevedo (2012)

No trabalho de Dias, Barros e Azevedo, de 2012, foi proposto um programa experimental com quatro vigas de concreto armado de seção transversal retangular, com 150 mm de largura, 300 mm de altura e 2600 mm de comprimento, como mostrado na Figura 2.7.

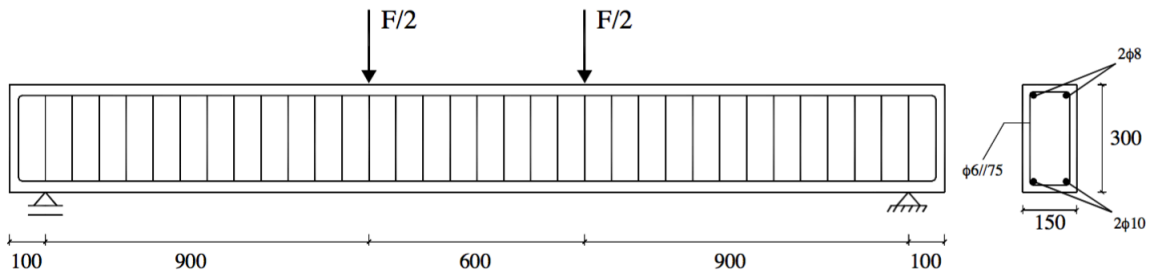


Figura 2.7: Geometria das vigas propostas (Fonte: Dias *et al*, 2012)

Como mostra a seção transversal, todas as vigas foram armadas com duas barras de aço nervurado com 8 mm de diâmetro para a armadura longitudinal de compressão e duas barras de aço nervurado com 10 mm de diâmetro para a armadura longitudinal de tração. A fim de evitar a ocorrência da ruptura por corte, em todas as vigas foram colocados estribos de aço verticais (2 ramos) com barras de aço nervurado de 6 mm de diâmetro, espaçados de 75 mm.

Dentre as quatro vigas propostas, uma era de referência (sem reforço) e as outras três eram reforçadas com laminados de PRFC – com dimensões de 1,4 mm de espessura, 10 mm de largura e 2300 mm de comprimento – inseridos no cobrimento de concreto. As seções transversais das vigas reforçadas são apresentadas na Figura 2.8 e os parâmetros de todas as vigas estão na Tabela 2.3.

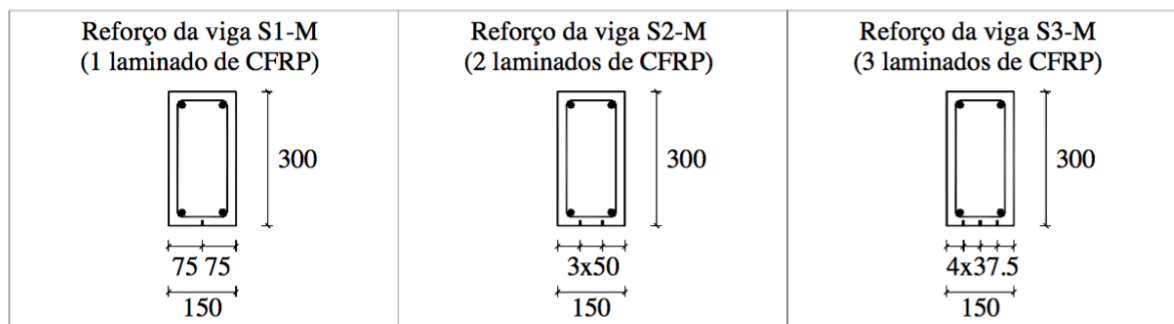


Figura 2.8: Seção transversal das vigas reforçadas (Fonte: Dias *et al*, 2012)

Tabela 2.3: Parâmetros das vigas ensaiadas (Fonte: Dias *et al*, 2012)

Vigas	$\rho_{st}$ (%) <sup>a</sup>	Reforço de CFRP	$\rho_f$ (%) <sup>b</sup>	$f_{cm}$ (MPa)
REF-M		-	-	
S1-M	0.38	1 laminado de CFRP (1×1.4×10 mm <sup>2</sup> )	0.03	50.2
S2-M		2 laminados de CFRP (2×1.4×10 mm <sup>2</sup> )	0.06	
S3-M		3 laminados de CFRP (3×1.4×10 mm <sup>2</sup> )	0.09	

As vigas foram submetidas a ensaios à flexão em quatro pontos de carga e os principais resultados obtidos são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Principais resultados obtidos (Fonte: Dias *et al*, 2012)

Vigas	$F_{cr}$ (kN)	$F_{sy}$ (kN)	Acréscimo de carga de escoamento das armaduras (%)	$F_{max}$ (kN)	Acréscimo de carga máxima (%)	$u_{Fmax}$ (mm)
REF-M	20.1	56.6	-	62.3	-	45.1
S1-M	21.0	62.4	10	88.4	42	41.2
S2-M	22.2	69.5	23	111.9	80	43.6
S3-M	24.0	76.0	34	126.6	103	38.9

O modo de ruptura observado na viga REF-M foi dado pelo esmagamento do concreto na zona comprimida após o escoamento das armaduras longitudinais. A viga reforçada S1-M teve uma ruptura associada ao esgotamento da capacidade resistente à tração do PRFC (ruptura do PRFC), enquanto que nas vigas S2-M e S3-M verificou-se a ocorrência do descolamento do PRFC.

Os dados obtidos na Tabela 2.4 foram utilizados para plotar um gráfico relacionando a porcentagem de reforço de PRFC com o acréscimo de carga fornecido às vigas reforçadas, em comparação à viga de referência. Este gráfico é apresentado na Figura 2.9.

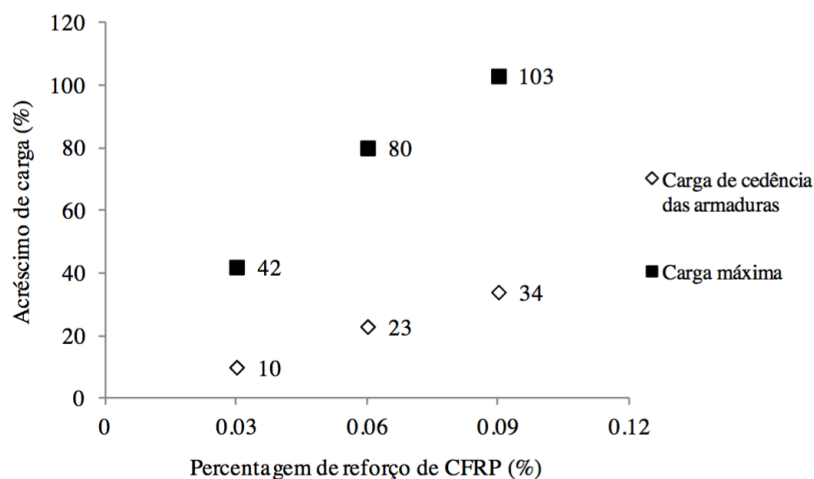


Figura 2.9: Gráfico de Acréscimo de Carga x Porcentagem de reforço de PRFC (Fonte: Dias *et al*, 2012)

Assim, a partir dos resultados obtidos no programa experimental, o trabalho de Dias *et al* (2012) apresentou as seguintes conclusões:

- A aplicação da técnica NSM com laminados de PRFC no reforço à flexão de vigas de concreto armado, independentemente da percentagem de CFRP, permitiu aumentar a capacidade de carga das vigas. As soluções de reforço de PRFC testadas proporcionaram acréscimos de carga correspondente ao escoamento das armaduras, que variaram entre os 10% e os 34%, e também proporcionaram acréscimos de carga máxima que variaram entre os 42% e os 103%.
- No âmbito da avaliação do efeito da percentagem de PRFC na eficácia da técnica NSM com laminados de PRFC, quando aplicada no reforço à flexão de vigas de concreto armado, foram testadas três percentagens de PRFCP (0,03%, 0,06% e 0,09%). Os ganhos de resistência obtidos foram proporcionais à percentagem de PRFC, ou seja, maiores valores garantiram maiores aumentos da capacidade resistente.
- O valor da extensão máxima registada nos laminados instrumentados das vigas ensaiadas variou entre os 14,9‰ (viga reforçada com a maior percentagem de PRFC testada) e os 17,9‰ (viga reforçada com a menor percentagem de PRFC testada). Em termos médios o valor da referida extensão foi de 16,7‰, o que correspondeu a um grau de mobilização médio do reforço de 93%. Estes valores demonstram o elevado nível de aproveitamento do reforço de PRFC com laminados instalados pela técnica NSM.

### 2.2.3. Barros, Dias & Lima (2007)

Em seu trabalho de 2007, Barros, Dias e Lima propuseram um programa experimental com vinte e quatro vigas, sendo duas vigas para cada configuração de reforço trabalhada. Assim, são três séries distintas que abrangem vigas com 120 mm de largura, 170 mm de altura e 1000 mm de comprimento. Cada série é composta por duas vigas de referência, duas vigas reforçadas com lâminas pelo método NSM, duas vigas reforçadas com lâminas pelo método EBR e duas vigas reforçadas com chapa pelo método EBR. A Figura 2.10 apresenta a seção longitudinal destas vigas, enquanto a Figura 2.11 apresenta as seções transversais de cada espécime.

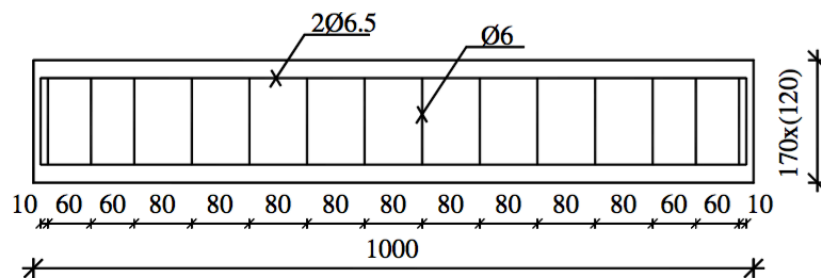


Figura 2.10: Seção longitudinal das vigas (Fonte: Barros *et al*, 2007)

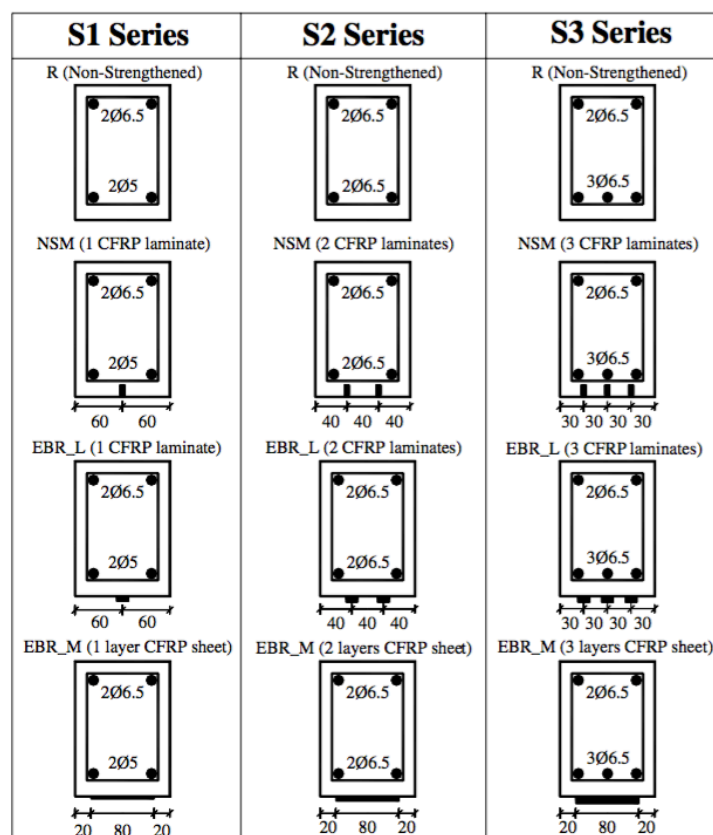


Figura 2.11: Seções transversais das vigas (Fonte: Barros *et al*, 2007)

Como todas as vigas possuem uma duplicata, os resultados obtidos são dados pela média dos dois valores observados. Com isso, os principais resultados obtidos para as vigas trabalhadas são apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Resultados experimentais (Fonte: Barros *et al*, 2007)

Beam designation	$\rho_{l,eq}$ (%)			$P_{ser}$ (kN)			$P_{max}$ (kN)		
	Series			Series			Series		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
R	–	–	–	22.1	40.5	51.5	36.6	48.5	71.8
NSM	0.28	0.49	0.73	37.5	56.3	71.5	79.9	93.3	96.6
EBR_L	0.28	0.48	0.73	31.9	57.6	74.1	38.6	83.5	86.5
EBR_M	0.28	0.48	0.73	40.3	59.5	73.4	43.0	79.5	87.3

O modo de ruptura observado nas vigas de referência deu-se pelo escoamento do aço da armadura longitudinal e o esmagamento do concreto na zona comprimida. Já nas vigas reforçadas com as lâminas de PRFC pelo NSM, observou-se uma ruptura dada pelo escoamento do aço da armadura longitudinal e a delaminação do cobrimento de concreto.

Este trabalho também apresentou uma avaliação das formulações de cálculo do ACI 440.2R (2002) e do *fib Bulletin* 14 (2001), a fim de comparar os valores analíticos de cálculo previstos e os obtidos experimentalmente. Como nesta época o ACI ainda não trazia recomendações específicas para o NSM, assim como o *fib*, os autores propuseram uma formulação para estimar a deformação efetiva das fibras nesta técnica. A Tabela 2.6 apresenta a relação destes valores.

Tabela 2.6: Resultados analíticos (Fonte: Barros *et al*, 2007)

Beam designation		ACI formulation				<i>fib</i> formulation			
		$\epsilon_{fe}$ (‰)	$M_{max}^{ana}$ (kN m)	$P_{max}^{ana}$ (kN)	$P_{max}^{exp}/P_{max}^{ana}$	$\epsilon_{fe}$ (‰)	$M_{max}^{ana}$ (kN m)	$P_{max}^{ana}$ (kN)	$P_{max}^{exp}/P_{max}^{ana}$
S1 series	NSM	12.19	6.38	42.6	1.88	12.19	7.54	50.3	1.59
S2 series	NSM	11.25	9.85	65.7	1.42	11.25	11.66	77.8	1.20
S3 series	NSM	10.15	13.62	90.8	1.06	8.50	14.55	97.0	1.00

Devido à diferença na determinação do valor da deformação efetiva do PRFC, os resultados encontrados por estes autores diferem daqueles apresentados no banco de dados.

Após esta análise, os autores puderam comparar a efetividade das técnicas de reforço NSM e EBR, de onde eles observaram que para o reforço à flexão, o NSM mostrou-se como a técnica mais efetiva. Já em relação à análise das formulações teóricas do ACI 440.2R (2002) e do *fib Bulletin* 14 (2001), os autores notaram que os resultados mostraram-se relativamente

adequados. Porém, nenhuma destas prescrições traziam metodologias específicas para o NSM, sendo necessário adaptá-las.

#### 2.2.4. Billota, Ceroni, Nigro & Pecce (2015)

Em 2015, Billota, Ceroni, Nigro e Pecce, realizaram uma pesquisa acerca do reforço de vigas de concreto armado com CFRP, aplicando tanto a técnica NSM como o EBR. Neste trabalho foi proposto um programa experimental com dez vigas retangulares, com seção transversal de 160 mm de altura e 120 mm de largura. As vigas possuíam vão livre de 2100 mm e foram armadas longitudinalmente com duas barras de 10 mm de diâmetro e com estribos de 6 mm de diâmetro espaçados em 200 mm. A Figura 2.12 representa as seções transversais e longitudinais destes elementos, enquanto a Tabela 2.7 apresenta um resumo do programa experimental realizado.

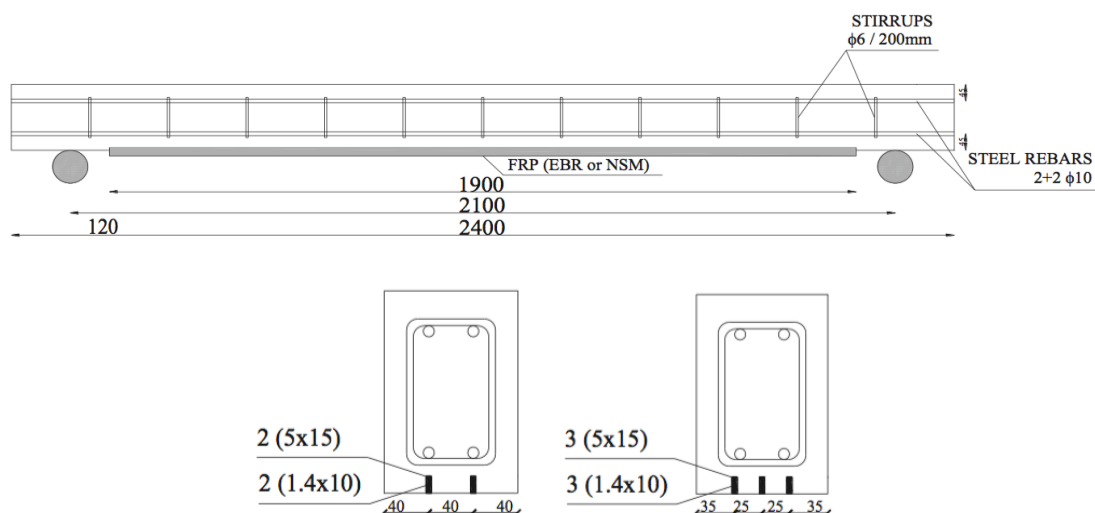


Figura 2.12: Seções transversais das vigas (Fonte: Billota *et al*, 2015)

Tabela 2.7: Dados do programa experimental (Fonte: Billota *et al*, 2015)

Specimen ID	FRP type	FRP Area [mm <sup>2</sup> ]	Loading pattern
Ref_c_no_1	No	-	concentrated
Ref_d_no_1	No	-	distributed
EBR_c_1.4x40_1	EBR	56	concentrated
EBR_c_1.4x40_2	EBR	56	concentrated
EBR_d_1.4x40_1	EBR	56	distributed
EBR_d_1.4x40_2	EBR	56	distributed
NSM_c_2x1.4x10_1	NSM	28	concentrated
NSM_d_2x1.4x10_1	NSM	28	distributed
NSM_c_3x1.4x10_1	NSM	42	concentrated
NSM_d_3x1.4x10_1	NSM	42	distributed

Ressalta-se que algumas vigas foram ensaiadas com um sistema de carga distribuída. Assim, no banco de dados analisado neste trabalho, só foram consideradas as vigas reforçadas pela técnica NSM e ensaiadas com carga concentrada.

As vigas foram submetidas ao ensaio de carregamento e observou-se o modo de ruptura e a carga máxima experimental. Em relação às vigas ensaiadas pelo esquema de quatro pontos (cargas concentradas), os maiores acréscimos de resistência foram observados nas vigas reforçadas com EBR, sendo que as vigas reforçadas com NSM romperam a uma carga um pouco inferior. A Tabela 2.8 apresenta os resultados observados nos ensaios.

Tabela 2.8: Resultados experimentais (Fonte: Billota *et al*, 2015)

Specimen ID	Failure Type	$F_{max,exp}$ [kN]	$F_{max,exp,m}$ [kN]	$\Delta F_{max,exp,m}$ [%]
Ref_c_no_1	CC+SY	20.1	20.1	-
Ref_d_no_1	CC+SY	46.1	46.1	-
EBR_c_1.4x40_1	ED-ID	36.5	35.8	+81
EBR_c_1.4x40_2	CDCD-CCS	35.2		+75
EBR_d_1.4x40_1	ED-CCS	75.1	70.0	+63
EBR_d_1.4x40_2	ED	64.8		+40
NSM_c_2x1.4x10_1	CDCD	32.3	32.3	+61
NSM_d_2x1.4x10_1	SH	71.3	71.3	+55
NSM_c_3x1.4x10_1	CDCD-CCS	33.3	33.3	+66
NSM_d_3x1.4x10_1	SH	67.6	67.6	+47

Nesta tabela, o modo de ruptura CC refere-se ao esmagamento do concreto, SY ao escoamento do aço, SH à ruptura por cisalhamento, ED ao descolamento do reforço nas extremidades, ID ao descolamento intermediário, CDCD ao descolamento devido à fissuração diagonal crítica e CCS à separação do cobrimento de concreto.

Observa-se então que as vigas reforçadas com NSM e ensaiadas com quatro pontos apresentaram acréscimo de resistência de 61% e 66% em relação à viga de referência, para a aplicação de duas e três lâminas, respectivamente.

Como a carga de ruptura destas duas vigas (NSM\_c\_2x1.4x10\_1 e NSM\_c\_3x1.4x10\_1) foi muito similar, os autores observaram que o aumento da quantidade de lâminas aplicadas na viga não mostra-se eficiente para aumentar a capacidade resistiva delas, principalmente devido à fraqueza do cobrimento de concreto. Porém, como a quantidade de reforço utilizado nesta técnica é bem inferior àquela utilizada pelo EBR, observa-se a elevada eficiência da utilização do NSM.



De forma geral, este trabalho concluiu que a eficiência do acréscimo de capacidades das vigas que utilizaram a técnica NSM é de fato maior que aquelas que foram reforçadas com o EBR, pois as cargas ultimas de ambas são comparáveis e área transversal de CFRP utilizada na técnica NSM é bem menor. Além disso, os autores observaram que as lâminas de PRFC são menos efetivas em aumentar a rigidez das vigas e são menos sensíveis ao fenômeno de descolamento do reforço do que as mantas de PRFC.

### 2.2.5. Kang, Park, Park, You & Jung (2005)

Com a finalidade de avaliar a eficiência da técnica NSM, os autores Kang, Park, Park, You e Jung propuseram um programa experimental com cinco vigas, sendo uma de referência (sem reforço externo) e as outras quatro reforçadas com lâminas pelo NSM. A Figura 2.13 apresenta as seções transversais e a seção longitudinal das vigas ensaiadas.

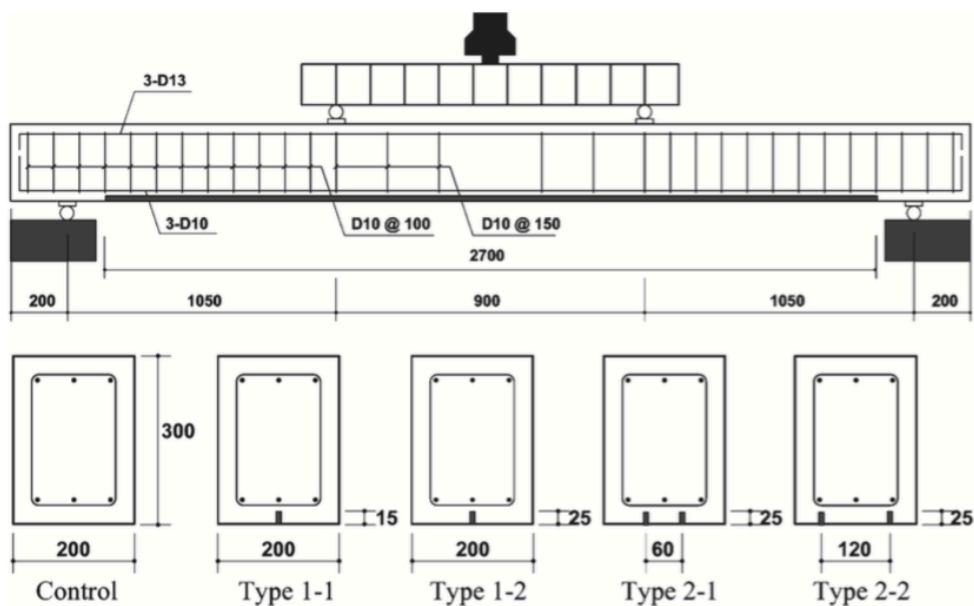


Figura 2.13: Geometria das vigas (Fonte: Kang *et al*, 2005)

As vigas foram submetidas ao ensaio de quatro pontos e os seus resultados foram analisados com a finalidade de obter um modelo em elementos finitos que pudesse simular o comportamento à flexão de vigas reforçadas.

Os resultados experimentais mostraram que as vigas reforçadas apresentaram um acréscimo de 40% a 95% nas cargas últimas, se comparadas com as vigas de referência. A Tabela 2.9 apresenta os resultados experimentais obtidos.

Tabela 2.9: Resultados experimentais (Fonte: Kang *et al*, 2005)

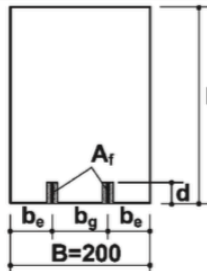
Specimen	$P_y$ (kN)	$d_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$d_u$ (mm)	% increase in $P_y$	% increase in $P_u$
CONTROL	46.7	12.78	56.2	71.68	–	–
TYPE 1-1	57.5	15.5	78.4	58.9	23.1	39.5
TYPE 1-2	62.0	16.1	86.2	54.0	32.8	53.4
TYPE 2-1	72.0	16.5	109.7	46.9	54.2	95.2
TYPE 2-2	70.5	14.2	107.0	44.4	51.0	90.4
$P_y$ : yield load $d_y$ : midspan deflection at yielding $P_u$ : ultimate failure load $d_u$ : midspan deflection at failure						

De acordo com estes resultados, os autores observaram que a eficiência do reforço também depende da disposição dos laminados de PRFC, se mantida a mesma área. Dessa forma, por consequência, a eficiência não é diretamente proporcional à área do reforço de PRFC, pois também varia de acordo com a sua disposição.

Em relação à simulação do comportamento das vigas ensaiadas, os autores propuseram uma análise paramétrica destes elementos. Foram feitas duas análises, onde a primeira utilizava apenas uma lâmina de PRFC e previa a variação da profundidade das ranhuras, de 5 mm a 35 mm, enquanto a segunda previa uma variação simultânea da profundidade das ranhuras e da disposição do reforço, variando o seu espaçamento de 20 mm a 180 mm. Estas comparações permitiram aos autores realizar uma análise que forneceu resultados analíticos de acordo com a profundidade das ranhuras e o espaçamento entre os reforços. Estes resultados são apresentados na Tabela 2.10

Tabela 2.10: Resultados analíticos (Fonte: Kang *et al*, 2005)

d (mm)	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$b_g$ (mm)	$b_e$ (mm)	$b_g/B$	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$P_y/P_{y(\text{control})}$	$P_u/P_{u(\text{control})}$
0 (CONTROL)	0	0	0	0	46.69	56.19	-	-
25	30	20	90	0.1	72.25	97.89	1.55	1.74
		40	80	0.2	73.24	98.06	1.57	1.75
		50	75	0.25	73.91	103.31	1.58	1.84
		60	70	0.3	72.61	108.43	1.56	1.93
		80	60	0.4	72.93	111.19	1.56	1.98
		100	50	0.5	71.62	106.51	1.53	1.90
		120	40	0.6	72.64	107.89	1.56	1.92
		140	30	0.7	71.27	103.77	1.53	1.85
		160	20	0.8	71.63	105.05	1.53	1.87
15	18	20	90	0.1	59.12	88.59	1.27	1.58
		40	80	0.2	59.02	86.17	1.26	1.53
		60	70	0.3	59.43	87.51	1.27	1.56
		80	60	0.4	58.14	98.41	1.25	1.75
		100	50	0.5	58.14	89.06	1.25	1.58
		120	40	0.6	57.12	95.25	1.22	1.70
		140	30	0.7	56.8	89.79	1.22	1.60
		160	20	0.8	57.47	90.01	1.23	1.60
		180	10	0.9	57.47	85.56	1.23	1.52



d : groove depth  
 $A_f (=1.2d)$  : section area of CFRP laminate  
 $b_g$  : spacing of CFRP laminates  
 $b_e$  : distance to concrete edge  
 $P_y$  : yield load  
 $P_u$  : ultimate load

A partir desta análise os autores observaram a existência de uma profundidade crítica das ranhuras, a partir da qual o aumento da carga última se torna bem reduzido. Assim, considerando os resultados obtidos, eles observaram que, para a profundidade máxima analisada de 35 mm, uma viga reforçada com NSM poderia assegurar uma capacidade de carga crítica até 1,6 vezes superior à viga não reforçada.

Já em relação ao espaçamento, os autores observaram que existe um espaçamento mínimo entre lâminas adjacentes para prever interferência mútua e também existe uma distância mínima às

bordas de concreto da viga para evitar a influência do cobrimento no comportamento do reforço. Essas duas distâncias mínimas foram definidas em 40 mm.

Assim, os autores conseguiram avaliar a aplicabilidade construtiva do reforço à flexão de vigas com lâminas de PRFC pelo NSM, observando os limites de espaçamento e profundidade das ranhuras que devem ser analisados na proposta de uma seção reforçada, a fim de garantir a sua funcionalidade e economia.

### 2.2.6. Seo, Choi, Kwon, & Lee (2016)

Em 2016, Seo, Choi, Kwon e Lee realizaram um estudo sobre a eficiência de vigas reforçadas com lâminas de PRFC pelo método EBR e pelo NSM, avaliando também a influência da aderência destas lâminas.

Assim, os autores propuseram um banco de dados com dez vigas de concreto armado, sendo uma viga de referência, uma reforçada com lâminas de PRFC pelo EBR e as demais reforçadas pelo NSM. Todas as vigas eram retangulares e possuíam seção de 200 mm de largura, 400 mm de altura e 1800 mm de comprimento, como mostra a Figura 2.14. Os dados referentes ao programa experimental são apresentados na Tabela 2.11.

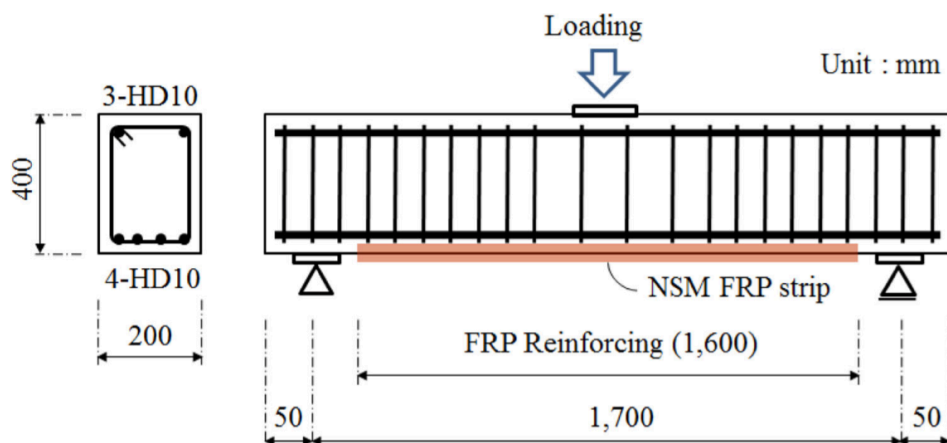


Figura 2.14: Geometria das vigas (Fonte: Seo *et al*, 2016)

Tabela 2.11: Dados do programa experimental (Fonte: Seo *et al*, 2016)

Specimen names	Retrofit methods	Bonded length (mm)	De-bonded length (mm)	Strip dimension (width × height) (mm × mm)
BC2000	None	–	–	
BP1600	EBR	1600	–	50 × 1.2
CP1600-1	NSMR	1600	–	3.6 × 16
CP1600-3				1.2 × 16
CP500-1		500 at each ends	600	3.6 × 16
CP500-3				1.2 × 16
CP400-1		400 at each ends	800	3.6 × 16
CP400-3				1.2 × 16
CP300-1		300 at each ends	1000	3.6 × 16
CP300-3				1.2 × 16

As lâminas de carbono utilizadas têm espessura de 1,2 mm e largura de 50 mm, para a viga reforçada com uma única ranhura, e largura de 16 mm para a viga reforçada com três ranhuras. Observa-se no programa experimental proposto que na maioria das vigas reforçadas com NSM, as lâminas de PRFC estão parcialmente descoladas das ranhuras, mais especificamente na sua porção central, a fim de avaliar a sua influência na aderência. Dessa forma, serão avaliadas apenas as vigas CP1600-1 e CP1600-3, nas quais as lâminas estão completamente aderidas à viga.

As vigas foram rompidas pelo ensaio de quatro pontos, observando o seu modo de ruptura. Inicialmente, as vigas CP1600-1 e CP1600-3 apresentaram fissuras distribuídas e, próximo à carga última, as lâminas de PRFC descolaram da parte central das vigas, trazendo consigo parte do revestimento de concreto. A Tabela 2.12 apresenta os resultados obtidos para as vigas ensaiadas.

Tabela 2.12: Resultados experimentais (Fonte: Seo *et al*, 2016)

Specimens	$P_{cr}$ (kN)	Yield		Ultimate		$\mu$ ( $\delta_u/\delta_y$ )	$\Delta P$ (kN)	$P_n$ (kN)	$\frac{P_n}{P_n}$	Failure patterns
		$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)					
BC2000	42.65	143.18	6.03	190.24	79.61	13.20	–	109.65	1.73	Ductile failure
BP1600	56.93	167.20	5.97	190.25	10.12	1.70	45.6	186.97	1.02	FRP peel off
CP1600-1	66.20	200.55	6.72	225.55	15.98	2.38	72.08	206.32	1.09	FRP fracture
CP1600-3	46.58	173.58	6.63	233.40	26.13	3.94	72.08	206.32	1.13	
CP500-1	42.17	161.32	6.35	208.39	19.06	3.00	54.92	193.10	1.08	
CP500-3	53.45	162.79	6.04	233.40	26.13	4.33	72.08	206.32	1.13	
CP400-1 <sup>a</sup>	52.50	163.50	–	225.00	–	–	–	185.81	1.21	
CP400-3	41.19	151.02	6.60	224.08	29.67	4.50	59.82	206.32	1.09	
CP300-1	40.21	154.95	6.63	194.17	19.16	2.89	40.7	177.23	1.10	
CP300-3	53.94	145.14	6.70	212.31	24.46	3.65	52.95	203.93	1.04	

Também foi analisada a deflexão das vigas, onde foi possível observar que, para a mesma quantidade de reforço, as vigas reforçadas com NSM toleraram cargas maiores para a deflexão máxima do que a viga reforçada com EBR. Isto se deve ao fato da aderência do reforço ser muito maior na técnica NSM, pois o concreto gera uma situação de confinamento em torno da lâmina. A Figura 2.15 apresenta as curvas de carga por deflexão das vigas ensaiadas.

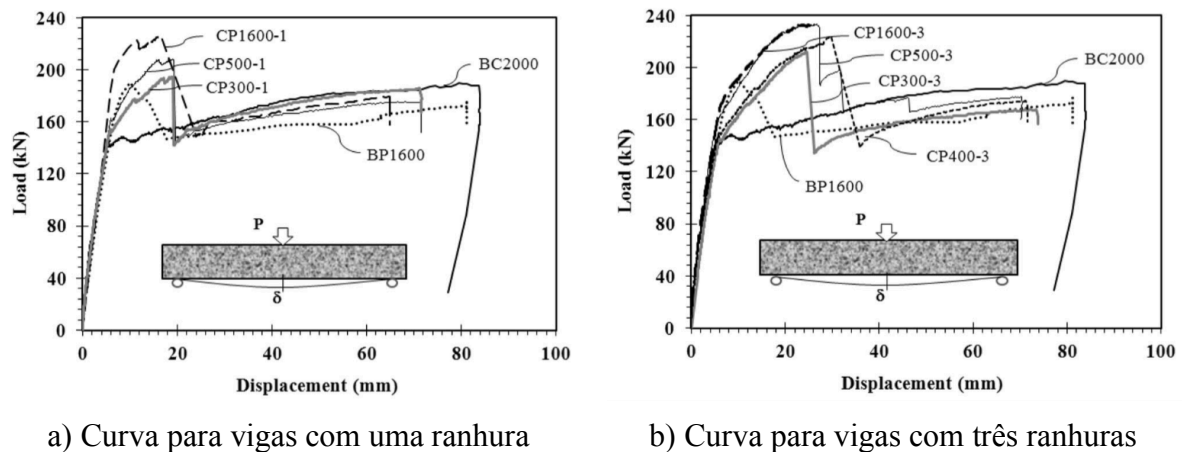


Figura 2.15: Curvas Carga x Deflexão (Fonte: Seo *et al*, 2016)

Dessa forma, os autores observaram que a utilização da técnica NSM apresenta uma capacidade de reforço superior à técnica EBR, devido à melhor aderência entre o reforço e o concreto proporcionada pelo NSM. Além disso, os autores também calcularam a carga resistente das vigas reforçadas pelas previsões do ACI 440.2R e observaram que os resultados obtidos foram adequados e consideraram os métodos de ruptura observados. Já em relação a quantidade de ranhuras, foi possível observar que ao distribuir as lâminas de PRFC em três ranhuras distintas, observa-se uma melhoria na força de ligação da ancoragem.

### 2.2.7. Lim (2013)

No seu estudo de 2013, Lim buscou estabelecer um método para o reforço à flexão de elementos de concreto. Para isso, ele analisou a aplicação desta técnica com a utilização de diversos tipos de argamassas para o cobrimento do concreto, análise que foi feita a partir da proposta de um programa experimental com sete vigas, sendo uma de referência (sem reforço externo) e as outras seis reforçadas com lâminas de PRFC pela técnica NSM, com diversas argamassas.

As vigas propostas possuíam seção retangular de 200 mm de largura, 300 mm de altura e comprimento de 3000 mm. A Figura 2.16 apresenta a seção transversal e longitudinal destas vigas, enquanto apresenta os dados do programa experimental.

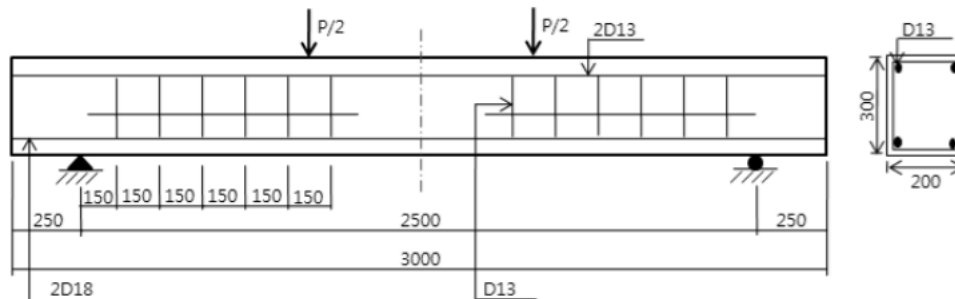


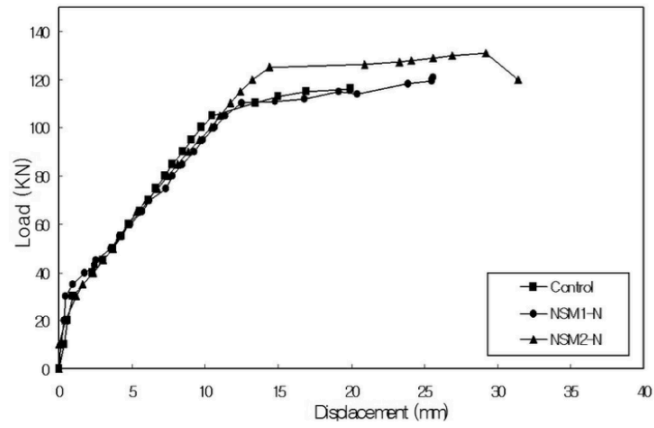
Figura 2.16: Geometria das vigas (Fonte: Kim, 2013)

As vigas foram rompidas pelo ensaio de quatro pontos e foram observados os seus modos de ruptura. Nas vigas NSM1-N, NSM1-E(A) e NSM1-E(B) foi observado o modo de ruptura DE, descolamento do PRFC do substrato de concreto, enquanto nas vigas NSM2-N, NSM2-E(A) e NSM2-E(B) foi observado o modo de ruptura CC, esmagamento do concreto. Os resultados observados nos ensaios são apresentados na Tabela 2.13.

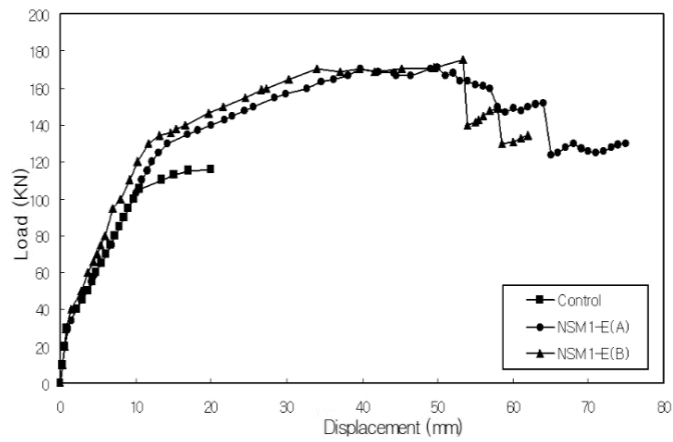
Tabela 2.13: Resultados experimentais (Fonte: Kim, 2013)

Specimens	CFRP Strip		Load Increase Ratio (%)
	Cracking Strength (kN)	Ultimate Strength (kN)	
CONTROL	30.0	120.0	-
NSM1-N	34.0	120.4	-
NSM2-N	32.0	132.5	-
NSM1-E(A)	37.0	170.3	41.9
NSM1-E(B)	37.0	178.2	48.5
NSM2-E(A)	45.0	224.5	87.1
NSM2-E(B)	47.0	218.7	82.3

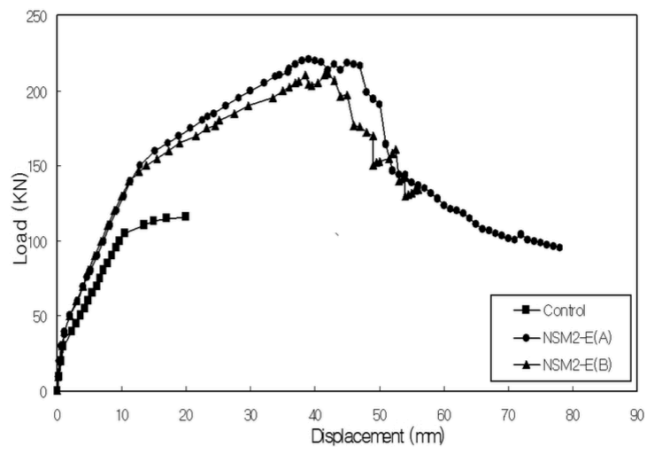
Além disso, foi analisada a deflexão das vigas, a partir das curvas de carga por deslocamento, como mostra a Figura 2.17.



a) Curva para vigas da série NSM-N



b) Curva para vigas da série NSM1-E



c) Curva para vigas da série NSM2-E

Figura 2.17: Curvas Carga x Deflexão (Fonte: Kim, 2013)



A partir destes resultados, o autor observou que a rigidez e a força inicial das vigas reforçadas com lâminas de PRFC pelo NSM apresentaram um aumento se comparadas à viga de referência. Assim, Lim concluiu que a utilização da técnica NSM combinada com argamassas de alta performance para o cobrimento do concreto é uma boa alternativa para o reforço de estrutural, devido às suas condições adequadas de durabilidade, o acréscimo de capacidade resistiva e a boa aparência proporcionada ao concreto.

### 2.2.8. Moon, Oh & Zi (2005)

Moon, Oh e Zi em 2005, realizaram um estudo para avaliar a eficiência da utilização da técnica NSM comparada com a técnica CNSM, que consiste em realizar cortes nos estribos e então instalar as lâminas de PRFC nas ranhuras.

Para realizar esta comparação, foi proposto um programa experimental com quatorze vigas de concreto armado, sendo duas vigas de referência e o restante reforçadas. A seção das vigas era retangular, com 250 mm de largura, 400 mm de altura e 3000 mm de comprimento. A Figura 2.18 apresenta as seções transversais das vigas propostas e a Tabela 2.14 apresenta os dados do programa experimental.

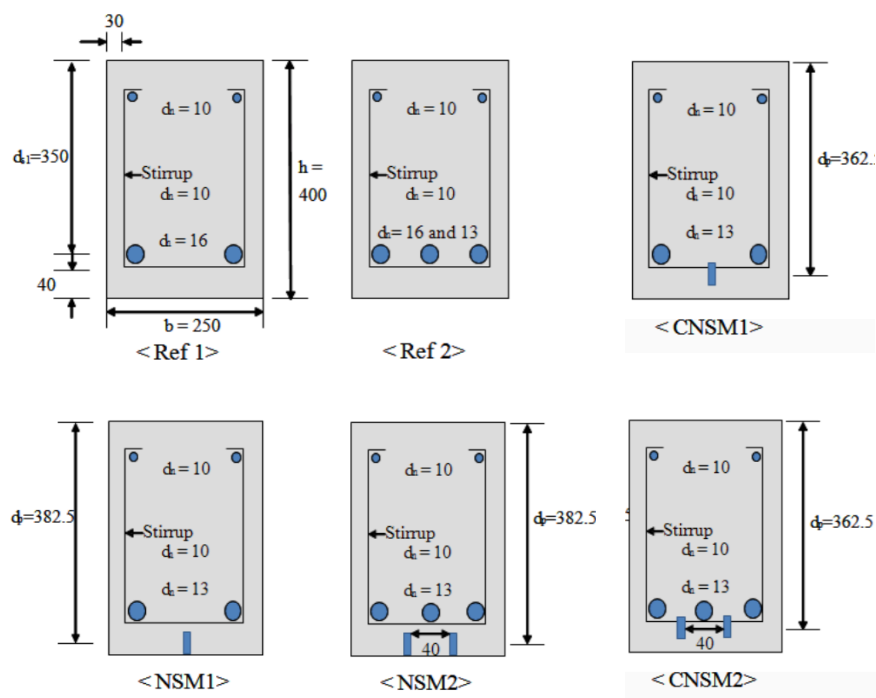


Figura 2.18: Geometria das vigas (Fonte: Moon *et al*, 2005)

Tabela 2.14: Dados do programa experimental (Fonte: Moon *et al*, 2005)

Specimen	Reinforcement ratio (Steel)	Strengthening ratio (CFRP strip)	Equivalent reinforcement ratio (%)	Embedment length
Ref1	0.00289 (2D13)	–	0.00289	–
Ref2	0.00434 (3D13)	–	0.00434	
NSM1–70	0.00289 (2D13)	1.2mm×25mm×1EA 0.000314 for NSM 0.000331 for CNSM	0.00315	1896mm (0.7L)
CNSM1–70			0.00316	
NSM2–32	0.00434 (3D13)	1.2mm×25mm×2EA 0.000627 for NSM 0.000662 for CNSM	0.00486	864mm (0.32L)
CNSM2–32			0.00489	
NSM2–48			0.00486	1296mm (0.48L)
CNSM2–48			0.00489	
NSM2–70			0.00486	1896mm (0.7L)
CNSM2–70			0.00489	
NSM2–80			0.00486	2160mm (0.8L)
CNSM2–80			0.00489	
NSM2–96			0.00486	2592mm (0.96L)
CNSM2–96			0.00489	

As vigas foram rompidas pelo ensaio de quatro pontos e os resultados obtidos são apresentados na Tabela 2.15.

Tabela 2.15: Resultados experimentais (Fonte: Moon *et al*, 2005)

Specimen	Initial cracking load (kN)	Failure Pattern	$P_{max}^{exp}$ (kN)	$M_{max}^{exp}$ (kN m)	Normalized moment (MPa)	Ratio
Ref1	33	a)*	104.0	66.04	2.1	–
Ref2	28	a)	125.9	79.94	2.5	–
NSM1–70	29	b)**	136.7	86.89	2.4	114%
CNSM1–70	35	b)	126.7	80.45	2.5	119%
NSM2–32	35	c)***	147.2	93.47	2.6	104%
CNSM2–32	38	b)	152.2	96.65	3.0	120%
NSM2–48	32	b)	185.1	117.54	3.2	128%
CNSM2–48	35	b)	150.2	95.38	2.9	116%
NSM2–70	35	b)	192.6	122.30	3.4	136%
CNSM2–70	35	b)	190.3	120.84	3.7	148%
NSM2–80	31	b)	173.2	109.98	3.0	120%
CNSM2–80	36	b)	189.4	120.27	3.7	148%
NSM2–96	33	b)	191.8	121.79	3.4	136%
CNSM2–96	39	b)	171.6	108.97	3.3	132%

Nesta tabela, o modo de ruptura a) refere-se ao escoamento do aço, b) refere-se ao esmagamento do concreto e escoamento do aço e c) refere-se ao descolamento das lâminas de PRFC.

Os autores utilizaram as recomendações do ACI 440.2R (2002) para prever o momento resistente das vigas ensaiadas e comparar os seus resultados com aqueles obtidos experimentalmente. Estes resultados são apresentados na Tabela 2.16, assim como a relação entre os valores teóricos e experimentais.

Tabela 2.16: Resultados analíticos (Fonte: Moon *et al*, 2005)

Specimen	Experimental			Predicted by Eq. (4)			
	$\epsilon_f$	$P_{\max}^{\text{exp}}$	$M_{\max}^{\text{exp}}$	$\epsilon_{fe}$	$M_{\max}^{\text{pre}}$	$P_{\max}^{\text{pre}}$	$P_{\max}^{\text{exp}} / P_{\max}^{\text{pre}}$
NSM1-70	0.79	136.7	86.8	1.63	76.84	121.0	1.13
CNSM1-70	0.95	126.7	80.5	1.63	76.83	121.0	1.05
NSM2-70	1.03	192.6	122.3	1.52	121.09	190.7	1.01
NSM2-80	1.13	173.2	110.0				0.91
NSM2-96	0.88	191.8	121.8				1.01
CNSM2-70	0.82	190.3	120.8	1.52	121.03	190.6	1.00
CNSM2-80	1.09	189.4	120.3				0.99
CNSM2-96	0.95	171.6	109.0				0.90

Assim como no trabalho de Barros *et al* (2007), foi utilizada uma formulação para estimar a deformação efetiva das fibras nesta técnica, visto que o ACI não trazia esta recomendação. Então, desta mesma forma, devido à diferença na determinação do valor da deformação efetiva do PRFC, os resultados encontrados por estes autores diferem daqueles apresentados no banco de dados.

Com isso, a partir destes resultados, Moon, Oh e Zi observaram que o efeito do corte dos estribos no padrão de fissuração das vigas foi insignificante, considerando a geometria analisada. Em relação ao modo de ruptura, quanto maior a profundidade de ancoragem das lâminas no método CNSM, este passa de destacamento do cobrimento do concreto para o esmagamento do concreto.

Além disso, os autores observaram que o comportamento à flexão das vigas reforçadas com a técnica NSM ou CNSM é muito similar. Com isso, para casos de vigas com cobrimento de concreto muito danificado ou com espessura limitada, a aplicação da técnica CNSM pode ser efetiva.

### 2.2.9. Yost, Gross, Dinehart & Mildenberg (2007)

Em seu estudo de 2007, Yost, Gross, Dinehart e Mildenberg buscaram avaliar o comportamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de PRFC pelo método NSM. Para

isso, os autores propuseram um programa experimental composto por quinze vigas de concreto armado, com seção transversal de largura variável, de 152,4 mm, 229 mm e 305 mm, e com altura constante de 190 mm. A geometria das vigas é apresentada na Figura 2.19.

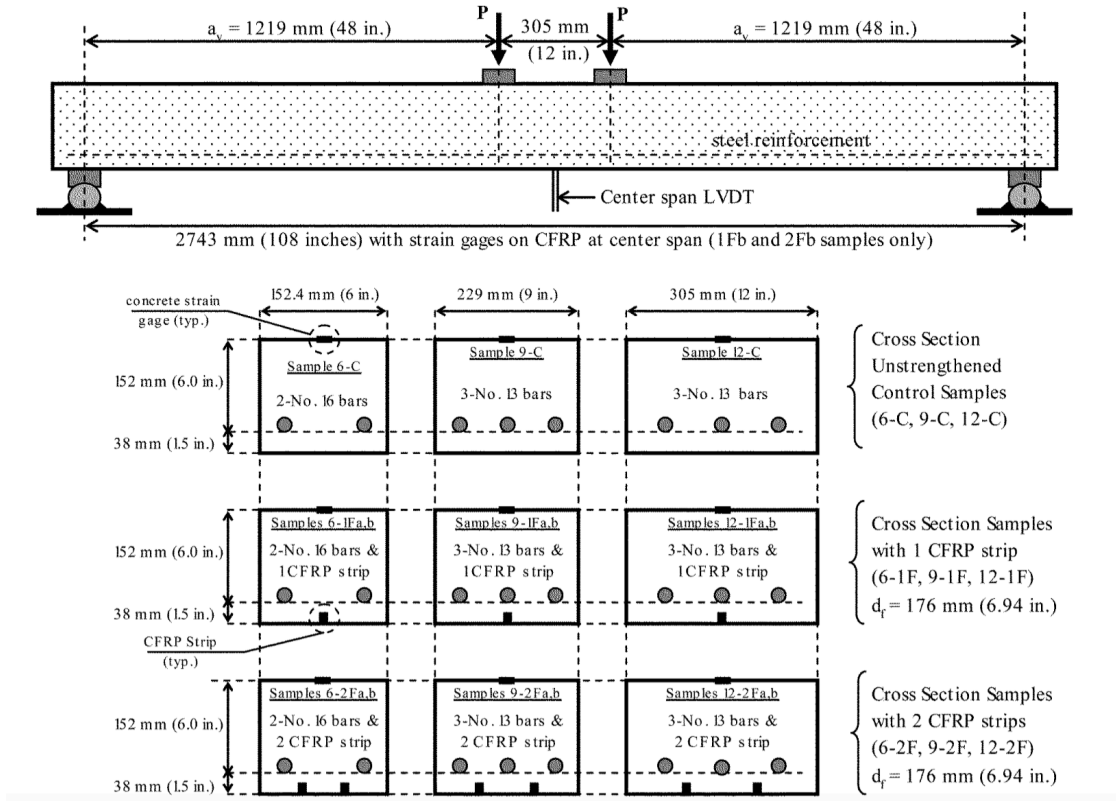


Figura 2.19: Geometria das vigas (Fonte: Yost *et al*, 2007)

Este programa experimental foi separado em três grupos de cinco vigas, onde as vigas do mesmo grupo possuíam a mesma seção transversal e taxa de armadura longitudinal. A Tabela 2.17 apresenta os dados do programa experimental.

Tabela 2.17: Parâmetros do programa experimental (Fonte: Yost *et al*, 2007)

Specimen	$\rho_s/\rho_{sb}^*$	$A_{fb}, \text{mm}^2 (\text{in.}^2)$	$A_f/A_{fb}$
6-C	0.684	-38.86 (-0.060)	NA
6-1Fa&b			-0.85
6-2Fa&b			-1.69
9-C	0.470	-1.04 (-0.0016)	NA
9-1Fa&b			-31.66
9-2Fa&b			-63.31
12-C	0.353	38.94 (0.060)	NA
12-1Fa&b			0.84
12-2Fa&b			1.69

Para este programa experimental, cada grupo possui uma viga de referência e quatro vigas reforçadas, sendo duas vigas de cada tipo especificado, ou seja, duas vigas reforçadas com uma lâmina de PRFC (6-1Fa&b, 9-1Fa&b, and 12-1Fa&b) e outras 2 vigas reforçadas com duas lâminas (6-2Fa&b, 9-2Fa&b, and 12-2Fa&b). Assim, as vigas identificadas com *a* e *b* são espécimes duplicados.

O programa experimental estudado buscava, dessa forma, avaliar dois parâmetros: a quantidade de aço e de PRFC das vigas reforçadas. Para isso, as vigas foram rompidas pelo ensaio de quatro pontos e os resultados são apresentados na Tabela 2.18.

Tabela 2.18: Resultados experimentais (Fonte: Yost *et al*, 2007)

Sample ID	Theory $P_n$ , kN (kip)	Measured		
		Yield $P_y$ , kN (kip)	Mechanism type *	Ultimate $P_{max}$ , kN (k)
6-C (control)	18.9 (4.25)	19 (4.28)	SY/CC	21.12 (4.75)
6-1Fa	21.8 (4.91)	20.9 (4.69)	CC	24.83 (5.58)
6-1Fb		21.3 (4.78)	CC	23.24 (5.23)
6-2Fa	23.9 (5.38)	24.4 (5.48)	CC	24.99 (5.62)
6-2Fb		24.7 (5.56)	CC	26.94 (6.06)
9-C (control)	20.6 (4.63)	22.4 (5.03)	SY/CC	25.29 (5.69)
9-1Fa	25.6 (5.76)	25.3 (5.70)	CC	28.22 (6.34)
9-1Fb		24.5 (5.50)	CC	27.93 (6.28)
9-2Fa	29.0 (6.53)	27.7 (6.22)	CC	37.05 (8.33)
9-2Fb		25.0 (5.63)	CC	35.82 (8.05)
12-C (control)	21.2 (4.76)	21.5 (4.84)	SY/CC	23.52 (5.29)
12-1Fa	27.9 (6.28)	24.7 (5.56)	TR	29.59 (6.65)
12-1Fb		25.9 (5.81)	TR	31.01 (6.97)
12-2Fa	32.8 (7.38)	26.5 (5.97)	CC	33.80 (7.60)
12-2Fb		28.0 (6.30)	CC	41.77 (9.39)

Nesta tabela, o modo de ruptura SY refere-se ao escoamento do aço, CC ao esmagamento do concreto e TR à tensão de ruptura do PRFC.

Assim, a partir deste estudo os autores observaram que em nenhuma viga analisada foi detectado descolamento do PRFC e que todas as vigas reforçadas apresentaram carga última superior às suas respectivas vigas de referência. Em relação à tensão última, foram observados acréscimos de 10% a 78% nas vigas reforçadas, em comparação às de referência, sendo este acréscimo inversamente proporcional à relação  $\rho_s/\rho_{sb}$ .

Além disso, os autores observaram que a técnica NSM mostrou-se adequada para garantir a transferência de força entre o PRFC, a resina epóxi e o concreto, permitindo o desenvolvimento da resistência à tração total das lâminas de PRFC.

### 2.2.10. Coelho, Silva, Cruz & Barros (2011)

Em 2011, Coelho, Silva, Cruz e Barros realizam um estudo comparativo de diferentes técnicas no reforço à flexão de vigas de concreto armado com PRFC. Para isso, foi proposto um programa experimental com duas séries de quatro vigas de concreto armado, onde uma série foi destinada à ensaios monotônicos de ruptura e a outra à ensaios de fadiga.

Cada série possuía uma viga de referência (REF) e três vigas reforçadas de acordo com cada uma das técnicas de reforço em estudo, nomeadamente, EBR, NSM e MF-EBR. As vigas tinham seção transversal de 200 mm de largura, 300 mm de altura e distância entre apoios de 2000 mm. A Figura 2.20 mostra a seção transversal de cada tipo de viga proposto e a sua seção longitudinal.

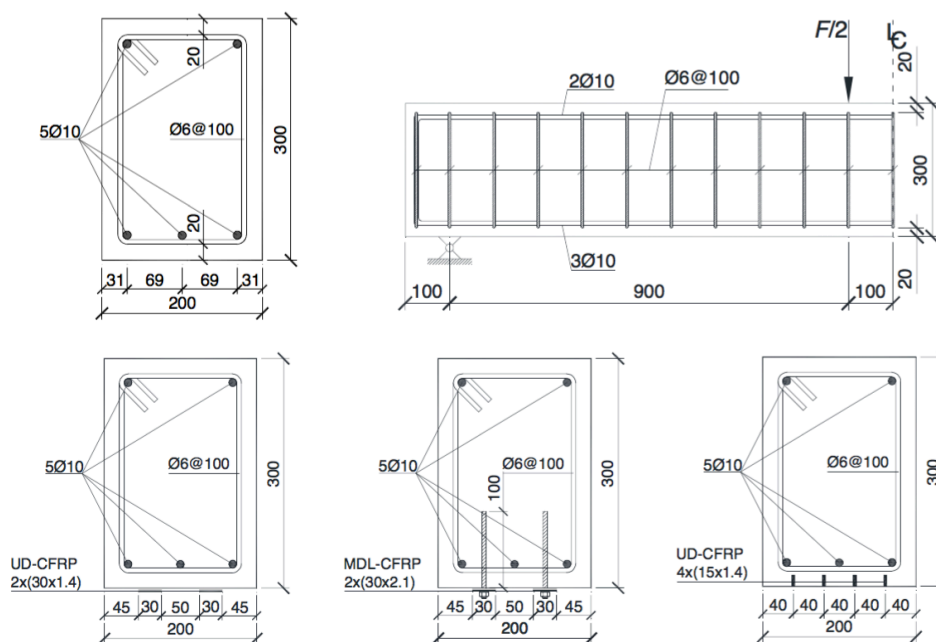


Figura 2.20: Geometria das vigas (Fonte: Coelho *et al*, 2011)

A Tabela 2.19 apresenta os dados das vigas propostas, onde  $\rho_{s,eq}$  é a porcentagem equivalente de armadura longitudinal de cada viga.

Tabela 2.19: Dados do programa experimental (Fonte: Coelho *et al*, 2011)

Viga	Tipo de laminado	N.º de laminados	$t_f$ [mm]	$L_f$ [mm]	$W_f$ [mm]	$\rho_{s,eq}$ [%]
REF	-	-	-	-	-	0.439
EBR	Unidireccional	2	1.41	1400	30	0.550
MF-EBR	Multidireccional	2	2.07	1400	30	0.553
NSM	Unidireccional	4	1.41	1400	15	0.561

As vigas foram ensaiadas por um sistema de quatro pontos de cargas, durante o qual foram observados os modos de ruptura de cada espécime. A Tabela 2.20 apresenta os resultados do ensaio realizado, sendo que o modo de ruptura D representa o descolamento do PRFC, B é o esmagamento do concreto e R é o destacamento do cobrimento de concreto.

Tabela 2.20: Resultados experimentais (Fonte: Coelho *et al*, 2011)

Viga	Início fendilhação		Cedência		Carga Última		$\delta_{max}/\delta_y$	$\epsilon_{fy}/\epsilon_{fu}$ [%]	$\epsilon_{fmax}/\epsilon_{fu}$ [%]	Modo de rotura**
	$\delta_{cr}$ [mm]	$F_{cr}$ [kN]	$\delta_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$\delta_{max}$ [mm]	$F_{max}$ [kN]				
REF	0.36	29	3.8	70	22.6	79.3	5.95	-	-	-
EBR	0.27	25	4.1	90	7.4	108.4 (37%)*	1.80	24.0	36.6	D
MF-EBR	0.38	32	4.2	96	18.3	148.2 (87%)*	4.35	15.8	69.3	B
NSM	0.40	29	4.9	104	14.6	147.3 (86%)*	2.98	23.4	63.3	R

A partir dos dados obtidos nos ensaios, foi plotado um gráfico que relaciona a força com o deslocamento observado nas vigas, como mostra a Figura 2.21.

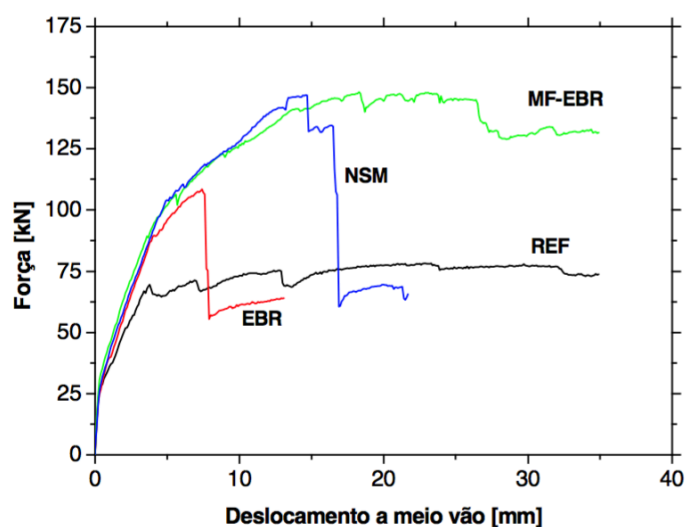


Figura 2.21: Curva Força x Deslocamento (Fonte: Coelho *et al*, 2011)

Os autores observaram que, em relação às vigas de referência, as vigas reforçadas obtiveram um aumento na capacidade de carga de 37%, 87% e 86%, para as técnicas EBR, MF-EBR e NSM, respectivamente.

Quando comparado com a técnica EBR, o sistema MF-EBR permitiu um aumento de capacidade de carga de cerca de 37%, devido as ancoragens, que contribuíram para a maior eficácia da técnica de reforço MF-EBR. Assim, a presença das ancoragens evitou a descolagem prematura dos laminados, bem como o destacamento da camada de concreto de recobrimento.

Com isso, em relação à carga máxima atingida e a flecha observada na ruptura, a técnica MF-EBR mostrou-se mais eficiente. Porém, após o escoamento da armadura longitudinal, os autores observaram uma rigidez um pouco maior na viga reforçada com NSM, o que pode ser justificado pela maior eficiência desta técnica, uma vez que as lâminas estão totalmente incorporadas no concreto.

### 2.2.11. Ibrahim, Fattah, Kotb & Mjeed (2014)

Com o intuito de avaliar o comportamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de PRFC pelo método NSM, Ibrahim, Fattah, Kotb e Mjeed propuseram um estudo em 2014. Este estudo propôs um programa experimental com quatro vigas de concreto armado, sendo uma viga de referência e as outras três reforçadas. As vigas são retangulares e apresentam seção com largura de 200 mm, altura de 400 mm e comprimento de 2000 mm.

A Figura 2.22 apresenta a seção transversal e a seção longitudinal das vigas propostas, enquanto a Tabela 2.21 traz os dados do programa experimental.

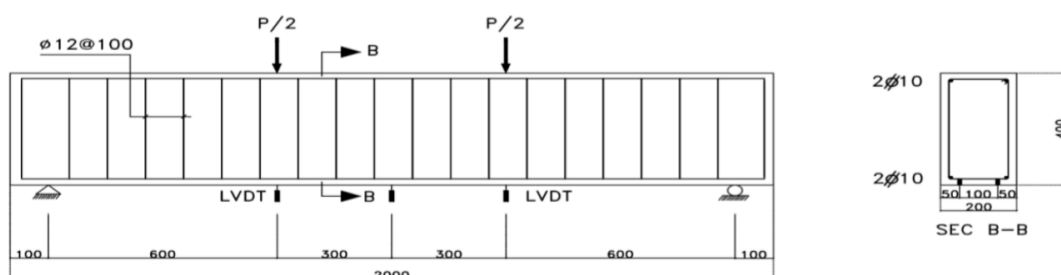


Figura 2.22: Geometria das vigas (Fonte: Ibrahim *et al*, 2014)

Tabela 2.21: Dados do programa experimental (Fonte: Ibrahim *et al*, 2014)



<b>Specimen</b>	<b>Steel bars</b>	<b>CFRP Strips (Thick mm x Width mm)</b>	<b>Number of Strips</b>	<b><math>A_{CFRP} / A_{Steel}</math></b>
B1	2 $\phi$ 10	-----	-----	-----
B2	2 $\phi$ 10	1.2 x 25	2	0.38
B3	2 $\phi$ 10	1.2 x 37.5	2	0.57
B4	2 $\phi$ 10	1.2 x 50	2	0.76

As dimensões das ranhuras e a quantidade de lâminas utilizadas no reforço são apresentados na Tabela 2.22.

Tabela 2.22: Dados do programa experimental (Fonte: Ibrahim *et al*, 2014)

<b>Specimen</b>	<b>Groove Dimensions (Thick mm x Width mm)</b>	<b>Number of Strips</b>
B1	-----	-----
B2	3.0 x 40	2
B3	3.0 x 50	2
B4	3.0 x 50	2

As vigas foram ensaiadas por um esquema de carregamento de quatro pontos, observando o seu modo de ruptura. Assim, a viga B1 apresentou um modo de ruptura dado pelo esmagamento do concreto após o escoamento do aço, enquanto nas vigas reforçadas observou-se uma ruptura dada pelo esmagamento do concreto em volta das ranhuras. A Tabela 2.23 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 2.23: Resultados experimentais (Fonte: Ibrahim *et al*, 2014)

<b>Specimen</b>	<b>Peak load (Ton)</b>	<b>Maximum measured strain in the CFRP strip <math>\epsilon</math> max (<math>\mu\epsilon</math>)</b>	<b>Ratio of <math>\epsilon</math> max to ultimate tensile strain</b>
B1	11	-----	-----
B2	26	5000	0.37
B3	31	5500	0.40
B4	29	5900	0.43

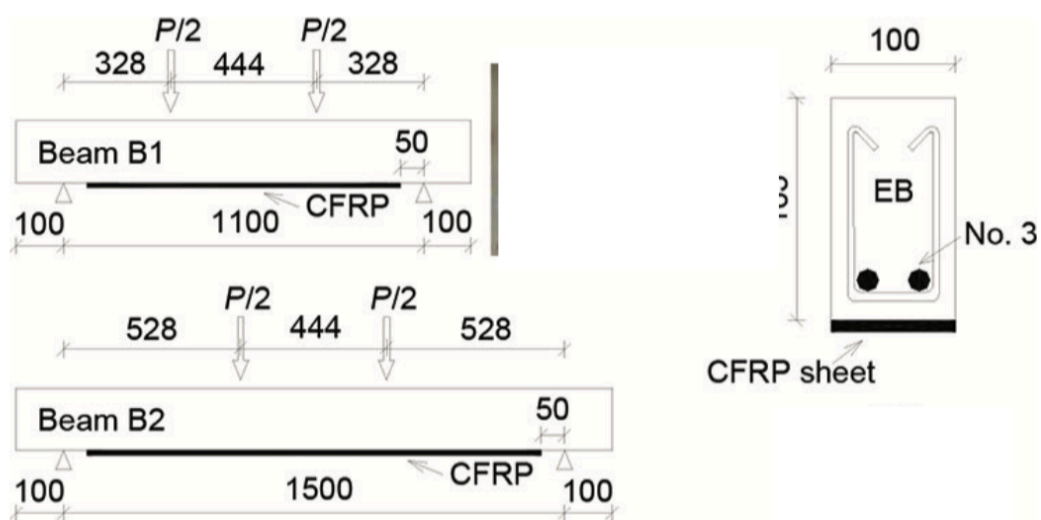
Assim, a viga B2 apresentou um acréscimo de capacidade de carga de 136%, se comparada à viga de referência, enquanto as vigas B3 e B4 apresentaram acréscimos de 181% e 164%, respectivamente.

A partir dos ensaios realizados, os autores observaram que quanto maior a área de reforço aplicada na viga (considerando o PRFC e o aço), menor é a espessura das fissuras, devido ao aumento da rigidez. Assim, observou-se que com a utilização de PRFC para o reforço de elementos de concreto pela técnica NSM, é possível atingir acréscimos consideráveis na carga última das vigas e na rigidez após a fissuração.

### 2.2.12. Kim, Hmidan & Yazdani (2015)

Em 2015, Kim, Hmidan e Yazdani apresentaram um estudo experimental sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de PRFC pelo método NSM. Para isso, foi proposto um programa experimental com nove vigas de concreto armado, variando o seu comprimento com a finalidade de avaliar a influência da relação  $a/d$  no seu comportamento.

As vigas propostas possuíam seção retangular com 100 mm de largura, 165 mm de altura e 2100 mm de comprimento. A Figura 2.23 apresenta a seção transversal e longitudinal das vigas propostas e a Tabela 2.24 apresenta os dados do programa experimental.



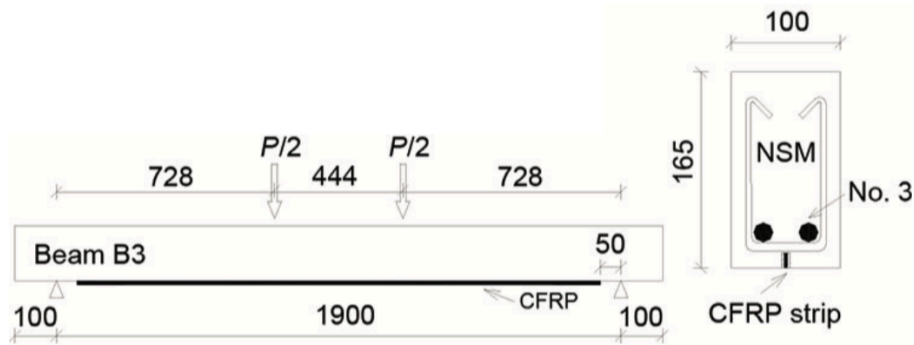


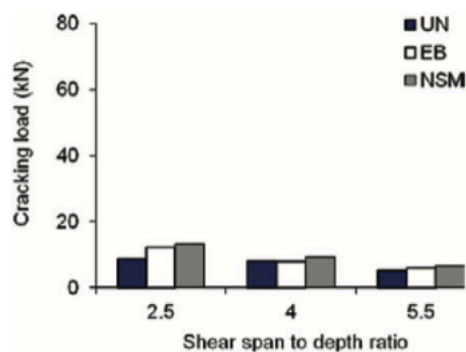
Figura 2.23: Geometria das vigas (Fonte: Kim *et al*, 2015)

Tabela 2.24: Dados do programa experimental (Fonte: Kim *et al*, 2015)

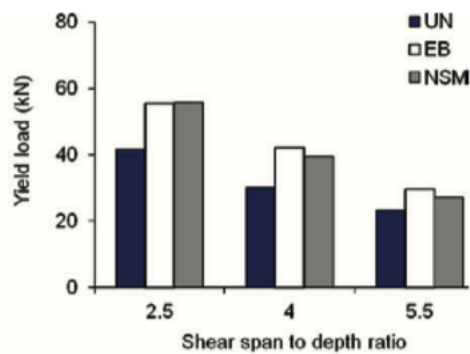
Beam ID	CFRP	Geometric property			Failure mode	
		Beam length, mm (ft)	Shear span, mm (in.)	$a/d^*$	Primary	Secondary
B1-UN	None	1300 (4.3)	328 (12.9)	2.5	Concrete crushing	Shear-compression failure
B1-EB	Sheet				End-peeling	Shear-compression failure
B1-NSM	Strip				Shear-induced debonding	Concrete crushing
B2-UN	None	1700 (5.6)	528 (20.8)	4.0	Concrete crushing	Shear-compression failure
B2-EB	Sheet				End-peeling	Shear-compression failure
B2-NSM	Strip				Shear-induced debonding	Concrete crushing
B3-UN	None	2100 (6.9)	728 (28.7)	5.5	Concrete crushing	Shear-tension failure
B3-EB	Sheet				End-peeling	Shear-tension failure
B3-NSM	Strip				Concrete crushing	None

O termo  $a/d$  corresponde à relação entre a distância de aplicação da carga e do ponto de apoio ( $a$ ) e a altura útil da viga ( $d$ ). As vigas foram ensaiadas pelo método de aplicação de carga de quatro pontos e foram realizadas diversas análises. O modo de ruptura apresentado na tabela acima refere-se àquele observado durante os ensaios.

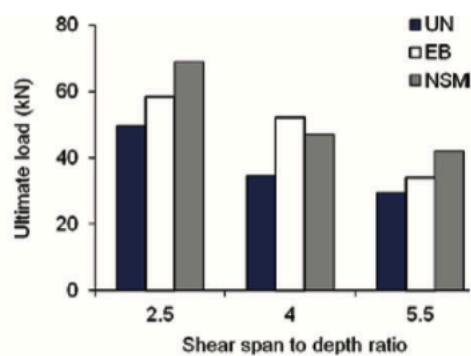
Foi avaliado o efeito do reforço das vigas nas suas cargas de fissuração, de escoamento e última, como apresentado nos gráficos da Figura 2.24.



a) Carga de fissuração



b) Carga de escoamento



c) Carga última

Figura 2.24: Efeito do reforço das vigas nas cargas (Fonte: Kim *et al*, 2015)

A partir destes gráficos, percebe-se que a variação do parâmetro  $a/d$  e da técnica de reforço não exerceram influência significativa sobre a carga de fissuração das vigas.

Os autores também realizaram análises acerca da dissipação de energia e da deflexão das vigas. Como estas análises não são o foco deste trabalho, elas não serão apresentadas.

Assim, a partir dos ensaios realizados, os autores concluíram que a relação  $a/d$  das vigas influencia no comportamento das vigas reforçadas, pois eles observaram que quanto maior a relação  $a/d$ , maior a deformabilidade atingida, reduzindo o efeito do arqueamento dos espécimes.

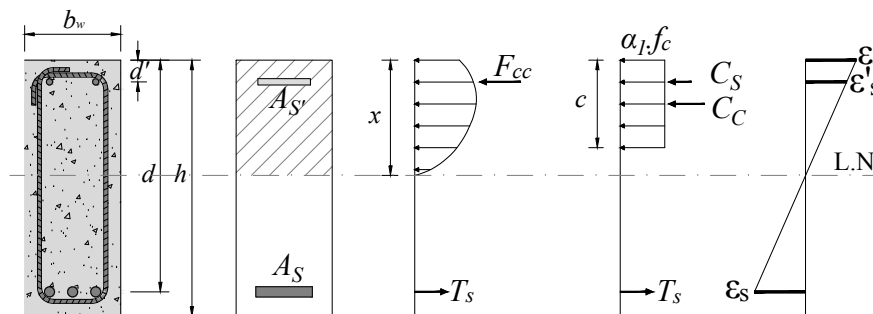
Com isso, os autores verificaram a influência da relação entre a distância  $a$  e a altura  $d$  no comportamento das vigas reforçadas com PRFC.

### 2.3. COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM PRFC

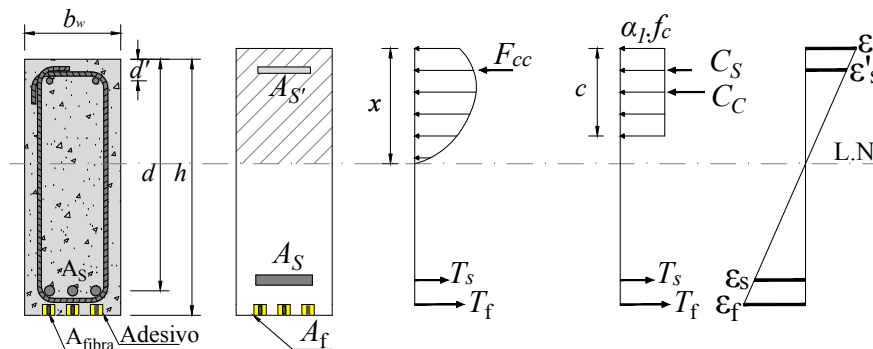
Como definido anteriormente, este trabalho tratará apenas dos casos de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC pelo método NSM.

Considera-se que o polímero reforçado com fibra de carbono (PFRC), submetido a tração, apresenta um comportamento linear elástico até a ruptura. As propriedades mecânicas da fibra dependem do material utilizado e do seu processo de fabricação, sendo as mais comuns aquelas que apresentam módulo de elasticidade próximo ao do aço, cerca de 200 GPa.

Ao analisar o comportamento de vigas fletidas, pode-se comparar o comportamento de vigas reforçadas com fibras de carbono com vigas simples de concreto armado, sem reforço externo. A Figura 2.25 mostra o comportamento deste elementos, de onde percebe-se que a diferença consiste em uma parcela adicional nas vigas reforçadas, proveniente da contribuição da fibra de carbono na resistência à tração e que causa uma alteração na altura da linha neutra.



a) Mecanismo de ruptura de vigas de concreto armado sem reforço



b) Mecanismo de ruptura de vigas de concreto armado com reforço de PRFC

Figura 2.25: Mecanismo de Ruptura de vigas de concreto armado

De forma mais descritiva, será analisado o comportamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com PRF pelo método NSM.

### **2.3.1. Comportamento à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com PRF**

O modo de ruptura de uma viga de concreto armado pode ser dúctil ou frágil, dependendo da taxa de armadura à flexão do elemento. Ao assumir que o aço da armadura escoou ao mesmo tempo que o concreto na zona comprimida esmagou, é possível obter a taxa de armadura à flexão balanceada. Caso a viga apresente uma taxa de reforço à flexão mais baixa ou igual à taxa balanceada, há uma tendência à modos de ruptura dúcteis, com escoamento da armadura, enquanto que para os demais casos, a ruptura deveria ser frágil.

Antes de analisar o comportamento de elementos reforçados, deve-se ressaltar que o cálculo da resistência à flexão de uma estrutura de concreto armado reforçado com fibras de carbono deve seguir algumas considerações, como:

- No cálculo devem prevalecer os critérios de Bernoulli, que afirmam que as seções planas permanecem planas após a ocorrência dos carregamentos e que as deformações são linearmente proporcionais à sua distância à linha neutra;
- Deve-se desprezar a resistência à tração do concreto;
- Limita-se a deformação do concreto, que não pode ultrapassar um determinado limite fornecido por norma, sendo 3,0‰ para as recomendações do ACI;
- A aderência entre o sistema composto e o substrato de concreto deve ser considerada perfeita;
- Deve-se considerar uma deformação linear até a ruptura no sistema composto.

A partir destas considerações, é possível iniciar o cálculo dos elementos reforçados. A Figura 2.25.(b) representa o esquema de comportamento de uma viga de concreto armado submetida à flexão reforçada com PRF pelo método NSM. Neste esquema o bloco de altura  $c$  representa a distribuição de tensões aproximadas deste elemento, sendo que o parâmetro  $c$  pode ser estimado a partir da Equação 2.1, considerando o estado limite último.

$$c = \beta_1 \cdot x \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

$c$  é o altura do bloco retangular de distribuição de tensões aproximadas de uma viga;

$x$  é a altura da linha neutra;

$\beta_1$  é um coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo.

A definição do parâmetro  $\beta_1$  depende da metodologia de calculo utilizada, podendo até receber outros nomes, como no *fib Bulletin 14* (2001), onde utiliza-se o parâmetro  $\Psi$ .

Para efetuar o cálculo do momento resistente do elemento reforçado com fibra, percebe-se que a mudança efetiva encontra-se no surgimento de uma nova parcela de força no bloco de tração da seção transversal da viga, que será a força de tração na fibra.

Assim, o momento resistente deste elemento deve considerar uma a parcela adicional de contribuição, referente à ação da fibra. Com isso, deve ser determinado o valor da tensão efetiva na fibra ( $f_{fe}$ ), como mostra a Equação 2.2.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

$E_f$  é o módulo de elasticidade da fibra;

$\varepsilon_{fe}$  é a deformação efetiva da fibra.

Nesse caso a deformação efetiva na fibra depende das considerações efetuadas por cada modelo de cálculo e será abordada de forma mais detalhada na descrição da metodologia do trabalho.

Ao avaliar a aplicabilidade do reforço estrutural com materiais compósitos, deve-se observar as taxas de armadura do elemento. Caso as taxas de armadura de flexão inicial ( $\rho$ ) dos elementos forem inferiores às taxas de armadura balanceada ( $\rho_b$ ), o reforço à flexão de vigas com PRFC mostra-se como uma opção adequada. Isto ocorre pois, para esta situação, a

deformação nas fibras superiores comprimidas atinge um valor em que o concreto esmaga ao mesmo tempo que a deformação nas barras tracionadas atinge o escoamento. Dessa forma, para qualquer taxa de armadura superior à esta, o reforço será pouco eficiente, já que o modo de ruptura estaria associado ao esmagamento do concreto e não à ruptura do aço ou do PRFC, ou seja, ocorreria uma ruptura abrupta e com poucos avisos.

Para efetuar esta análise é preciso conhecer a taxa de armadura balanceada ( $\rho_b$ ), que pode ser obtida pela Equação 2.3.

$$\rho_b = \frac{c \cdot f_c}{f_{ys}} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ys}} \right) + \frac{\rho' \cdot f'_{ys}}{f_{ys}} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

$c$  é o valor que aproxima a parábola de compressão do concreto a um bloco linear, recebendo em geral o valor de 0,85, como na Figura 2.25;

$f_c$  é a resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ys}$  é a tensão de escoamento da armadura tracionada;

$\varepsilon_{cu}$  é a deformação de ruptura do concreto;

$\varepsilon_{ys}$  é a deformação de escoamento da armadura tracionada;

$\rho'$  é a taxa de armadura na parte comprimida da viga;

$f'_{ys}$  é a tensão de escoamento do aço na parte comprimida da viga.

Para casos em que deseja-se verificar as condições de uma viga já reforçada com PRFC ou comparar os seus parâmetros com o de uma viga não reforçada, é necessário estabelecer uma relação entre a área de fibra do reforço e a área de aço das armaduras. Esta relação fornece uma taxa de armadura de aço equivalente após o reforço ( $\rho_r$ ), a qual é obtida pela Equação 2.4.



$$\rho_r = \rho + \frac{A_f \cdot E_f}{b_w \cdot h \cdot E_s}$$

Equação 2.4

Onde:

$\rho$  é a taxa de armadura de flexão total da viga antes do reforço;

$A_f$  é a área do reforço aplicado na viga;

$E_f$  é o módulo de elasticidade do PRFC;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço;

$b_w$  é a largura da viga;

$h$  é a altura da viga.

As demais considerações dos modelos de cálculo das vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC pelo NSM serão apresentadas no Capítulo 3.

## **2.4. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS REFORÇADAS COM PRFC PELO NSM**

Conforme apresentado pelos trabalhos analisados, a resistência à flexão das vigas de concreto armado reforçadas com PRFC pelo NSM é influenciada pela taxa de armadura de flexão, a taxa de reforço com PRFC, a taxa de armadura de aço equivalente após o reforço, a resistência à compressão do concreto, a altura útil da viga e a deformação última do PRFC.

### **2.4.1. Taxa de armadura de flexão**

A taxa de armadura de flexão total da viga ( $\rho$ ), dada pela relação entre a área de aço da armadura – inferior e superior – e a área de concreto, interfere na resistência à flexão de vigas de concreto

armado reforçadas, o que pode ser evidenciado pelo modelo adotado para o cálculo do momento resistente das vigas, cujo valor depende da área de aço de armadura utilizada.

#### **2.4.2. Taxa de reforço com PRFC**

A taxa de reforço com PRFC ( $\rho_f$ ), dada pela relação entre a área de reforço de fibra e a área de concreto, interfere na resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas, o que pode ser evidenciado pelo modelo adotado para o cálculo do momento resistente das vigas, cujo valor depende da área de fibra utilizada.

Como apresentado por Kang *et al* (2005), ao analisar vigas de concreto armado com taxas de armadura de flexão total ( $\rho$ ) constantes e taxas de reforço com PRFC ( $\rho_f$ ) diversas, foi possível observar que as vigas reforçadas com uma área superior de fibra, ou seja, uma taxa de reforço superior, apresentaram um valor maior de carga última de ruptura, o que influencia diretamente na resistência à flexão das vigas de concreto armado reforçadas com PRFC.

#### **2.4.3. Taxa de armadura de aço equivalente após o reforço**

A fim de estabelecer uma relação entre a área de fibra do reforço e a área de aço das armaduras é possível analisar a taxa de armadura de aço equivalente após o reforço ( $\rho_r$ ), dada pela Equação 2.4 apresentada anteriormente. Esta taxa permite uma avaliação conjunta das taxas de reforço de aço e de fibra e, conseqüentemente, também exerce influência na resistência à flexão das vigas reforçadas.

Fortes *et al* (2002) realizou ensaios em vigas de concreto armado reforçadas à flexão com diferentes taxas de armadura de aço equivalentes após o reforço, onde foi possível observar, como esperado, que quanto maior o valor deste parâmetro, maior a carga última experimental suportada pela viga.

#### **2.4.4. Resistência à compressão do concreto**

Fundamentalmente, a resistência à flexão de uma viga de concreto armado é função direta da resistência à tração do concreto. Como em geral esta resistência é obtida correlacionando-a com sua resistência à compressão, as formulações teóricas existentes e as pesquisas experimentais costumam depender deste valor, visto que a definição da altura da linha neutra depende diretamente deste parâmetro, o que influencia o valor do momento resistente teórico.

#### **2.4.5. Altura útil da viga**

É intuitivo que uma viga de altura útil ( $d$ ) maior suporte uma carga superior e, dessa forma, apresente uma resistência à flexão superior. Assim, valores maiores de altura útil do elemento proporcionam um momento resistente superior, pois tornam o braço de alavanca de cada força normal atuando na seção superior, aumentando o seu respectivo momento de contribuição.

#### **2.4.6. Deformação efetiva do PRFC**

Os valores de deformação efetiva no PRFC ( $\varepsilon_{fe}$ ) são um parâmetro utilizado para obter o valor de tensão efetiva da fibra. Esta tensão efetiva é utilizada para determinar o valor do momento resistente teórico e, dessa forma, influencia a resistência à flexão das vigas reforçadas com PRFC.

Em seus estudos, Khalifa (2016) observou que, ao analisar duas vigas de concreto armado com os mesmo parâmetros, variando apenas a disposição dos lâminas de carbono, foram obtidos valores distintos de deformação efetiva do PRFC. Neste caso, observou-se uma carga última superior na viga em que foi obtida uma deformação última do PRFC maior e, dessa forma, o momento último mostrou-se superior para o elemento com maior deformação da fibra.

### **2.5. MODOS DE RUPTURA**

Ao aplicar determinada técnica de reforço estrutural e realizar análises sobre a sua eficiência e

comportamento, deve-se compreender sobre os possíveis modos de ruptura de elementos fletidos reforçados com as determinadas técnicas que utilizam PRFC. A forma mais direta de compreender estes mecanismos de ruptura é a partir da execução de ensaios experimentais, que permitem avaliar de forma visual estes mecanismos e os parâmetros que influenciam na capacidade resistente de um elemento reforçado.

Os mecanismos de ruptura de uma viga de concreto armado reforçada à flexão podem limitar o aumento da sua capacidade resistente. Assim, alguns modos de ruptura ocorrem de maneira frágil e outros de maneira mais dúctil, sendo os mecanismos frágeis os mais indesejados e aqueles que devem ser inicialmente verificados no processo de dimensionamento do reforço.

Desta forma, para compreender o comportamento dos elementos reforçados com materiais compósitos e dimensioná-los de forma adequada, segura e efetiva, é necessário conhecer os mecanismos de ruptura do sistema de reforço aplicado. Diversos autores como Saadatmanesh e Ehsani (1991), Buyukosturk e Hearing (1997), Arduini *et al* (1997), Triantafillou (1998) e Beber (1999) apontam para a necessidade de se estabelecer uma classificação e critérios de falha/ruptura para a análise de elementos estruturais reforçados com compósitos.

Para analisar o banco de dados do presente trabalho, serão utilizados os modos de ruptura considerados pelo ACI 440.2R (2017). Segundo esta recomendação, a resistência à flexão de uma seção depende do controle do modo de ruptura e, baseado nos trabalhos de Gangarao e Vijay (1998), o ACI define cinco modos de ruptura que devem ser analisados para uma seção reforçada com PRF, os quais são apresentados na Tabela 2.25.

Tabela 2.25: Modos de ruptura em elementos fletidos reforçados com PRF

<b>Modo de Ruptura</b>	<b>Sigla</b>
Ruptura por esmagamento do concreto por compressão antes do escoamento do aço	CC
Ruptura por escoamento do aço seguida pelo esmagamento do concreto	
Ruptura por escoamento do aço seguida pela ruptura do sistema PRF	RF
Ruptura por delaminação por cisalhamento/tração da cobertura de concreto, com o destacamento do PRF (Delaminação do cobrimento)	FL
Ruptura por descolamento do PRF do substrato de concreto (Descolamento do PRF)	DE

Como muitos trabalhos não esclarecem sobre o escoamento do aço na ruptura dos elementos, a ruptura por esmagamento do concreto antes e depois do escoamento do aço serão tratadas como um único grupo de ruptura, dado pela sigla CC.

Segundo esta classificação, os modos de ruptura que consideram um escoamento prévio do aço caracterizam um comportamento dúctil da viga analisada, o que é desejável. Já para os demais modos de ruptura, que ocorrem antes do escoamento do aço, observa-se uma estrutura de comportamento frágil, o que deve ser evitado.

Um comportamento dúctil é desejável pois, nestes casos, o elemento dá avisos antes de atingir a ruptura, visto que este sofre uma grande deformação, devido ao escoamento do aço das armaduras. Por outro lado, um comportamento frágil proporciona modos de ruptura repentinos, os quais mostram-se mais perigosos e devem ser evitados no dimensionamento.

O esmagamento do concreto ocorre se a deformação de compressão do concreto ( $\epsilon_c$ ) atingir o seu valor máximo de deformação utilizável ( $\epsilon_{cu}$ ), ou seja, se  $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,003$ . O modo de ruptura por esmagamento do concreto antes do escoamento do aço (CC) pode ser evidenciado no esquema da Figura 2.26.

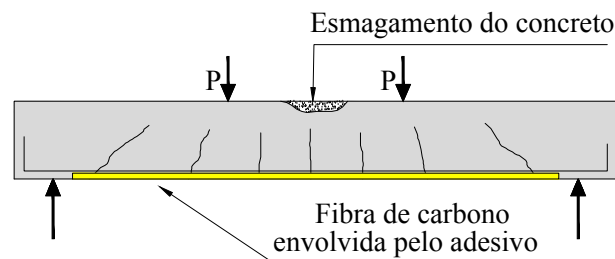


Figura 2.26: Ruptura dada pelo esmagamento do concreto antes do escoamento do aço (CC)

A ruptura por escoamento do aço seguida pela ruptura do sistema PRF ocorre quando o aço já atingiu a sua deformação de escoamento e a deformação do PRF atinge o valor máximo de deformação de ruptura da fibra ( $\epsilon_f = \epsilon_{fu}$ ), ocasionando a sua ruptura. Este estado deve ocorrer antes que o concreto atinja a sua deformação máxima. A Figura 2.27 representa este modo de ruptura.

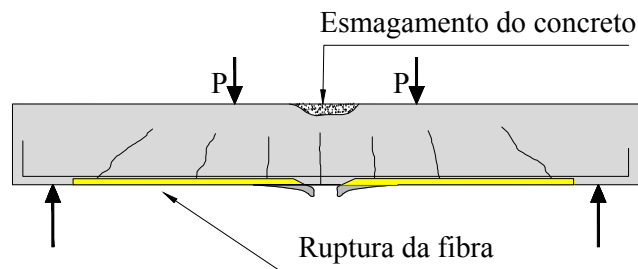


Figura 2.27: Ruptura dada pelo escoamento do aço seguida pela ruptura do PRF (RF)

O escoamento do aço seguido pelo esmagamento do concreto ocorre de modo análogo ao modo de ruptura acima descrito. Neste caso o valor máximo de deformação utilizável do concreto ( $\epsilon_{cu}$ ) é atingido após o aço atingir a sua deformação de escoamento, ocasionando um esmagamento do concreto após o escoamento do aço. Este modo de ruptura é representado na Figura 2.28.

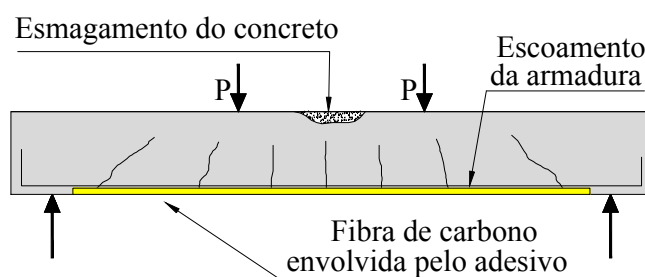


Figura 2.28: Ruptura dada pelo escoamento do aço seguida pelo esmagamento do concreto (CC)

A delaminação do cobrimento ou a descolamento do PRF podem ocorrer caso a força no PRF não possa ser sustentada pelo substrato do concreto. O comportamento de descolamento da fibra é descrito com este nome independente de onde plano de ruptura se propagar ao longo da região do substrato PRF – adesivo, como é representado pela Figura 2.29. Já a delaminação do cobrimento é dada pela Figura 2.30.



Figura 2.29: Ruptura dada pelo descolamento do PRF (DE)

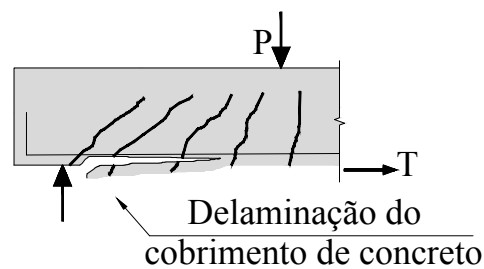


Figura 2.30: Ruptura dada delaminação do cobrimento (FL)

Além dos modos de ruptura observados pelo ACI 440.2R (2017), Rizkalla e Hassan (2002), observaram dois tipos diferentes de modos de ruptura, ocasionados por descolamento e/ou destacamento do PRF. Assim, pode-se observar uma ruptura pela fissura do epóxi, onde a cobertura de epóxi fissura como resultado de altas tensões de tração na interface PRF-epóxi e forma uma fissura longitudinal no cobrimento do epóxi.

O outro modo de ruptura observado foi a fissuração do concreto em torno do adesivo de epóxi, o qual acontece quando as tensões de tração na interface concreto-epóxi alcançam a resistência à tração do concreto.

### 3. METODOLOGIA

A partir das explicações apresentadas anteriormente, observou-se que as técnicas de reforço têm ganhado maior espaço dentro da Engenharia Civil devido à amplitude de sua aplicação. As vantagens da técnica de reforço *Near Surface Mounted* (NSM) em relação aos demais métodos de reforço estrutural tem estimulado o seu estudo, a fim de torná-la aplicável para situações práticas de projeto.

Este estudo avalia as recomendações normativas que regem o cálculo do reforço estrutural aderido externamente ao elemento, a fim de expandir os estudos realizados sobre o reforço à flexão de vigas de concreto armado com tiras de carbono.

Dessa forma, a metodologia do trabalho consistiu em três etapas principais. A primeira etapa foi de elaboração do banco de dados com informações recolhidas da literatura sobre vigas de concreto armado reforçadas à flexão com lâminas de carbono pelo método NSM. A segunda etapa consistiu no cálculo dos espécimes contidos no banco de dados, utilizando o ACI 440.2R (2017) e o *fib Bulletin* 14 (2001) enquanto a terceira consistiu na análise desses resultados.

#### 3.1. BANCO DE DADOS

A elaboração do banco de dados consistiu em pesquisar na literatura informações sobre a resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçado com carbono pelo método NSM. Após encontrar diversos estudos que traziam dados de ensaios realizados sobre o tema, as informações foram filtradas, sendo selecionadas apenas as vigas ensaiadas pelo método de *Stuttgart*, que romperam por flexão e com reforço fixado externamente. A Figura 3.1 representa uma simplificação desta forma de aplicação de carga, onde  $P_u$  representa a carga aplicada na viga,  $L$  representa o seu comprimento total,  $a$  é a distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga,  $c_p$  é a distância entre os pontos de aplicação das cargas e  $l_b$  é a distância entre a extremidade da fibra de reforço e o ponto de aplicação da carga.



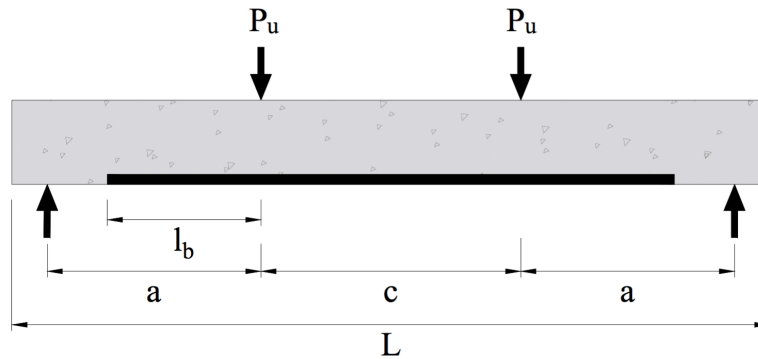


Figura 3.1: Mecanismo de aplicação de carga de vigas de concreto armado

A partir deste filtro obteve-se um banco de dados com 49 espécimes de 12 autores diferentes. Com os dados contidos no banco de dados, realizou-se o cálculo do momento último de ruptura à flexão ( $M_u$ ) para as vigas de concreto armado reforçadas e comparou-se o seu resultado com o valor momento último obtido experimentalmente. Para o cálculo das vigas reforçadas com fibra de carbono foram utilizadas duas recomendações internacionais, o ACI 440.2R (2017) e o *fib Bulletin 14* (2001).

De forma a oferecer um panorama do banco de dados coletado, a Tabela 3.1 apresenta um resumo das características das vigas que serão estudadas e a Tabela 3.2 apresenta um resumo das variáveis das fibras utilizadas. A versão completa do banco de dados é apresentada em anexo.

Tabela 3.1: Características das vigas do banco de dados

Autor	Nº de vigas	$b_w$	$h$	$d$	$d'$	$a$	$A_s$	$A_s'$	$f_{ys}$	$f_c$
		(mm)					(mm <sup>2</sup> )		MPa	
Fortes <i>et al</i> (2002)	4	100	170-180	149-159	21	500	57-160	101	450-750	46,1
Dias <i>et al</i> (2012)	3	150	300	276	14	900	157	101	535-567	50,2
Barros <i>et al</i> (2007)	3	120	170	142-146	29	300	39-100	66	627-788	44,2
Billota <i>et al</i> (2015)	2	120	160	115	30	925	157	157	540	16,8
Kang <i>et al</i> (2005)	4	200	300	265-275	26,5-37	1050	235,6	398	430-480	31,5
Seo <i>et al</i> (2016)	2	200	400	360	40	850	314,2	236	486,7	21
Lim (2013)	6	200	300	260	38	825	508,9	265	500	30
Moon <i>et al</i> (2005)	6	250	400	342	48	1270	265,5-398,2	157	600	30

Tabela 3.1: Características das vigas do banco de dados – Continuação

Autor	Nº de vigas	$b_w$	$h$	$d$	$d'$	$a$	$A_s$	$A_s'$	$f_{ys}$	$f_c$
		(mm)					(mm <sup>2</sup> )		MPa	
Yost <i>et al</i> (2007)	12	152,4-305	190	144-145,5	-	1219	398,2-402,1	-	490-510	37,2
Coelho <i>et al</i> (2011)	1	200	300	269	31	900	235,6	157	455	53,1
Ibrahim (2014)	3	200	400	372	28	600	157	157	560	25
Kim (2015)	3	100	165	138	-	328-728	141,8	-	414	23

Tabela 3.2: Variáveis da viga de reforço

Autor	Nº de vigas	Nº de tiras	$b_f$	$t_f$	$A_f$	$E_f$	$\epsilon_{fu}$
			(mm)		(mm <sup>2</sup> )	(GPa)	(%)
Fortes <i>et al</i> (2002)	4	1-3	10	1,47	15-44	150	17
Dias <i>et al</i> (2012)	3	1-3	10	1,40	14-42	175	18
Barros <i>et al</i> (2007)	3	1-3	10	1,40	14-42	159	14
Billota <i>et al</i> (2015)	2	2-3	10	1,40	28-42	171	12
Kang <i>et al</i> (2005)	4	1-4	15-25	1,2	18-120	165	15
Seo <i>et al</i> (2016)	2	1-3	16	1,2-3,6	58	160	17,5
Lim (2013)	6	1-2	30	6	180-360	165	16,9
Moon <i>et al</i> (2005)	6	1-2	25	1,2	30-60	165	19
Yost <i>et al</i> (2007)	12	1-2	15	2,5	38-75	136	12
Coelho <i>et al</i> (2011)	1	4	15	1,41	85	158	15
Ibrahim (2014)	3	2	25-50	1,2	60-120	165	14
Kim (2015)	3	1	16	2	32	124	17

### 3.2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Para realizar o cálculo do momento último de ruptura à flexão das vigas contidas no banco de dados serão utilizadas duas recomendações normativas distintas: o ACI 440.2R (2017) e o *fib Bulletin* 14 (2001).

#### 3.2.1. ACI 440.2R

O ACI 440.2R (2017) é uma norma norte-americana que apresenta recomendações para o dimensionamento de reforço utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC),

buscando evitar modos de ruptura prematuros e sem avisos. Esta recomendação afirma que, para ser reforçado com PRF, o concreto deve possuir resistência superior à 17 MPa.

As recomendações apresentadas nesta norma baseiam-se em estudos realizados por Teng *et al* (2001) e Teng *et al* (2004), onde foi possível analisar a eficiência do reforço em elementos fletidos. Assim, este estudo propôs uma equação que limita o valor de deformação específica da fibra aplicada no reforço, sendo a mesma utilizada na norma norte-americana e dada pela Equação 3.1.

$$\varepsilon_{fd} = \kappa_m \cdot \varepsilon_{fu} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde:

$\varepsilon_{fd}$  é o valor limite de deformação da fibra a ser adotado no dimensionamento e verificação do reforço para evitar rupturas prematuras da fibra;

$\varepsilon_{fu}$  é a deformação última observada na fibra no momento da ruptura.

$\kappa_m$  é o coeficiente adimensional dependente da forma de ligação para a flexão.

Baseado em estudos existentes sobre o reforço com NSM, como os trabalhos de Hassan e Rizkalla (2003), De Lorenzis *et al* (2004) e Kotynia (2005), o ACI recomenda o uso da relação  $\varepsilon_{fd} = 0,7 \cdot \varepsilon_{fu}$  para os elementos de concreto armado reforçados com PRF pelo NSM. Assim, deve ser adotado o valor de  $\kappa_m = 0,7$  para o dimensionamento dos elementos reforçados pelo NSM.

Para calcular a resistência à flexão de uma viga reforçada com PRFC pelo NSM deve-se, primeiramente, estimar a altura da linha neutra do elemento. Com isso pode-se estimar as deformações de cada parcela de força envolvida no mecanismo de ruptura da peça submetida à flexão, a partir da compatibilidade entre as deformações desenvolvidas em cada material da seção transversal do elemento fletido, como mostrado na Figura 2.25. A Equação 3.2 determina o valor de deformação do PRFC a partir da compatibilidade de deformações.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd} \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde:

$\varepsilon_{fe}$  é a deformação efetiva no PRFC;

$\varepsilon_{cu}$  é a deformação de ruptura do concreto (igual à 0,003 para o ACI 440.2R);

$h$  é a altura da viga;

$x$  é a posição da linha neutra;

$\varepsilon_{bi}$  é a deformação encontrada no cobrimento da armadura de tração na viga antes do reforço (assume-se que não há pré-fissuração, ou seja,  $\varepsilon_{bi} = 0$ ).

Ressalta-se que o momento de fissuração é considerado nulo por tratar-se de uma banco de dados experimental, no qual as vigas não passam por um processo de pré-carregamento e, dessa forma, no momento do carregamento, estes elementos encontram-se não fissurados.

Temos então que a deformação efetiva na fibra deve ser inferior ao valor limite de deformação na fibra pré-definido pela Equação 3.1. Se o comportamento da viga for controlado pelo primeiro membro da Equação 3.2, a ruptura do elemento é controlada pelo esmagamento do concreto, pois a deformação última do concreto (3,0‰) foi atingida e, se for válido o segundo membro desta equação, a ruptura é controlada pelo descolamento do PRF ou delaminação do cobrimento.

Como o trabalho é voltado para a verificação da capacidade de carga de vigas ensaiadas à flexão, busca-se simular, pelo procedimento de cálculo, o estado limite último real, com os valores de tensão e deformação efetivamente atuantes nos elementos. Assim, para a deformação efetiva na fibra serão utilizados valores presentes no banco de dados que foram coletados por meio de extensômetros instalados no PRF das vigas ensaiadas. Com a definição desta deformação, deve-se prosseguir para a determinação das demais deformações, a partir do equilíbrio da seção.

A análise dos valores de deformação calculados fornece o modo de ruptura previsto. Caso os valores de deformação efetiva da fibra ultrapassem o valor de deformação última, ocorrerá uma ruptura dada pela ruptura do PRF. Se o valor de deformação do concreto ultrapassar a deformação última adotada pela norma (0,0030), ocorrerá uma ruptura com esmagamento do concreto. Nos demais casos, deve-se observar uma delaminação do concreto ou descolamento

do PRF.

Como assume-se que não há pré-fissuração nos elementos fletidos e que, conseqüentemente,  $\varepsilon_{bi} = 0$ , é possível calcular a tensão na fibra a partir do valor de deformação efetiva obtido. Para isto utiliza-se a Equação 3.3, a qual baseia-se na Lei de Hooke, visto que o ACI 440.2R (2017) considera um comportamento linear elástico até a ruptura para o material.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde:

$f_{fe}$  é a tensão efetiva do PRFC;

$E_f$  é o módulo de elasticidade da fibra;

$\varepsilon_{fe}$  é a deformação efetiva da fibra.

Seguindo o processo de compatibilidade de deformações da seção transversal do elemento fletido, é possível determinar os valores de deformações e tensões das armaduras positivas e negativas, como mostra a Equação 3.4, Equação 3.5, Equação 3.6 e Equação 3.7.

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{x - d'}{x} \right) \quad \text{Equação 3.4}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{fe} \cdot \left( \frac{d - x}{h - x} \right) \quad \text{Equação 3.5}$$

$$f'_s = E'_s \cdot \varepsilon'_s \leq f'_{ys} \quad \text{Equação 3.6}$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{ys} \quad \text{Equação 3.7}$$

Onde:

$\varepsilon'_s$  é a deformação na armadura superior;

$d'$  é a posição do centróide da armadura superior;

$\varepsilon_s$  é a deformação na armadura inferior;

$d$  é a altura útil da viga;

$f'_s$  é a tensão no aço da armadura superior;

$E'_s$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura superior;

$f'_{ys}$  é a tensão de escoamento do aço na parte comprimida da viga.

$f_s$  é a tensão no aço da armadura inferior;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço da armadura inferior;

$f_{ys}$  é a tensão de escoamento da armadura tracionada;

Com os valores de tensão obtidos para cada parcela atuante na linha neutra, é possível verificar se a altura da linha neutra adotada inicialmente realmente corresponde ao elemento analisado, a partir da Equação 3.8.

$$x = \frac{(A_s \cdot f_s) + (A_f \cdot f_{fe}) - (A'_s \cdot f'_s)}{\beta_1 \cdot \alpha_1 \cdot f_c \cdot b_w} \quad \text{Equação 3.8}$$

Onde:

$A_s$  é a área de aço da armadura inferior;

$A_f$  é a área do reforço aplicado na viga;

$A'_s$  é a área de aço da armadura superior;

$f_s$  é a tensão no aço da armadura inferior;

$f'_s$  é a tensão no aço da armadura superior;

$f_{fe}$  é a tensão efetiva do PRFC;

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto;

$b_w$  é a largura da viga;

$\alpha_1$  é o fator multiplicador do  $f'_c$  para determinar a intensidade de um bloco retangular de distribuição de tensões do concreto equivalente;

$\beta_1$  é o coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, como ilustra a Figura 2.25.

Os termos  $\alpha_1$  e  $\beta_1$  são parâmetros que definem o bloco de tensões retangular equivalente da seção de concreto solicitada e sua determinação depende do modo de ruptura a ser controlado.

Caso seja controlado o modo de ruptura de esmagamento do concreto (antes ou depois do escoamento do aço), os parâmetros  $\alpha_1$  e  $\beta_1$  são definidos a partir das considerações do bloco de tensões de Whitney, sem modificações, onde  $\alpha_1 = 0,85$  e  $\beta_1$  depende do valor da resistência característica à compressão do concreto, onde para concretos com valores de  $f'_c$  menores que 27,5 MPa,  $\beta_1$  é 0,85, com um decréscimo linear de 0,05 para cada 6,9 MPa acima dos 27,5 MPa fixados, obedecendo o valor mínimo de 0,65. Esses limites são dados pelo ACI 318-M (2014).

Por outro lado, se for controlado o modo de ruptura de delaminação do cobrimento de concreto, descolamento do PRF ou ruptura do PRF, o bloco de tensões de compressão determinado por Whitney fornece resultados mais acurados se for utilizado o valor de  $\alpha_1$  fornecido pela Equação 3.9 e os demais parâmetros forem determinados pela Equação 3.10 e Equação 3.11.

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot \epsilon'_c \cdot \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3 \cdot (\epsilon'_c)^2 \cdot \beta_1} \quad \text{Equação 3.9}$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot \epsilon'_c - \epsilon_c}{6 \cdot \epsilon'_c - 2 \cdot \epsilon_c} \quad \text{Equação 3.10}$$

$$\epsilon'_c = \frac{1,71 \cdot f_c}{E_c} \quad \text{Equação 3.11}$$

Onde,

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$\epsilon_c'$  é a deformação máxima no concreto não confinado;

$\epsilon_c$  é a deformação no concreto, dada pela Equação 3.12.

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \cdot \left( \frac{x}{h-x} \right) \quad \text{Equação 3.12}$$

Como neste caso a ruptura é controlada pelo PRF, a deformação do concreto é inferior à 0,003 e deve ser determinada pela Equação 3.12.

Esta determinação da altura da linha neutra pode ser realizada com um cálculo iterativo, onde deve-se buscar um valor para  $x$  onde o somatório das forças de tração e de compressão atuantes na seção transversal do elemento seja zero. Assim, busca-se o equilíbrio apresentado pela Equação 3.13.

$$F_f + F_s + F_c + F_s' = 0 \quad \text{Equação 3.13}$$

Onde:

$F_f = f_{fe} \cdot A_f$  é a força de tração atuante na fibra;

$F_s = f_s \cdot A_s$  é a força de tração atuante na armadura inferior;

$F_c = \alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot x$  é a força de compressão atuante no concreto;

$F_s' = f_s' \cdot A_s'$  é a força de compressão atuante na armadura superior.

Como todos os elementos da Equação 3.13 dependem da altura da linha neutra, torna-se possível determinar um valor de  $x$  para o qual o somatório final seja igual à zero.



O ACI 440.2R (2017) recomenda o método de tentativas e erros para verificar o posicionamento da linha neutra, sendo possível estabelecer uma correlação entre a posição dessa linha e o somatório das componentes das forças resistentes na seção transversal da viga, a partir de um processo iterativo. Por fim, com a posição da linha neutra corrigida é possível determinar o momento resistente ( $M_R$ ) da viga reforçada a partir da Equação 3.14.

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) + 0,85 \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left( h - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot \left( \frac{\beta_1 \cdot x}{2} - d' \right) \quad \text{Equação 3.14}$$

Nesta equação, o fator 0,85 que multiplica o termo de contribuição da fibra corresponde a um termo de minoração da força do PRF, denominado  $\psi_f$  e definido pelo ACI 440.2R (2017).

### 3.2.2. *fib Bulletin 14*

O *fib Bulletin 14* (2001) traz recomendações para o dimensionamento de vigas reforçadas com PRF aderido externamente pelo método EBR, sem tratar da aplicação do NSM. Porém, algumas de suas formulações podem ser adaptadas, possibilitando o cálculo da capacidade resistiva para este caso.

No geral, as recomendações apresentadas aproximam-se daquelas mostradas pelo ACI 440.2R (2017), apresentando diferenças na determinação da tensão efetiva da fibra de carbono e no coeficiente  $\beta_1$ , que para a recomendação europeia é chamado de  $\Psi$  e independe da resistência do concreto, sendo determinado em função do modo de ruptura.

O boletim segue a filosofia dos estados limites, dividindo as suas análises em estados limites de serviço (ELS) e último (ELU), sendo que neste trabalho serão analisadas apenas as recomendações para o ELU, visto que o nosso objetivo é determinar a capacidade resistiva de cada viga, a partir do cálculo do momento resistente último.

A determinação do momento resistente de uma viga pelas recomendações do *fib Bulletin* (2001) depende da situação de cálculo considerada para o ELU, sendo a primeira a consideração da atuação completa dos compósitos e a segunda a consideração de rupturas prematuras com a perda da ação do compósito. Para a primeira consideração é possível adaptar o método para aplicação no NSM, enquanto que para a segunda consideração não foi possível adaptar este

método, visto que neste caso a recomendação europeia considera alguns modos de ruptura não previstos na técnica NSM, além de considerações sobre a transferência de forças entre o concreto e o PRF, as quais adequam-se apenas ao EBR.

Para a atuação completa dos compósitos são admitidas duas possibilidades de ruptura: o esmagamento do concreto após o escoamento da armadura e a ruptura do compósito após o escoamento da armadura, sendo que o valor dos parâmetros  $\Psi$  e  $\delta_g$  depende deste modo. A recomendação ressalta que a ruptura da fibra é um modo de ruptura teoricamente possível porém, na prática, é muito mais provável que ocorra o descolamento do PRF antes da sua ruptura.

Dessa forma, para a determinação do momento resistente das vigas reforçadas pelo NSM considerando a atuação completa dos compósitos, serão utilizadas as mesmas formulações apresentadas pelo código europeu para o EBR. Assim como o ACI 440.2R (2017), o *fib Bulletin* 14 (2001) propõem uma limitação do valor de deformação de projeto do reforço, como mostra a Equação 3.15.

$$\varepsilon_{fd} = \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f} \quad \text{Equação 3.15}$$

Onde:

$\varepsilon_{fd}$  é o valor limite de deformação da fibra a ser adotado no dimensionamento e verificação do reforço para evitar rupturas prematuras da fibra;

$\varepsilon_{fu}$  é a deformação última observada na fibra no momento da ruptura.;

$\gamma_f$  é o fator de segurança, dado pela Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Fator de segurança  $\gamma_f$

<b>Tipo de Reforço (PRF)</b>	<b>Aplicação tipo A</b>	<b>Aplicação tipo B</b>
PRFC	1,20	1,35
PRFA	1,25	1,45
PRFV	1,30	1,50

Nesta tabela, a aplicação do tipo A consiste em um sistema de aplicação normal, com alto grau de qualidade no controle da aplicação, enquanto a aplicação do tipo B consiste em um sistema de aplicação normal com dificuldade de condições de trabalho para aplicação.

A partir da deformação de projeto e do equilíbrio de deformações da seção da viga analisada, o fib Bulletin 14 (2001) estabelece o valor da deformação efetiva da fibra, como mostra a Equação 3.16.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd} \quad \text{Equação 3.16}$$

Onde:

$\varepsilon_{fe}$  é a deformação efetiva no PRFC;

$\varepsilon_{cu}$  é a deformação de ruptura do concreto;

$h$  é a altura da viga;

$x$  é a posição da linha neutra;

$\varepsilon_{bi}$  é a deformação encontrada no cobrimento da armadura de tração na viga antes do reforço (assume-se que não há pré-fissuração, ou seja,  $\varepsilon_{bi} = 0$ ).

A partir desta equação, é possível determinar o modo de ruptura do elemento analisado. Assim, se o comportamento da viga for controlado pelo primeiro membro da Equação 3.16, a ruptura do elemento é controlada pelo esmagamento do concreto, pois a deformação última do concreto (0,0035) foi atingida e, se for válido o segundo membro desta equação, a ruptura é controlada pela ruptura do PRF.

Assim como no ACI, o banco de dados será verificado em busca das tensões e deformações efetivas presentes no estado limite último real, não no teórico. Dessa forma, para a deformação efetiva na fibra serão utilizados os valores presentes no banco de dados, coletados por meio de extensômetros instalados no PRF das vigas ensaiadas, desconsiderando os fatores de minoração indicados para o dimensionamento.

Com os valores de deformação máxima no PRF é possível determinar, da mesma forma que realiza-se no ACI 440.2R (2017), a tensão efetiva atuante no PRFC, como mostra a Equação 3.3. De forma análoga, podem ser determinadas as deformações do aço das armaduras superior e inferior, como dado pela Equação 3.4 e Equação 3.5, respectivamente, e com estas deformações, obter a tensão efetiva atuante nestes elementos, como dado pela Equação 3.6 e Equação 3.7.

Pela análises destes valores de deformação calculados é possível obter o modo de ruptura previsto. Com os valores de deformação efetiva da fibra é possível compará-los ao valor de deformação última, a fim de verificar se ocorrerá uma ruptura frágil dada pela ruptura do PRF. Ainda verifica-se se ocorre esmagamento do concreto pela análise do valor de deformação do concreto, que ao ultrapassar a deformação última adotada pela norma (0,0035) acarreta em uma ruptura com esmagamento do concreto. Nos demais casos, deve-se observar uma delaminação do concreto ou descolamento do PRF.

Com as tensões atuantes no elemento, deve-se proceder ao cálculo da altura da linha neutra  $x$  da seção analisada, de forma análoga ao realizado pelo ACI 440.2R (2017), como mostra a Equação 3.17.

$$x = \frac{(A_s \cdot f_s) + (A_f \cdot f_{fe}) - (A'_s \cdot f'_s)}{0,85 \cdot \Psi \cdot f_c \cdot b_w} \quad \text{Equação 3.17}$$

Onde:

$A_s$  é a área de aço da armadura inferior;

$A_f$  é a área do reforço aplicado na viga;

$A'_s$  é a área de aço da armadura superior;

$f_s$  é a tensão no aço da armadura inferior;

$f'_s$  é a tensão no aço da armadura superior;

$f_{fe}$  é a tensão efetiva do PRFC;

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto;

$b_w$  é a largura da viga;

$\Psi$  é o coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, sendo 0,8 para rupturas que consideram o escoamento do concreto após o escoamento da armadura (CC) e para a ruptura do compósito após o escoamento da armadura (RF), é dado pela Equação 3.18.

$$\Psi = \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_c \cdot \left(0,5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_c\right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} & \text{para } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Equação} \\ 3.18 \end{array}$$

Onde:

$\varepsilon_c$  é a deformação no concreto, dada pela Equação 3.12.

Com a determinação da altura da linha neutra, procede-se à determinação do momento resistente da seção, como dado pela Equação 3.19.

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot (d - \delta_g \cdot x) + 0,85 \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (h - \delta_g \cdot x) + A'_s \cdot f'_s \cdot (\delta_g \cdot x - d') \quad \begin{array}{l} \text{Equação} \\ 3.19 \end{array}$$

Onde:

$\delta_g$  é o coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, sendo 0,4 para rupturas que consideram o escoamento do concreto após o escoamento da armadura (CC) e para a ruptura do compósito após o escoamento da armadura (RF), é dado pela Equação 3.20.

$$\delta_g = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_c}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_c (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} & \text{para } 0,002 \leq \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Equação} \\ 3.20 \end{array}$$

Onde:

$\varepsilon_c$  é a deformação no concreto, dada pela Equação 3.12.

### 3.3. ROTINA DE CÁLCULO

Para efetuar os cálculos pelas recomendações normativas do ACI 440.2R (2017) e do fib Bulletin 14 (2001), foi utilizada uma planilha elaborada pelo software Microsoft Excel.

Nesta planilha foram inseridos os dados referentes à cada viga analisada, de acordo com o apresentado no ANEXO I. Estes dados foram agrupados entre os autores analisados, compondo o banco de dados, e serviram de base para o cálculo do momento resistente teórico ( $M_R$ ).

Foram criadas outras abas para o cálculo seguindo as recomendações de cada uma das normas apresentadas. Estas abas eram alimentadas a partir dos parâmetros apresentados na aba do banco de dados e o seu procedimento de cálculo seguiu a metodologia das recomendações normativas aqui apresentadas.

Para iniciar o cálculo deve-se adotar um valor para a altura da linha neutra ( $X$ ) e, com este valor, é possível obter as deformações dos elementos, ou seja, a deformação última e efetiva da fibra, deformação do concreto e deformação do aço da armadura inferior e superior. A partir destas deformações foram calculadas as tensões correspondentes para cada material e, em seguida, foi determinada a força de cada elemento, ou seja, a força atuante no FRP, no concreto, no aço da armadura superior e no aço da armadura inferior.

A partir do somatório destas forças é possível observar a situação de equilíbrio da seção transversal desejada, obtida quando este somatório é igual à zero. Como o valor destas forças depende diretamente das deformações calculadas inicialmente, as quais dependem da altura da linha neutra ( $X$ ), é possível notar que existe um cálculo iterativo nesta metodologia, em que a altura da linha neutra está interligada ao somatório das forças da seção transversal do elemento reforçado.

Assim, a fim de tornar o procedimento de cálculo mais eficiente e evitar a utilização do método de tentativa e erro, pelo qual seria necessário adotar diversos valores para a altura da linha

neutra (X) até que o somatório das forças se aproximasse de zero, optou-se por utilizar uma ferramenta chamada “*Goal Seek*”, também conhecida como “Atingir Meta”.

Para isto, deve-se abrir a ferramenta “Atingir Meta” no Microsoft Excel e definir a célula referente ao somatório das forças para o valor 0 (zero), alternando a célula referente à altura da linha neutra (X). Isto evita o processo manual do cálculo da altura da linha neutra, agilizando a obtenção dos resultados.

Por fim, com o valor da altura da linha neutra definido, é possível calcular o momento resistente teórico ( $M_R$ ) de cada viga.

Para tornar o cálculo ainda mais ágil e eficiente, realizou-se uma macro para calcular a altura da linha neutra de todos os elementos do banco de dados, dispensando o uso da ferramenta “Atingir Meta” toda vez que o banco de dados fosse alterado. Assim, criou-se um botão para rodar o código obtido pela macro, permitindo atualizar os resultados obtidos pelas duas metodologias de cálculo com apenas um clique.

### 3.4. METODOLOGIA DE ANÁLISE

A metodologia de análise deste trabalho buscou comparar os resultados de momento de ruptura obtidos pelos modelos normativos. Para isto será realizada uma análise estatística dos resultados do banco de dados, a partir do cálculo do coeficiente de variação, valores médios de momento de ruptura e desvio padrão da relação entre o momento último experimental ( $M_u$ ) – obtido pelo ensaio de ruptura realizado – e o momento resistente teórico ( $M_R$ ) – estimado pelas recomendações. A partir da relação  $M_u / M_R$  é possível quantificar os resultados contra a segurança, ou seja, aqueles em que  $M_u / M_R < 1$ .

Para avaliar a precisão das normas, serão elaborados gráficos que confrontem o momento último experimental com o momento resistente teórico, para cada recomendação. Essa avaliação busca analisar se a tendência dos resultados obtidos aproxima-se da relação unitária ( $M_u = M_R$ ), sendo essa tendência representada pelo coeficiente de correlação dos resultados ( $R^2$ ).

A fim de refinar as análises de precisão sobre as recomendações normativas, as vigas analisadas

foram separadas em grupos, de acordo com o seu modo de ruptura.

Também será realizada uma avaliação da segurança das vigas analisadas, a partir da adaptação feita por Moraes Neto (2013) do critério de Collins (2001), conhecido como *Demerit Points Classifications – DPC*. Nesta análise os valores de  $M_u / M_R$  são classificados em faixas de segurança, variando de “extremamente perigoso” até “extremamente conservador”, onde cada faixa possui uma penalidade correspondente, a qual é definida pela soma dos produtos de  $M_u / M_R$  por seu escore correspondente, segundo a classificação apresentada na Tabela 3.4. A vantagem deste método de análise é que ele permite penalizar tanto os resultados contra à segurança quanto os resultados conservadores.

Tabela 3.4: Critério de Collins – *Demerit Points Classifications (DPC)*

<b><math>M_u/M_R</math></b>	<b>Classificação</b>	<b>Penalidade</b>
< 0,50	Extremamente Perigoso	10
(0,50 - 0,65)	Perigoso	5
(0,65 - 0,85)	Baixa Segurança	2
(0,85 - 1,15)	Segurança Adequada	0
(1,15 - 2,00)	Conservador	1
$\geq 2,00$	Extremamente Conservador	2

Por fim, para analisar a influência de alguns parâmetros das vigas reforçadas com PRFC na sua resistência à flexão, serão feitos gráficos que confrontam a relação entre o momento último experimental e o momento resistente teórico ( $M_u / M_R$ ) com a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura de flexão, a taxa de reforço de fibras, a taxa de armadura de aço equivalente após o reforço e a deformação última da fibra, além de outros parâmetros que mostrem-se adequados para a análise do comportamento dos elementos analisados.



## 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo trata dos resultados obtidos para o banco de dados preliminar apresentado no Capítulo 3. Os 49 espécimes coletados foram calculados seguindo as recomendações do ACI 440.2R (2017) e do *fib Bulletin* 14 (2001), levando em consideração as adaptações feitas em cada método, como descrito na metodologia.

A Tabela 4.1 apresenta os dados experimentais de cada espécime analisado, como os valores de momento de ruptura experimental ( $M_u$ ) e o modo de ruptura observado. A última coluna desta tabela representa o incremento experimental de carga, ou seja, a adição percentual de carga que a viga reforçada suporta ao ser comparada com a viga de referência.

Tabela 4.1: Dados experimentais das vigas do banco de dados

Autor	Dados Experimentais			
	$M_u$ (kN.m)	$M_u$ -Ref (kN.m)	Modo de Ruptura	Incr. exp. (%)
Fortes <i>et al</i> (2002)	12,58	7,05	FL	78
	19,63	10,25	FL	91
	20,48	10,33	FL	98
	23,73	12,13	FL	96
Dias <i>et al</i> (2012)	39,78	28,04	RF	42
	50,36	28,04	DE	80
	56,97	28,04	DE	103
Barros <i>et al</i> (2007)	11,99	5,49	FL	118
	14,00	7,28	FL	92
	14,49	10,77	FL	35
Billota <i>et al</i> (2015)	14,94	9,30	CC	61
	15,40	9,30	FL	66
Kang <i>et al</i> (2005)	41,16	29,51	DE	40
	45,26	29,51	DE	53
	57,59	29,51	DE	95
	56,18	29,51	DE	90
Seo <i>et al</i> (2016)	95,86	80,84	DE/FL	19
	99,20	80,84	DE/FL	23
Lim (2013)	49,67	49,50	DE	0
	54,66	49,50	CC	10
	70,25	49,50	DE	42
	73,51	49,50	DE	49
	92,61	49,50	CC	87
	90,21	49,50	CC	82

Tabela 4.1: Dados experimentais das vigas do banco de dados – Continuação

Autor	Dados Experimentais			
	$M_u$	$M_u$ -Ref	Modo de Ruptura	Incr. exp. (%)
	(kN.m)	(kN.m)		
Moon <i>et al</i> (2005)	86,80	66,04	CC	31
	93,47	79,95	DE	17
	117,54	79,95	CC	47
	122,30	79,95	CC	53
	109,98	79,95	CC	38
	121,79	79,95	CC	52
Yost <i>et al</i> (2007)	30,27	12,87	CC	135
	28,33	12,87	CC	120
	30,46	12,87	CC	137
	32,84	12,87	CC	155
	34,40	15,41	CC	123
	34,05	15,41	CC	121
	45,16	15,41	CC	193
	43,66	15,41	CC	183
	36,07	14,34	RF	152
	37,80	14,34	RF	164
	41,20	14,34	CC	187
	50,92	14,34	CC	255
Coelho <i>et al</i> (2011)	66,29	35,69	FL	86
Ibrahim (2014)	76,49	32,36	CC	136
	91,20	32,36	CC	182
	85,32	32,36	CC	164
Kim (2015)	11,48	8,20	CC	40
	12,14	9,24	CC	31
	15,29	10,92	CC	40

A fim de comparar os dados experimentais com os teóricos, os espécimes do banco de dados foram calculados. Dessa forma, a partir dos parâmetros apresentados por cada viga no banco de dados, foi realizada uma estimativa do modo de ruptura, como prescrito por cada metodologia e calculou-se o momento fletor resistente último ( $M_R$ ), como apresentado na Tabela 4.2 e na Tabela 4.3. A versão completa das planilhas de cálculo é apresentada em anexo.

Tabela 4.2: Previsões teóricas do ACI 440.2R (2017)

Autor	Previsões teóricas do ACI 440.2R													
	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fc}$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$\epsilon_c$	$f_{fc}$	$f_s$	$f_s'$	$\alpha_1$	$\beta_1$	X	M <sub>R</sub>	Exp/Teo	Modo de Ruptura Teórico
	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			(mm)	(kN.m)		
Fortes <i>et al</i> (2002)	0,0170	0,0155	0,0133	-0,0003	0,0024	2325	750	-56	0,8860	0,7488	23,18	10,70	1,17	DE/FL
	0,0170	0,0128	0,0110	-0,0010	0,0027	1920	750	-196	0,9142	0,7642	31,17	17,26	1,14	DE/FL
	0,0170	0,0128	0,0109	-0,0013	0,0034	1920	750	-254	0,9236	0,7159	36,40	19,26	1,06	CC
	0,0170	0,0106	0,0090	-0,0013	0,0027	1590	450	-254	0,9107	0,7616	36,43	20,52	1,16	DE/FL
Dias <i>et al</i> (2012)	0,0180	0,0179	0,0163	-0,0014	0,0017	3133	567	-288	0,7295	0,7148	26,47	34,64	1,15	DE/FL
	0,0180	0,0174	0,0158	-0,0017	0,0021	3045	567	-340	0,8060	0,7271	31,75	44,48	1,13	DE/FL
	0,0180	0,0149	0,0135	-0,0019	0,0021	2608	567	-374	0,8064	0,7272	36,46	50,06	1,14	DE/FL
Barros <i>et al</i> (2007)	0,0140	0,0122	0,0098	0,0009	0,0019	1936	788	172	0,7947	0,7250	22,73	7,61	1,57	DE/FL
	0,0140	0,0113	0,0093	0,0002	0,0022	1787	627	30	0,8579	0,7393	27,84	12,39	1,13	DE/FL
	0,0140	0,0102	0,0083	-0,0004	0,0026	1612	627	-87	0,9041	0,7574	34,23	17,42	0,83	DE/FL
Billota <i>et al</i> (2015)	0,0120	0,0115	0,0068	-0,0012	0,0052	1967	540	-240	1,1933	0,8500	49,98	14,78	1,01	CC
	0,0120	0,0075	0,0039	-0,0016	0,0051	1283	540	-323	0,7899	0,8500	64,98	13,59	1,13	CC
Kang <i>et al</i> (2005)	0,0150	0,0101	0,0092	-0,0005	0,0012	1667	430	-96	0,6630	0,7067	31,54	34,68	1,19	DE/FL
	0,0150	0,0086	0,0074	-0,0005	0,0015	1419	430	-95	0,7559	0,7186	43,40	46,65	0,97	DE/FL
	0,0150	0,0083	0,0072	-0,0005	0,0014	1370	430	-96	0,7406	0,7163	43,46	45,94	1,25	DE/FL
	0,0150	0,0076	0,0065	-0,0009	0,0016	1254	430	-172	0,7872	0,7237	51,12	62,21	0,90	DE/FL
Seo <i>et al</i> (2016)	0,0175	0,0108	0,0095	-0,0011	0,0021	1728	487	-229	0,9281	0,7859	64,76	83,63	1,15	DE/FL
	0,0175	0,0112	0,0099	-0,0012	0,0022	1792	487	-231	0,9274	0,7951	65,10	84,68	1,17	DE/FL
Lim (2013)	0,0169	0,0121	0,0101	-0,0011	0,0030	1997	500	-222	0,8998	0,8335	59,45	77,42	0,64	DE/FL
	0,0169	0,0103	0,0085	-0,0014	0,0030	1700	500	-270	0,8942	0,8326	68,28	87,83	0,62	CC
	0,0169	0,0106	0,0088	-0,0011	0,0026	1749	500	-217	0,9278	0,7935	58,80	75,85	0,93	DE/FL
	0,0169	0,0119	0,0099	-0,0011	0,0029	1964	500	-220	0,9067	0,8269	59,28	77,24	0,95	DE/FL
	0,0169	0,0104	0,0086	-0,0014	0,0031	1716	500	-275	0,8824	0,8326	69,20	87,94	1,05	CC
	0,0169	0,0105	0,0087	-0,0014	0,0032	1733	500	-281	0,8640	0,8326	70,57	87,99	1,03	CC

Tabela 4.2: Previsões teóricas do ACI 440.2R (2017) – Continuação

Autor	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$\epsilon_c$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_s'$	$\alpha_1$	$\beta_1$	X	M <sub>R</sub>	Exp/Teo	Modo de Ruptura Teórico
	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			(mm)	(kN.m)		
Moon <i>et al</i> (2005)	0,0190	0,0079	0,0068	-0,0003	0,0012	1304	600	-53	0,6787	0,7085	52,69	66,01	1,31	DE/FL
	0,0190	0,0096	0,0082	-0,0008	0,0018	1584	600	-154	0,8640	0,7411	64,52	109,35	0,85	DE/FL
	0,0190	0,0092	0,0079	-0,0008	0,0018	1518	600	-156	0,8511	0,7374	64,89	108,09	1,09	DE/FL
	0,0190	0,0103	0,0088	-0,0007	0,0020	1700	600	-150	0,8841	0,7480	63,98	111,54	1,10	DE/FL
	0,0190	0,0113	0,0097	-0,0007	0,0021	1865	600	-146	0,9068	0,7591	63,49	114,64	0,96	DE/FL
	0,0190	0,0088	0,0075	-0,0008	0,0017	1452	600	-159	0,8371	0,7339	65,33	106,82	1,14	DE/FL
Yost <i>et al</i> (2007)	0,0120	0,0071	0,0046	-	0,0033	966	510	-	0,9010	0,7804	60,53	29,38	1,03	CC
	0,0120	0,0069	0,0045	-	0,0031	938	510	-	0,9182	0,7804	59,14	29,79	0,95	CC
	0,0120	0,0061	0,0038	-	0,0033	830	510	-	0,8989	0,7804	67,21	32,81	0,93	CC
	0,0120	0,0061	0,0038	-	0,0033	830	510	-	0,8989	0,7804	67,21	32,81	1,00	CC
	0,0120	0,0117	0,0082	-	0,0035	1591	490	-	0,8847	0,7804	43,32	33,87	1,02	CC
	0,0120	0,0115	0,0080	-	0,0033	1564	490	-	0,9048	0,7804	42,18	33,83	1,01	CC
	0,0120	0,0097	0,0066	-	0,0035	1319	490	-	0,8804	0,7804	50,24	38,89	1,16	CC
	0,0120	0,0094	0,0065	-	0,0032	1278	490	-	0,9152	0,7804	47,83	38,71	1,13	CC
	0,0120	0,0128	0,0092	-	0,0026	1741	490	-	0,9234	0,7738	32,12	35,82	1,01	RF
	0,0120	0,0131	0,0094	-	0,0027	1782	490	-	0,9256	0,7776	32,07	36,04	1,05	RF
	0,0120	0,0119	0,0084	-	0,0030	1618	490	-	0,9222	0,7804	38,76	43,48	0,95	CC
0,0120	0,0116	0,0082	-	0,0029	1578	490	-	0,9280	0,7922	37,58	43,10	1,18	DE/FL	
Coelho (2011)	0,0150	0,0095	0,0084	-0,0008	0,0015	1501	455	-157	0,6648	0,7069	42,00	58,42	1,13	DE/FL
Ibrahim (2014)	0,0140	0,0102	0,0094	-0,0013	0,0015	1683	560	-265	0,8083	0,7276	50,11	70,56	1,19	DE/FL
	0,0140	0,0097	0,0089	-0,0016	0,0016	1601	560	-310	0,8554	0,7386	58,01	95,98	1,18	DE/FL
	0,0140	0,0089	0,0082	-0,0017	0,0017	1469	560	-341	0,8720	0,7437	64,94	107,72	0,98	DE/FL
Kim (2015)	0,0170	0,0067	0,0051	-	0,0029	831	414	-	0,8431	0,8774	50,12	10,04	1,14	DE/FL
	0,0170	0,0061	0,0047	-	0,0025	756	414	-	0,9126	0,8205	48,13	9,93	1,22	DE/FL
	0,0170	0,0059	0,0045	-	0,0024	732	414	-	0,9212	0,8092	47,89	9,86	1,55	DE/FL

Tabela 4.3: Previsões teóricas do *fib Bulletin 14* (2001)

Autor	Previsões teórica do <i>fib Bulletin 14</i>													Exp/Teo	Modo de Ruptura Teórico
	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$\epsilon_c$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_s'$	$\psi$	$\delta_g$	X	M <sub>R</sub>			
	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			(mm)	(kN.m)			
Fortes <i>et al</i> (2002)	0,0170	0,0155	0,0133	-0,0004	0,0025	2325	750	-74	0,7375	0,3921	23,93	10,67	1,18	DE/FL	
	0,0170	0,0128	0,0109	-0,0011	0,0029	1920	750	-214	0,7698	0,4021	32,66	17,12	1,15	DE/FL	
	0,0170	0,0128	0,0109	-0,0012	0,0033	1920	750	-247	0,7970	0,4114	35,74	18,99	1,08	DE/FL	
	0,0170	0,0106	0,0090	-0,0014	0,0029	1590	450	-270	0,7668	0,4011	38,23	20,30	1,17	DE/FL	
Dias <i>et al</i> (2012)	0,0180	0,0179	0,0163	-0,0014	0,0017	3133	567	-287	0,6151	0,3670	26,41	34,60	1,15	DE/FL	
	0,0180	0,0174	0,0158	-0,0017	0,0021	3045	567	-343	0,6803	0,3777	32,11	44,37	1,13	DE/FL	
	0,0180	0,0149	0,0135	-0,0019	0,0021	2608	567	-376	0,6808	0,3778	36,88	49,91	1,14	DE/FL	
Barros <i>et al</i> (2007)	0,0140	0,0122	0,0098	0,0008	0,0019	1936	788	156	0,6540	0,3728	23,20	7,61	1,57	DE/FL	
	0,0140	0,0113	0,0093	0,0000	0,0023	1787	627	9	0,7097	0,3845	28,82	12,35	1,13	DE/FL	
	0,0140	0,0102	0,0083	-0,0006	0,0027	1612	627	-113	0,7555	0,3975	36,00	17,27	0,84	DE/FL	
Billota <i>et al</i> (2015)	0,0120	0,0115	0,0061	-0,0016	0,0079	1967	540	-323	0,8000	0,4000	65,01	14,02	1,07	CC	
	0,0120	0,0075	0,0040	-0,0016	0,0051	1283	540	-321	0,8000	0,4000	64,43	13,93	1,11	CC	
Kang <i>et al</i> (2005)	0,0150	0,0101	0,0092	-0,0006	0,0012	1667	430	-114	0,4907	0,3550	32,71	34,71	1,19	DE/FL	
	0,0150	0,0086	0,0074	-0,0006	0,0015	1419	430	-119	0,5716	0,3620	45,49	46,64	0,97	DE/FL	
	0,0150	0,0083	0,0072	-0,0006	0,0015	1370	430	-119	0,5586	0,3607	45,52	45,94	1,25	DE/FL	
	0,0150	0,0076	0,0065	-0,0010	0,0017	1254	430	-195	0,6024	0,3655	54,03	61,99	0,91	DE/FL	
Seo <i>et al</i> (2016)	0,0175	0,0108	0,0095	-0,0014	0,0024	1728	487	-271	0,7235	0,3882	73,00	82,90	1,16	DE/FL	
	0,0175	0,0112	0,0098	-0,0014	0,0025	1792	487	-272	0,7344	0,3912	73,23	83,97	1,18	DE/FL	
Lim (2013)	0,0169	0,0121	0,0100	-0,0012	0,0033	1997	500	-249	0,7970	0,4114	64,04	76,91	0,65	DE/FL	
	0,0169	0,0103	0,0085	-0,0015	0,0033	1700	500	-293	0,7998	0,4124	73,31	87,09	0,63	DE/FL	
	0,0169	0,0106	0,0088	-0,0012	0,0029	1749	500	-249	0,7686	0,4017	64,11	75,06	0,94	DE/FL	
	0,0169	0,0119	0,0099	-0,0012	0,0032	1964	500	-249	0,7936	0,4102	64,03	76,67	0,96	DE/FL	
	0,0169	0,0104	0,0086	-0,0015	0,0034	1716	500	-293	0,8020	0,4132	73,38	87,33	1,06	DE/FL	
	0,0169	0,0105	0,0086	-0,0015	0,0034	1733	500	-294	0,8042	0,4140	73,45	87,56	1,03	DE/FL	

Tabela 4.3: Previsões teóricas do *fib Bulletin 14* (2001) – Continuação

Autor	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$\epsilon_c$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_s'$	$\psi$	$\delta_g$	X	$M_R$	Exp/Teo	Modo de Ruptura Teórico
	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(mm/mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			(mm)	(kN.m)		
Moon <i>et al</i> (2005)	0,0190	0,0079	0,0068	-0,0005	0,0013	1304	600	-91	0,5099	0,3564	56,62	65,88	1,32	DE/FL
	0,0190	0,0096	0,0082	-0,0010	0,0021	1584	600	-192	0,6757	0,3768	70,54	108,56	0,86	DE/FL
	0,0190	0,0092	0,0079	-0,0010	0,0020	1518	600	-193	0,6633	0,3744	70,85	107,33	1,10	DE/FL
	0,0190	0,0103	0,0088	-0,0009	0,0022	1700	600	-189	0,6957	0,3811	70,15	110,70	1,10	DE/FL
	0,0190	0,0113	0,0097	-0,0009	0,0024	1865	600	-188	0,7213	0,3876	69,87	113,71	0,97	DE/FL
	0,0190	0,0088	0,0075	-0,0010	0,0019	1452	600	-196	0,6503	0,3721	71,23	106,08	1,15	DE/FL
Yost <i>et al</i> (2007)	0,0120	0,0071	0,0045	-	0,0034	966	510	-	0,8065	0,4149	62,08	29,30	1,03	DE/FL
	0,0120	0,0069	0,0044	-	0,0034	938	510	-	0,8015	0,4130	62,21	29,18	0,97	DE/FL
	0,0120	0,0061	0,0038	-	0,0035	830	510	-	0,8000	0,4000	69,34	32,43	0,94	CC
	0,0120	0,0061	0,0038	-	0,0035	830	510	-	0,8000	0,4000	69,34	32,43	1,01	CC
	0,0120	0,0117	0,0081	-	0,0035	1591	490	-	0,8000	0,4000	43,98	33,70	1,02	CC
	0,0120	0,0115	0,0080	-	0,0034	1564	490	-	0,8050	0,4143	43,54	33,44	1,02	DE/FL
	0,0120	0,0097	0,0066	-	0,0035	1319	490	-	0,8000	0,4000	50,76	38,70	1,17	CC
	0,0120	0,0094	0,0064	-	0,0034	1278	490	-	0,8020	0,4132	50,11	38,15	1,14	DE/FL
	0,0120	0,0128	0,0091	-	0,0029	1741	490	-	0,7699	0,4021	35,07	35,40	1,02	RF
	0,0120	0,0131	0,0093	-	0,0030	1782	490	-	0,7750	0,4038	35,04	35,61	1,06	RF
	0,0120	0,0119	0,0083	-	0,0033	1618	490	-	0,7974	0,4116	41,16	42,94	0,96	DE/FL
0,0120	0,0116	0,0081	-	0,0032	1578	490	-	0,7915	0,4095	41,06	42,53	1,20	DE/FL	
Coelho (2011)	0,0150	0,0095	0,0084	-0,0007	0,0015	1501	455	-149	0,5662	0,3615	41,26	58,39	1,14	DE/FL
Ibrahim (2014)	0,0140	0,0102	0,0094	-0,0015	0,0017	1683	560	-299	0,5989	0,3650	55,79	63,87	1,20	DE/FL
	0,0140	0,0097	0,0089	-0,0017	0,0019	1601	560	-341	0,6458	0,3714	64,99	76,83	1,19	DE/FL
	0,0140	0,0089	0,0081	-0,0018	0,0020	1469	560	-370	0,6644	0,3746	72,99	86,18	0,99	DE/FL
Kim (2015)	0,0170	0,0067	0,0051	-	0,0033	831	414	-	0,7988	0,4121	54,60	10,00	1,15	DE/FL
	0,0170	0,0061	0,0046	-	0,0030	756	414	-	0,7783	0,4049	54,48	9,75	1,25	DE/FL
	0,0170	0,0059	0,0045	-	0,0029	732	414	-	0,7708	0,4024	54,48	9,66	1,58	DE/FL

## 4.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA

Nas tabelas apresentadas acima, a coluna “Exp/Teo” apresenta a relação entre o momento de ruptura experimental ( $M_u$ ), obtido pelos ensaios de ruptura, e o momento resistente previsto ( $M_R$ ), obtido por cada recomendação. Esta relação pode ser utilizada para avaliar a precisão dos métodos de cálculo, a partir da elaboração de gráficos que confrontem os valores de  $M_u$  e de  $M_R$  e permitam analisar a tendência dos resultados obtidos e a sua aproximação do valor ideal ( $M_u = M_R$ ).

Dessa forma, realizou-se a análise da precisão e da acurácia destes métodos de cálculo. Primeiramente foi feita a análise geral de todos os espécimes do banco de dados e, em seguida, estes foram separados em grupos de acordo com o seu modo de ruptura, a fim de refinar a análise inicial.

### 4.1.1. Análise Geral

Foram elaborados os gráficos para comparar os valores de momento resistente previsto ( $M_R$ ) com os de momento de ruptura experimental ( $M_u$ ), como apresentados na Figura 4.1 e na Figura 4.2. Estes gráfico apresentam uma linha de tendência, representada pela linha cheia, que permite avaliar a acurácia dos resultados e uma regressão linear dos dados analisados, representada pela linha tracejada, a qual fornece um valor de  $R^2$  para cada gráfico e permite analisar o desempenho de cada método analisado.

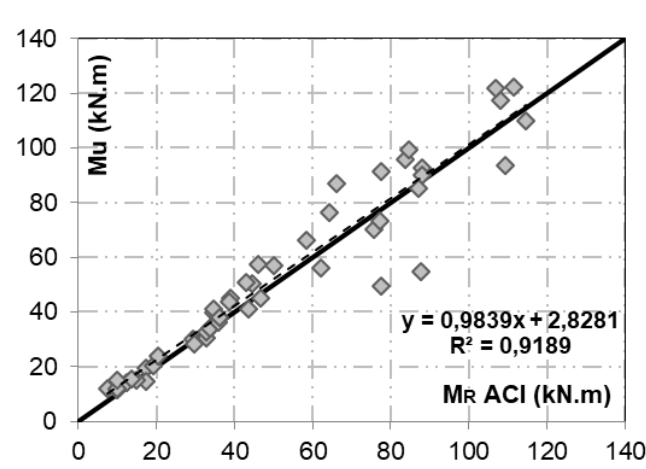


Figura 4.1: Análise da precisão do modelo do ACI 440.2R (2017)

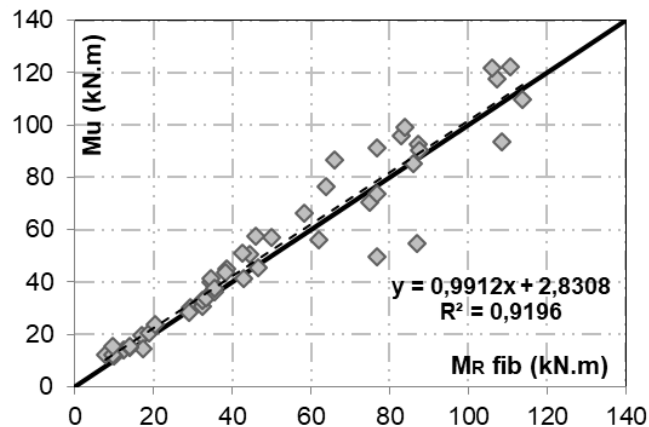


Figura 4.2: Análise da precisão do modelo do *fib Bulletin 14* (2001)

Observa-se que para momentos resistentes inferiores à 50kN.m, a razão entre o momento teórico e o resistente fica próxima ao valor unitário (1), enquanto que para valores maiores de momento resistente, a incerteza dada pelos resultados obtidos também aumenta.

A partir desses gráficos observa-se que os resultados apresentados pelo ACI 440.2R (2017) mostraram-se mais acurados que aqueles apresentados pelo *fib Bulletin 14* (2001).

Além disso, foi realizada uma análise de conformidade dos modos de ruptura, com a finalidade de observar se as prescrições de cálculo analisadas previram de forma correta o modo de ruptura das vigas. A Tabela 4.4 apresenta os modos de ruptura experimentais e teóricos para cada espécime, enquanto a traz o percentual de modos de ruptura previstos de forma correta por cada normativa de cálculo.

Tabela 4.4: Modos de ruptura experimentais e teóricos

Autor	Modo de Ruptura Teórico		Modo de Ruptura Experimental
	ACI 440.2R (2017)	<i>fib Bulletin 14</i> (2001)	
Fortes <i>et al</i> (2002)	DE/FL	DE/FL	FL
	DE/FL	DE/FL	FL
	CC	DE/FL	FL
	DE/FL	DE/FL	FL
Dias <i>et al</i> (2012)	DE/FL	DE/FL	RF
	DE/FL	DE/FL	DE
	DE/FL	DE/FL	DE
Barros <i>et al</i> (2007)	DE/FL	DE/FL	FL
	DE/FL	DE/FL	FL
	DE/FL	DE/FL	FL



Tabela 4.4: Modos de ruptura experimentais e teóricos – Continuação

Autor	Modo de Ruptura Teórico		Modo de Ruptura Experimental
	ACI 440.2R (2017)	<i>fib Bulletin 14 (2001)</i>	
Billota <i>et al</i> (2015)	CC	CC	CC
	CC	CC	FL
Kang <i>et al</i> (2005)	DE/FL	DE/FL	DE
	DE/FL	DE/FL	DE
	DE/FL	DE/FL	DE
	DE/FL	DE/FL	DE
Seo <i>et al</i> (2016)	DE/FL	DE/FL	DE/FL
	DE/FL	DE/FL	DE/FL
Lim (2013)	DE/FL	DE/FL	DE
	CC	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	DE
	DE/FL	DE/FL	DE
	CC	DE/FL	CC
	CC	DE/FL	CC
Moon <i>et al</i> (2005)	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	DE
	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
Yost <i>et al</i> (2007)	CC	DE/FL	CC
	CC	DE/FL	CC
	CC	CC	CC
	CC	CC	CC
	CC	CC	CC
	CC	DE/FL	CC
	CC	CC	CC
	CC	DE/FL	CC
	RF	RF	RF
	RF	RF	RF
	CC	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
Coelho (2011)	DE/FL	DE/FL	FL
Ibrahim (2014)	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
Kim (2015)	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC
	DE/FL	DE/FL	CC

Tabela 4.5: Conformidade dos modos de ruptura

Conformidade Geral			
ACI 440.2R (2017)		<i>fib Bulletin 14 (2001)</i>	
69,39%		55,10%	
Modo de ruptura	Conformidade por modo de ruptura	Modo de ruptura	Conformidade por modo de ruptura
DE/FL	90,48%	DE/FL	95,24%
CC	56,00%	CC	20,00%
RF	66,67%	RF	66,67%

Assim, observa-se que as previsões dos modos de ruptura da norma americana, que atingiu uma taxa de aproximadamente 70% de conformidade, foram mais acurados que as previsões da recomendação europeia. Além disso, observa-se que par ao modo de ruptura DE/FL as previsões mostraram-se muito melhores, com taxas de conformidade superiores à 90% para as duas prescrições avaliadas.

Também foi feita uma análise geral de alguns parâmetros estatísticos do banco de dados, como a média da relação  $M_u/M_R$ , o seu desvio padrão e coeficiente de variação, além da quantificação dos resultados contra a segurança, ou seja, aqueles com relação  $M_u/M_R$  inferior à 0,85. Estes dados são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Parâmetros estatísticos do banco de dados geral

Geral					
Recomendações	Qt. de espécimes	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	Resultados Contra a Segurança
ACI 440.2R	49	1,076	17,04%	15,83%	6,12%
<i>fib Bulletin 14</i>	49	1,085	17,10%	15,76%	6,12%

A partir destes valores, percebemos que as duas recomendações de cálculo apresentaram valores de média superiores à 1 e uma taxa de apenas 6,12% dos resultados contra a segurança. Assim, as duas recomendações mostraram-se adequadas no quesito de segurança estrutural.

Em relação ao desvio padrão e ao coeficiente de variação destes resultados, estes se mostraram um pouco elevados, o que se deve principalmente à variação entre os modos de ruptura dos espécimes analisados e à maior incerteza dos resultados apresentados pelas vigas com maior momento resistente, como observado anteriormente.

Em relação às recomendações de cálculo, tanto o ACI 440.2R (2017) como o *fib Bulletin 14* (2001) apresentaram resultados muito semelhantes.

A fim de refinar estas análises e comparar vigas que apresentem características mais semelhantes entre si, o banco de dados será separado em três grupos, de acordo com o modo de ruptura de cada viga.

#### 4.1.2. Análise de Grupos

Nesta análise os 49 espécimes do banco de dados foram separados em três grupos distintos, de acordo com o seu modo de ruptura. Assim, temos o grupo CC, DE/FL e RF.

A Tabela 4.7 apresenta os grupos e as suas respectivas quantidades de espécimes, de acordo com cada normativa de cálculo analisada. Além disto, é apresentada a média, o desvio padrão, o coeficiente de variação e o percentual de resultados contra a segurança de cada grupo ( $M_u / M_R < 0,85$ ).

Tabela 4.7: Parâmetros estatísticos do banco de dados por grupo

Grupo CC					
Recomendações	Qt. de espécimes	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	Resultados Contra a Segurança
ACI 440.2R	15	1,01	12,57%	12,51%	6,67%
fib Bulletin 14	6	1,05	7,94%	7,55%	0,00%
Grupo DE/FL					
Recomendações	Qt. de espécimes	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	Resultados Contra a Segurança
ACI 440.2R	32	1,11	18,39%	16,53%	6,25%
fib Bulletin 14	41	1,09	18,43%	16,88%	7,32%
Grupo RF					
Recomendações	Qt. de espécimes	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	Resultados Contra a Segurança
ACI 440.2R	2	1,03	2,96%	2,88%	0,00%
fib Bulletin 14	2	1,04	3,00%	2,88%	0,00%

A partir desta análise percebe-se que os valores de desvio padrão e coeficiente de variação reduziram consideravelmente se comparados aos valores obtidos na análise geral do banco de dados.

A média da relação entre os valores experimentais e teóricos manteve-se similar nos três grupos analisados, sempre superior à 1 e com resultados contra a segurança sempre inferiores à 8%.

Tratando mais especificamente do grupo RF, observa-se que este apresentou valores muito reduzidos de desvio padrão e coeficiente de variação, além de não apresentar nenhum resultado contra a segurança. Porém, isto não significa que as recomendações de cálculo sejam mais adequadas para vigas que apresentem este modo de ruptura. Isto porque este grupo possui apenas dois espécimes e este número reduzido de dados não nos permite tirar conclusões acerca do comportamento das vigas deste grupo.

Já os demais grupos apresentam quantidades mais expressivas de resultados, sendo que a grande maioria deles se enquadrou no grupo DE/FL. Este seria o modo de ruptura desejado para os espécimes analisados, visto que as vigas romperiam de forma dúctil, por escoamento excessivo do aço ou descolamento das lâminas, evitando a ruptura frágil dada por esmagamento do concreto.

De forma geral, para os grupos DE/FL e RF o ACI 440.2R (2017) apresentou resultados melhores, enquanto que para o grupo CC, o *fib Bulletin 14* (2001) mostrou-se mais adequado.

Ainda analisando os resultados, de forma a continuar avaliando as performances das normativas de cálculo, foi realizada uma análise da dispersão dos resultados por meio da curva “*box and whiskers*”. Este tipo de gráfico apresenta os valores mínimos e máximos da relação entre os valores experimentais e teóricos de momento último – dada pelo parâmetro  $\lambda$  – e o primeiro (Q1), segundo (Q2) e terceiro (Q3) quartil dos resultados. Estes gráficos são apresentados na Figura 4.3 e Figura 4.4.

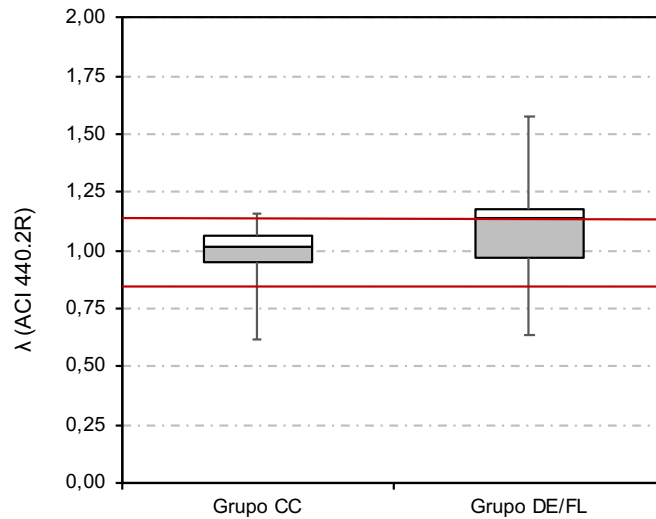


Figura 4.3: Análise de dispersão “Box and whiskers” – ACI 440.2R (2017)

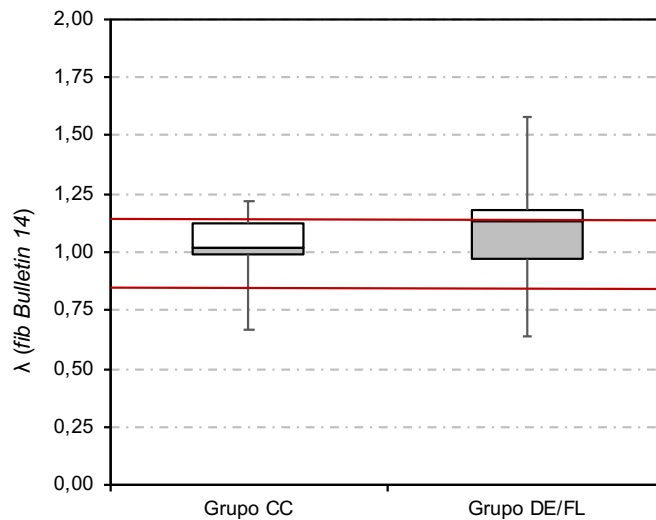


Figura 4.4: Análise de dispersão “Box and whiskers” – fib Bulletin 14 (2001)

Nestes gráficos, a linha vermelha representa os limites da faixa de segurança apropriada, onde a relação  $M_u / M_R$ , dada por  $\lambda$ , está entre 0,85 e 1,15.

Os limites superiores e inferiores da linha vertical presente em cada barra representam o valor máximo e mínimo de  $\lambda$ , respectivamente, dando informações sobre a dispersão dos resultados. Dessa forma, analisando estes resultados é possível perceber que para o grupo CC, tanto nos resultados apresentados pelo ACI 440.2R (2017) como nos apresentados pelo fib Bulletin 14

(2001), a dispersão foi menor que a apresentada para o grupo DE/FL, que mostrou-se bem superior.

Em relação aos quartis, o primeiro (Q1) é representado pela linha inferior da barra de resultados, abaixo da região preenchida de cinza e mostra que 25% dos resultados estão abaixo daquele valor especificado. O segundo quartil é dado pela linha central da barra de resultados, a que divide a região preenchida de cinza e a de branco. Este quartil corresponde à mediana dos resultados e mostra que 50% dos resultados estão abaixo daquele valor. Já o terceiro quartil (Q3) é representado pela linha superior da barra de resultados, acima da região preenchida de branco e mostra que 75% dos resultados estão abaixo daquele valor.

Analisando o segundo quartil observa-se que tanto para o grupo CC como para o grupo DE/FL, para as prescrições do ACI 440.2R (2017) e do *fib Bulletin* 14 (2001), a mediana mostrou-se dentro do intervalo de segurança estipulado, atendendo ao critério de segurança adequada. Para as duas normativas de cálculo a mediana apresentou valores próximos à 1,00 para o grupo CC e 1,15 para o grupo DE/FL que, dessa forma, apresentou resultados beirando o limite mais conservador.

Em relação ao terceiro quartil, este manteve-se abaixo do limite de segurança superior estipulado para as duas prescrições de cálculo do grupo CC, mostrando que pelo menos 75% destes resultados estão abaixo de 1,15. Mais especificamente para os resultados da norma americana, quase 100% dos resultados mostraram-se inferiores à 1,15. Já para o grupo DE/FL, o terceiro quartil apresentou-se superior à 1,15, mostrando que os resultados para este grupo foram, de fato, mais conservadores.

Por fim, o primeiro quartil mostrou-se superior ao limite inferior da faixa de segurança para ambos os grupos e para ambas as prescrições de cálculo. Já que apenas 25% dos resultados estão abaixo deste limite e este está acima de 0,85, menos de 25% dos resultados estão abaixo da segurança adequada para as duas prescrições analisadas.

Assim, de forma geral, observa-se que a segurança dos dois grupos está adequada e, em relação à dispersão dos resultados, o grupo CC apresentou resultados melhores que o grupo DE/FL, tanto para o ACI 440.2R (2017) como para o *fib Bulletin* 14 (2001).

## 4.2. ANÁLISE DA SEGURANÇA

A análise feita anteriormente em relação aos resultados obtidos contra a segurança fornece uma noção apenas dos espécimes que obtiverem resultados da relação  $M_u / M_R$  inferiores à 0,85, enquanto a análise pela curva “*box and whiskers*” não nos permite quantificar de forma precisa quantos elementos tiveram resultados muito conservadores ou muito perigosos.

Dessa forma, a análise de segurança realizada mostra-se incompleta, pois não avalia os espécimes do banco de dados que obtiveram resultados muito conservadores, sendo que estes mostram-se economicamente indesejáveis em questões de aplicação do reforço estrutural.

Dessa forma, será utilizada uma adaptação do critério de penalidade de Collins (2001), o *Demerit Points Classification* (DPC), para analisar o nível de conservadorismo dos resultados e também avaliar a dispersão destes.

Para isto, os espécimes contidos em cada um dos três grupos de vigas analisados foram classificados de acordo com os limites de segurança apresentados na Tabela 3.4, sendo atribuído a cada elemento a penalidade correspondente. A Tabela 4.8 e a Tabela 4.9 apresentam a quantidade de peças obtidas em cada intervalo de segurança, de acordo com os grupos e a recomendação de cálculo analisada.

Tabela 4.8: Distribuição das vigas de acordo com a faixa de segurança – ACI 440.2R

$M_u/M_R$	Faixa de Segurança	Penalidade	Grupo CC	Grupo DE/FL	Grupo RF
			nº de peças	nº de peças	nº de peças
<0,5	Extremamente perigoso	10	0	0	0
[0,5-0,65[	Perigoso	5	1	1	0
[0,65-0,85[	Baixa segurança	2	0	1	0
[0,85-1,15[	Segurança apropriada	0	13	18	2
[1,15-2,00[	Conservador	1	1	12	0
$\leq 2,00$	Extremamente conservador	2	0	0	0
<b>Penalidade Total</b>			<b>6</b>	<b>19</b>	<b>0</b>

Tabela 4.9: Distribuição das vigas de acordo com a faixa de segurança – *fib Bulletin 14*

M <sub>u</sub> /M <sub>R</sub>	Faixa de Segurança	Penalidade	Grupo CC	Grupo DE/FL	Grupo RF
			n° de peças	n° de peças	n° de peças
<0,5	Extremamente perigoso	10	0	0	0
[0,5-0,65[	Perigoso	5	0	2	0
[0,65-0,85[	Baixa segurança	2	0	1	0
[0,85-1,15[	Segurança apropriada	0	5	25	2
[1,15-2,00[	Conservador	1	1	13	0
≤2,00	Extremamente conservador	2	0	0	0
<b>Penalidade Total</b>			<b>1</b>	<b>25</b>	<b>0</b>

A partir desta classificação dos espécimes analisados, foi possível atribuir a cada faixa de segurança a sua penalidade correspondente e, com isso, obter a penalidade total de cada grupo, como apresentado na Figura 4.5 e na Figura 4.6.

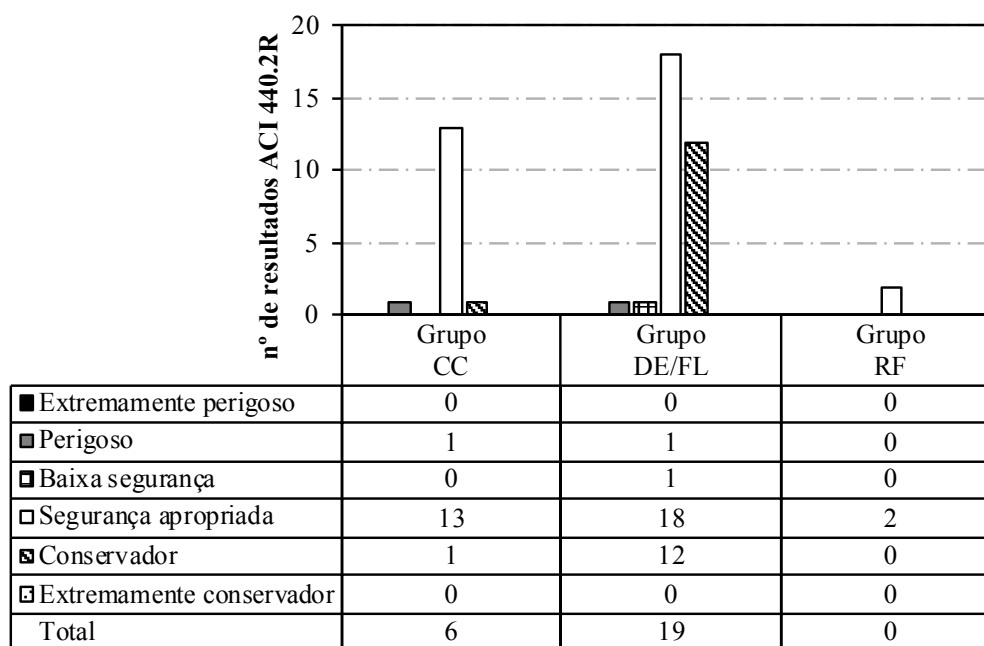


Figura 4.5: *Demerit Points Classification* – ACI 440.2R (2017)



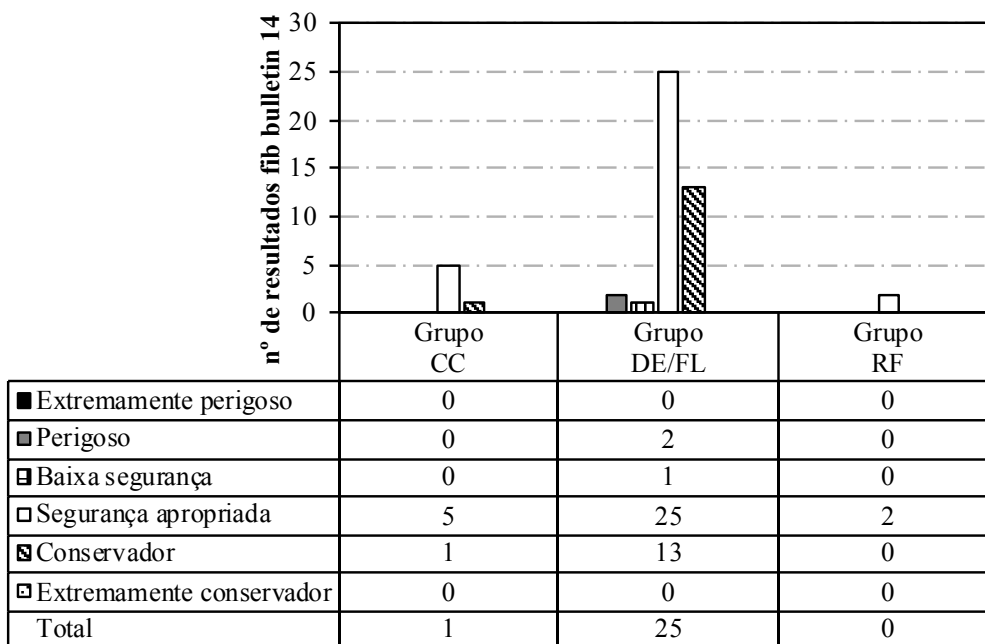


Figura 4.6: Demerit Points Classification – fib Bulletin 14 (2001)

A partir dos gráficos apresentados acima é possível observar que o ACI 440.2R (2017) apresentou uma penalidade total maior para o grupo CC do que o *fib Bulletin 14* (2001), mostrando que no quesito de segurança, para vigas com modo de ruptura CC, as previsões de cálculo do *fib Bulletin 14* (2001) mostraram-se mais adequadas. Já para o grupo DE/FL o ACI 440.2R (2017) apresentou uma penalidade total menor do que o *fib Bulletin 14* (2001), mostrando que para este grupo as previsões de cálculo do *fib Bulletin 14* (2001) mostraram-se mais adequadas no quesito de segurança.

Vale ressaltar que a penalidade apresentada para o grupo RF foi nula para ambas as normativas de cálculo analisadas. Isso ocorre principalmente devido ao número extremamente reduzido de vigas que apresentaram esse modo de ruptura, resultado em um grupo com apenas dois espécimes. Dessa forma, como já ressaltado anteriormente na análise estatística, este número reduzido de espécimes fornece uma confiabilidade muito baixa acerca dos resultados obtidos, não sendo possível tirar conclusões sobre o comportamento das vigas deste grupo.

Além disso, realizando uma análise total das penalidades de cada normativa de cálculo trabalhada, percebe-se que de forma geral, tanto o ACI 440.2R (2017) como o *fib Bulletin 14* (2001) apresentam resultados similares de penalidade, como mostra a Figura 4.7.

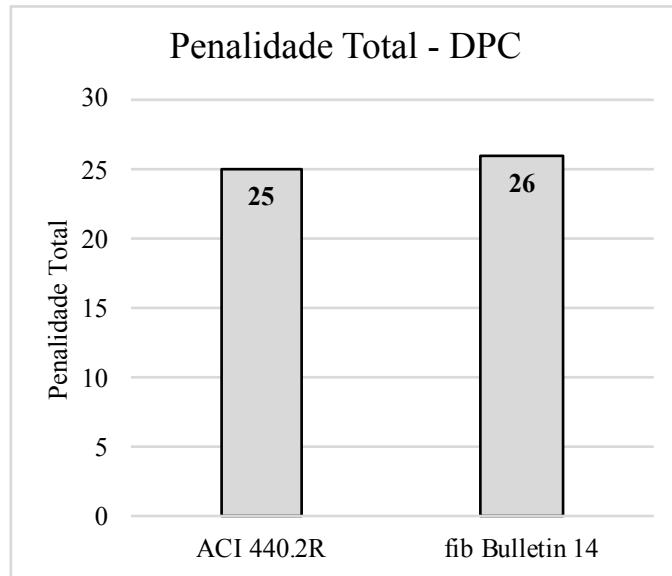


Figura 4.7: Comparação das penalidades totais pelo DPC

Assim, em quesitos de segurança, os resultados apresentados pelas duas normativas foram bem similares, mostrando que de forma geral nenhuma das normativas mostrou-se mais vantajosa neste quesito analisado.

## **5. PROPOSTA PARA UM PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Neste capítulo é apresentada a proposta de programa experimental de estudo de vigas de concreto armado reforçadas à flexão. Dessa forma, são descritas as características das vigas e dos materiais utilizados, o projeto de reforço e o programa de ensaios.

Como o foco de estudo deste trabalho foram as vigas reforçadas com PRFC, a proposta experimental baseia-se nestas lâminas de carbono já estudadas. Porém, ao analisar o custo deste tipo de fibra, optou-se por propor de forma conjunta vigas reforçadas com barras de aço, a fim de avaliar a eficiência e aplicabilidade desta forma de reforço, devido à sua vantagem de apresentar um custo reduzido.

A viabilidade desta forma de reforço foi verificada na literatura, a partir de trabalho de autores que estudaram vigas reforçadas à flexão pelo método NSM com barras de aço. Foram encontrados 8 trabalhos de 7 autores distintos.

Em um destes trabalhos, Almusallam (2012) ressalta que o método de reforço com barras de aço embutidas mostrou-se muito bem sucedido, desde que seja garantida a sua ancoragem e aderência correta. Já Hosen et. al (2016) ressalta os grandes benefícios desta técnica se considerada a questão custo-benefício.

Desta forma, optou-se por propor junto às vigas reforçadas com lâminas de PRFC, vigas reforçadas com barras de aço. Como a técnica de reforço é a mesma, valem as considerações já feitas acerca do comportamento de um elemento reforçado.

### **5.2. OBJETIVOS**

Um dos objetivos principais deste trabalho foi analisar o aumento da capacidade de carga das vigas proporcionado pelo reforço com lâminas de PRFC embutidas, em comparação com a técnica de reforço com barras de aço embutidas. Essa comparação busca avaliar a aplicabilidade

destas técnicas de reforço, mostrando se a sua utilização é adequada e como os seus diferentes parâmetros influenciam o resultado de capacidade de carga final.

Além disso, busca-se avaliar de forma comparativa a eficiência das metodologias de cálculo do ACI 440-2R (2017) e do *fib Bulletin* 14 (2001), observando qual normativa mostra-se mais adequada para uma situação de projeto.

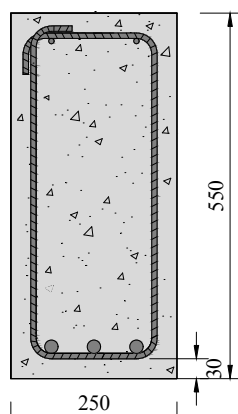
Para que as comparações entre os elementos propostos pudessem ser mais consistentes, a área da seção transversal das vigas foi mantida constante em todas as séries propostas, assim com as suas dimensões longitudinais.

### **5.3. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL**

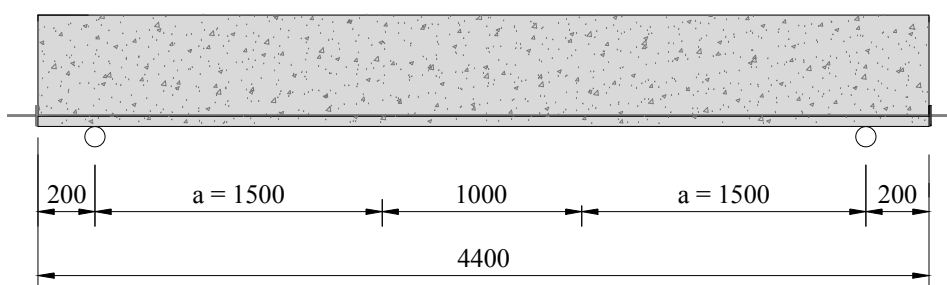
O programa experimental consistiu no ensaio de 18 vigas de concreto armado com seção transversal retangular, reforçadas à flexão com tiras de laminado de fibra de carbono e barras de aço. Estas vigas serão descritas nos itens seguintes deste capítulo.

As dimensões das vigas deste trabalho foram definidas de forma a respeitar os parâmetros de espaçamento entre os elementos de reforço apresentados no ACI 440.2R (2017). Assim, as vigas apresentam seção transversal de largura igual à 250 mm e altura de 550 mm, com cobrimento de 30 mm, atendendo ao valor especificado pela NBR 6118:2014 para vigas sujeitas a classe de agressividade ambiental II. Já em relação à seção longitudinal, as vigas apresentam comprimento total de 4400 mm, distância de 200 mm da extremidade da viga até o apoio e 1500 mm entre o apoio e o ponto de aplicação de carga.

A Figura 5.1 traz uma representação da seção transversal e longitudinal padrão das vigas propostas.



a) Seção transversal das vigas propostas



b) Seção longitudinal das vigas propostas

Figura 5.1: Representação das vigas propostas no programa experimental

As vigas foram divididas em três séries distintas. A série I é composta de vigas com taxa de reforço ( $\rho_f$ ) constante e taxa de armadura de flexão variável ( $\rho$ ), enquanto a série II é composta de vigas com taxa de armadura de flexão ( $\rho$ ) constante e taxa de reforço ( $\rho_f$ ) variável. Cada série foi dividida em três grupos, sendo o grupo I composto pelas vigas de referência (sem reforço externo), o grupo II pelas vigas reforçadas com lâminas de PRFC e o grupo III pelas vigas reforçadas com barras de aço. As duas séries propostas são detalhadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Séries de vigas propostas

Série	Vigas			Armadura de Flexão	Reforço PRFC / Reforço Aço
	Grupo I (Referência)	Grupo II (Lâminas de Carbono)	Grupo III (Barras de Aço)		
I	VREF - 1	VC - 1.1	VA - 1.1	3 $\Phi$ 10	3 lâminas / 3 barras $\Phi$ 8
	VREF - 2	VC - 1.2	VA - 1.2	3 $\Phi$ 12,5	3 lâminas / 3 barras $\Phi$ 8
	VREF - 3	VC - 1.3	VA - 1.3	3 $\Phi$ 16	3 lâminas / 3 barras $\Phi$ 8
	VREF - 4	VC - 1.4	VA - 1.4	3 $\Phi$ 20	3 lâminas / 3 barras $\Phi$ 8
II	VREF - 2	VC - 2.1	VA - 2.1	3 $\Phi$ 12,5	2 lâminas / 2 barras $\Phi$ 8
		VC - 2.2	VA - 2.2	3 $\Phi$ 12,5	4 lâminas / 4 barras $\Phi$ 8
		VC - 2.3	VA - 2.3	3 $\Phi$ 12,5	5 lâminas / 3 barras $\Phi$ 10

A tabela acima apresenta 19 vigas, mas como é possível perceber, a viga de referência VREF – 2 atende às séries I e II, sendo necessário apenas uma viga para atender as duas séries propostas. Assim, a proposta experimental abrange 18 vigas ao total.

O grupo I é composto por quatro vigas de referência e, desta forma, não foram reforçadas externamente. A sua armadura de flexão possui sempre três barras, com diâmetros variados de 10, 12,5, 16 e 20 mm.

Já o grupo II é composto por sete vigas reforçadas com lâminas de PRFC, sendo quatro delas reforçadas com três lâminas e taxas de armadura de flexão variável (Série I) e as outras três reforçadas com duas, três e quatro lâminas, desta vez com taxa de armadura de flexão constante (Série II). A resina utilizada para fixar as lâminas é à base epóxi.

Por fim, o grupo III é composto por sete vigas reforçadas com barras de aço, sendo quatro delas reforçadas com três barras de 8 mm de diâmetro e taxas de armadura de flexão variável (Série I) e as outras três reforçadas com duas barras de  $\Phi = 8$  mm, quatro barras de  $\Phi = 8$  mm e três barras de  $\Phi = 10$  mm, desta vez com taxa de armadura de flexão constante (Série II). Já neste grupo o material utilizado para fixar as barras é uma argamassa polimérica estrutural, com características anticorrosivas.

#### **5.4. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS**

Como descrito anteriormente, todas as vigas propostas possuem seção transversal retangular, tendo largura de 250 mm, altura total de 550 mm, comprimento total de 4400 mm e vão livre de 4000 mm, como mostrou a Figura 5.1.

Para dimensionar estas vigas, foi necessário, além de definir a sua geometria, definir o método de ensaio destes elementos. Desta forma, todas as vigas deverão ser ensaiadas com duas cargas concentradas simétricas, aplicadas a 1500 mm dos apoios, com auxílio de uma viga metálica de distribuição. A Figura 5.2 apresenta o esquema estático de carregamento dos ensaios propostos.

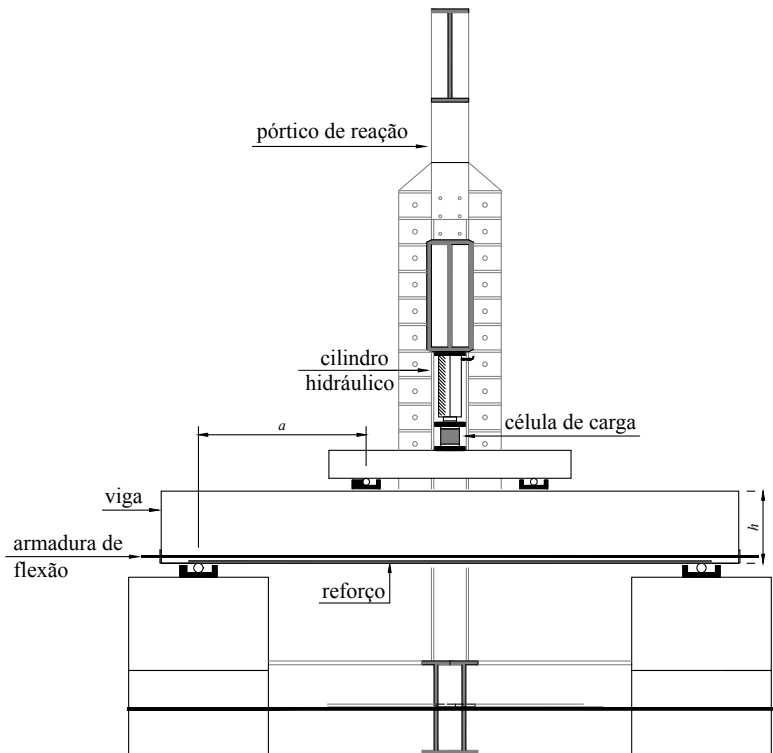


Figura 5.2: Representação do esquema estático de carregamento das vigas

Com essas informações, é possível realizar o dimensionamento das vigas propostas. Na série I, a taxa de reforço das vigas e da taxa de armadura de cisalhamento foram mantidas constantes e variou-se a taxa de armadura de flexão, a fim de avaliar a sua influência com relação à capacidade de resistência à flexão e os modos de ruptura apresentados. Já na série II as armaduras de flexão e de cisalhamento foram mantidas constantes em cada série de vigas, para avaliar, desta vez, os efeitos de cada tipo de reforço.

A armadura de flexão das duas séries foi definida previamente, buscando taxas de armadura de flexão variadas para a série I, partindo da armadura mínima ( $\rho = 0,19\%$ ,  $0,29\%$ ,  $0,48\%$  e  $0,75\%$ ) e uma taxa média para a série II ( $\rho = 0,29\%$ ). Já a armadura de cisalhamento foi dimensionada para evitar a ruptura das vigas por cisalhamento após o reforço à flexão.

A Figura 5.3 apresenta os diagramas de momento fletor e de esforço cortante, utilizados no dimensionamento das vigas.

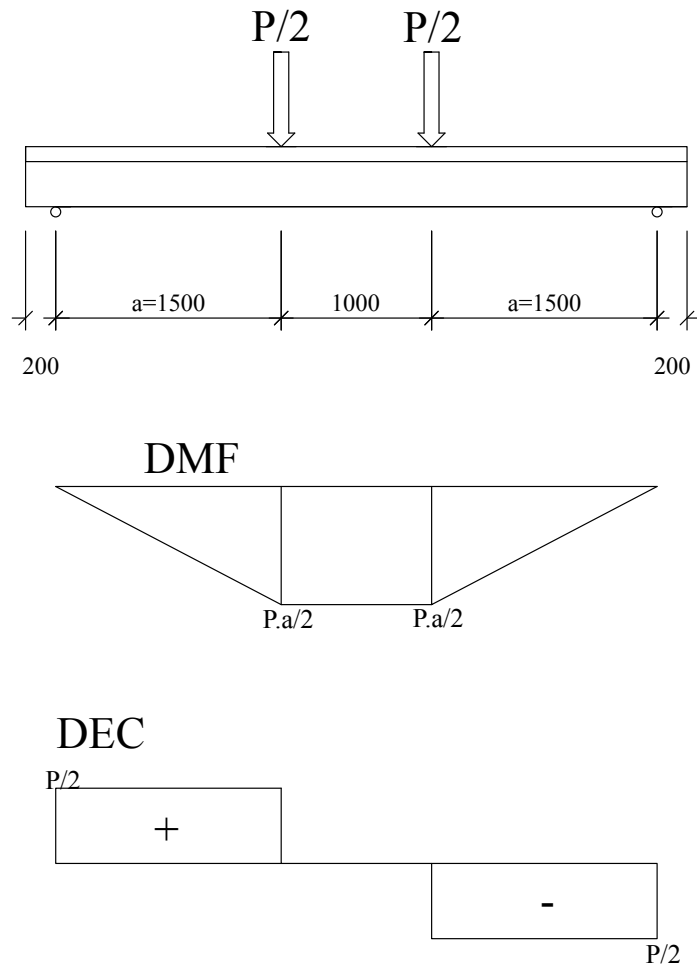


Figura 5.3: Representação do esquema estático de carregamento das vigas

#### 5.4.1. Resistência à Flexão

O cálculo da resistência à flexão das vigas foi feito adotando-se coeficientes de segurança unitários, resistência estimada ( $f_c$ ) igual a 30 MPa, armadura convencional composta de aço CA-50, com tensão de escoamento de 500 MPa e módulo de elasticidade de 210.000 MPa, com cobrimento da armadura de 30 mm a partir da face dos estribos.

##### 5.4.1.1. Vigas de Referência

Primeiramente foram calculadas as quatro vigas de referência, seguindo as recomendações do ACI 440.2R (2017) e do *fib Bulletin* 14 (2001). Os dados principais do cálculo destas vigas são mostrados na Tabela 5.2 e na Tabela 5.3, de acordo com cada norma.



Tabela 5.2: Dimensionamento das vigas de referência – ACI 440.2R (2017)

PREVISÃO ACI 440.2R (2017)										
Vigas	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_c$	X	$M_R$	Modo de Ruptura Teórico
					(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(kN.m)	
VREF - 1	0,0180	0,013	0,0010	0,0115	2079	500	30,0	38,89	58,13	DE/FL
VREF - 2	0,0180	0,013	0,0012	0,0115	2079	500	30,0	49,55	89,86	DE/FL
VREF - 3	0,0180	0,013	0,0017	0,0114	2079	500	30,0	65,67	144,74	DE/FL
VREF - 4	0,0180	0,013	0,0024	0,0113	2079	500	30,0	87,40	220,56	DE/FL

Tabela 5.3: Dimensionamento das vigas de referência – *fib Bulletin 14* (2001)

PREVISÃO <i>fib Bulletin 14</i> (2001)										
Vigas	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_c$	X	$M_R$	Modo de Ruptura Teórico
					(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(kN.m)	
VREF - 1	0,0180	0,013	0,0011	0,0115	2079	500	30	42,50	57,97	DE/FL
VREF - 2	0,0180	0,013	0,0014	0,0115	2079	500	30	54,32	89,51	DE/FL
VREF - 3	0,0180	0,013	0,0019	0,0114	2079	500	30	72,57	143,85	DE/FL
VREF - 4	0,0180	0,013	0,0027	0,0113	2079	500	30	97,84	218,23	DE/FL

A versão completa destas planilhas é apresentada nos Anexos V e VI.

#### 5.4.1.2. Vigas Reforçadas com Lâminas de PRFC

Em seguida foram calculadas as sete vigas reforçadas com PRFC, da série I e da série II, seguindo as recomendações do ACI 440.2R (2017) e do *fib Bulletin 14* (2001). Os dados principais do cálculo destas vigas são mostrados na Tabela 5.4 e na Tabela 5.5, de acordo com cada norma.

Tabela 5.4: Dimensionamento das vigas reforçadas com PRFC – ACI 440.2R (2017)

PREVISÃO ACI 440.2R (2017)											
Série	Vigas	$\epsilon_{fu}$	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_c$	X	$M_R$	Modo de Ruptura Teórico
						(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(kN.m)	
Série I	VC - 1.1	0,018	0,013	0,0013	0,0115	2079	500	30	50,81	91,44	DE/FL
	VC - 1.2	0,018	0,013	0,0015	0,0115	2079	500	30	60,06	122,70	DE/FL
	VC - 1.3	0,018	0,013	0,0020	0,0114	2079	500	30	75,22	176,69	DE/FL
	VC - 1.4	0,018	0,013	0,0027	0,0113	2079	500	30	97,84	250,45	DE/FL
Série II	VC - 2.1	0,018	0,013	0,0014	0,0115	2079	500	30	56,67	111,80	DE/FL
	VC - 2.2	0,018	0,013	0,0016	0,0115	2079	500	30	63,36	133,53	DE/FL
	VC - 2.3	0,018	0,013	0,0017	0,0114	2079	500	30	66,61	144,31	DE/FL

Tabela 5.5: Dimensionamento das vigas reforçadas com PRFC – *fib Bulletin 14 (2001)*

PREVISÃO <i>fib Bulletin 14 (2001)</i>											
Série	Vigas	$\varepsilon_{fu}$	$\varepsilon_{fe}$	$\varepsilon_c$	$\varepsilon_s$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_c$	$X$	$M_R$	Modo de Ruptura Teórico
						(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(kN.m)	
Série I	VC - 1.1	0,018	0,013	0,0014	0,0115	2079	500	30	55,74	91,09	DE/FL
	VC - 1.2	0,018	0,013	0,0027	0,0114	2079	500	30	66,15	122,08	DE/FL
	VC - 1.3	0,018	0,013	0,0023	0,0114	2079	500	30	83,72	175,27	DE/FL
	VC - 1.4	0,018	0,013	0,0031	0,0112	2079	500	30	108,99	247,79	DE/FL
Série II	VC - 2.1	0,018	0,013	0,0026	0,0115	2079	500	30	62,31	111,29	DE/FL
	VC - 2.2	0,018	0,013	0,0028	0,0114	2079	500	30	69,92	132,79	DE/FL
	VC - 2.3	0,018	0,013	0,0029	0,0114	2079	500	30	73,65	143,44	DE/FL

A versão completa destas planilhas é apresentada nos Anexos V e VI.

#### 5.4.1.3. Vigas Reforçadas com Barras de Aço

As vigas reforçadas com barras de aço devem apresentar um momento último equivalente ao das vigas reforçadas com PRFC, a fim de tornar possível a comparação entre estes dois tipos de reforço estrutural.

Assim, para dimensionar estas vigas foram calculadas as áreas de aço correspondentes às áreas de reforço de carbono, de forma a obter a mesma resistência final para estes elementos. Para isto, busca-se uma área de aço de reforço que proporcione valores iguais para  $R_{cc}$  e  $R_{st}$ , ou seja, das forças de compressão e tração do bloco de compressão da seção transversal da viga. Isto é obtido a partir de uma cálculo iterativo, variando a área de aço equivalente. A Tabela 5.6 apresenta os parâmetros utilizados neste cálculo, que seguiram as recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 5.6: Dimensionamento das vigas reforçadas com barras de aço

Série	Viga	$f_y$	$f_{cd}$	$d$	$b_w$	$M$	$x$	$A_{s,longitudinal}$	Rec	Rst	$A_{s,reforço}$	Desbitolagem		Reforço em aço	
		(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(kN.mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )			(mm <sup>2</sup> )	$\Phi=8$	$\Phi=10$	Qt. barras	$\Phi$ (mm)
Série I	VA - 1.1	500	30	507	250	91436,35	35,49	235,62	180991,42	180991,42	126,36	2,5	1,6	3	8
	VA - 1.2	500	30	506	250	122696,31	48,53	368,16	247493,70	247493,70	126,83	2,5	1,6	3	8
	VA - 1.3	500	30	504	250	176687,50	71,87	603,19	366515,79	366515,79	129,85	2,6	1,7	3	8
	VA - 1.4	500	30	502	250	250452,54	105,65	942,48	538816,96	538816,96	135,16	2,7	1,7	3	8
Série II	VA - 2.1	500	30	506	250	111803,50	44,30	368,16	225939,48	225939,48	83,72	1,7	1,1	2	8
	VA - 2.2	500	30	506	250	133533,62	52,76	368,16	269082,65	269082,65	170,01	3,4	2,2	4	8
	VA - 2.3	500	30	506	250	144313,38	57,00	368,16	290702,92	290702,92	213,25	4,3	2,7	3	10

#### 5.4.2. Resistência ao Cisalhamento

As armaduras de cisalhamento foram dimensionadas para que não houvesse ruptura por cisalhamento após o reforço, buscando uma capacidade resistente ao esforço cortante aproximadamente 60% superior à capacidade resistente à flexão. A armadura de cisalhamento foi determinada após a definição dos tipos de reforços que seriam aplicados e do cálculo da resistência à flexão das vigas reforçadas.

Para o aço da armadura de cisalhamento, foram considerados uma tensão de escoamento de 500 MPa e módulo de elasticidade de 210.000 MPa.

Os valores foram calculados de acordo com a NBR 6118:2014, sendo propostos estribos verticais de 8 mm a cada 20 cm para todas as 18 vigas. Na Tabela 5.7 são apresentados os valores da parcela de resistência ao esforço cortante devida a mecanismos complementares ao de treliça, da parcela resistida pela armadura transversal e o valor total do esforço cortante resistente.

Tabela 5.7: Cálculo da resistência ao cisalhamento

Vigas	$V_c$	$V_s (\alpha=90^\circ)$	$V_u$	$P_{u,cisalhamento}$	$P_{U\ ACI}$	$P_{U\ fib}$	Espaçamento	$\Phi$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
VREF - 1	110,14	114,68	224,82	449,64	38,75	38,65	20	8,0
VREF - 2	109,87	114,40	224,26	448,53	59,90	59,68	20	8,0
VREF - 3	109,49	114,00	223,49	446,98	96,49	95,90	20	8,0
VREF - 4	109,05	113,55	222,60	445,20	147,04	145,49	20	8,0
VC - 1.1	110,14	114,68	224,82	449,64	60,96	60,72	20	8,0
VC - 1.2	109,87	114,40	224,26	448,53	81,80	81,38	20	8,0
VC - 1.3	109,49	114,00	223,49	446,98	117,79	116,85	20	8,0
VC - 1.4	109,05	113,55	222,60	445,20	166,97	165,20	20	8,0
VC - 2.1	109,87	114,40	224,26	448,53	74,54	74,19	20	8,0
VC - 2.2	109,87	114,40	224,26	448,53	89,02	88,53	20	8,0
VC - 2.3	109,87	114,40	224,26	448,53	96,21	95,62	20	8,0

Observa-se que a carga última estimada para uma ruptura por cisalhamento ( $P_{u,cisalhamento} = 2V_u$ ) é maior que a carga última teórica à flexão das vigas reforçadas.

## 5.5. DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Para as duas séries propostas foram utilizados estribos verticais de 8,0 mm de diâmetro, espaçados de 20 cm, com porta-estribo de duas barras de 8,0 mm de diâmetro, ambos de aço CA-50. A Figura 5.4 apresenta o detalhamento das armaduras da Série I e a Figura 5.5 apresenta as armaduras da Série 2.

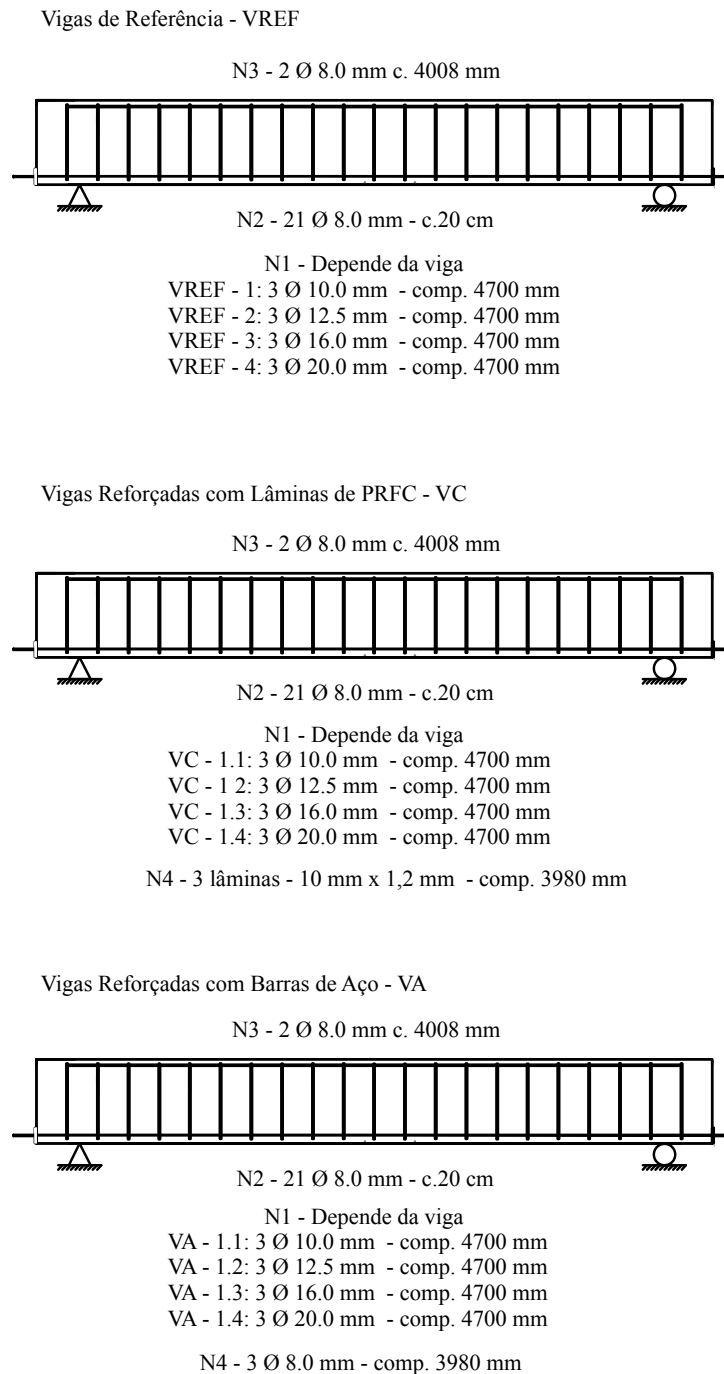
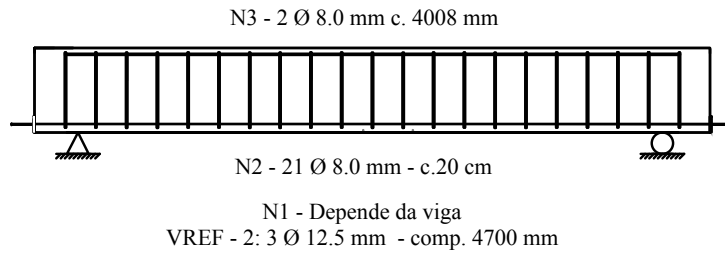
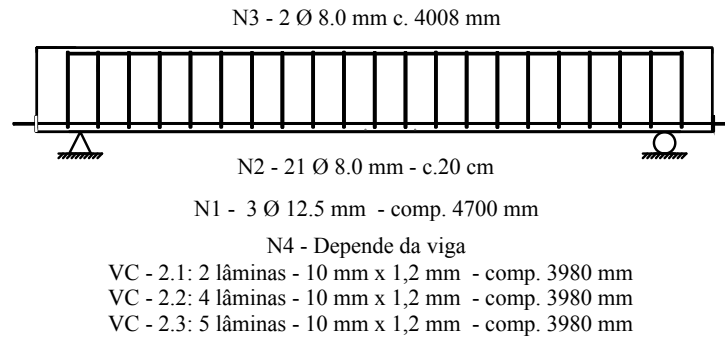


Figura 5.4: Representação das armaduras das vigas da Série I

Vigas de Referência - VREF



Vigas Reforçadas com Lâminas de PRFC - VC



Vigas Reforçadas com Barras de Aço - VA

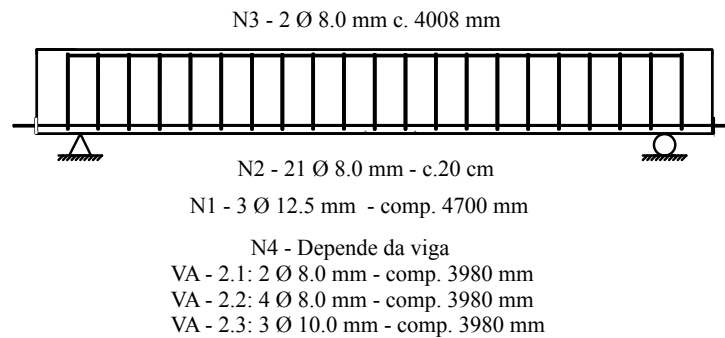


Figura 5.5: Representação das armaduras das vigas da Série II

Como as barras longitudinais de tração das vigas apresentam diâmetros elevados, optou-se por um tipo de ancoragem que impedisse, de forma eficiente, o deslizamento das barras, sem que fosse necessário o dobramento das mesmas. Foi adotado um sistema de ancoragem utilizando chapas de aço de dimensões 150 mm x 150 mm, com espessura de 10 mm. Nessas chapas foram abertos furos nos quais foram encaixadas as barras longitudinais que foram soldadas às chapas. Esse procedimento de ancoragem está previsto no item 9.4.5.4 da NBR 6118:14, como “ancoragem por meio de dispositivos mecânicos”.

O cobrimento da armadura foi de 30 mm, de acordo com os itens 6.4 e 7.4 da NBR 6118:14, para ambiente interno ou externo de agressividade média, em área urbana ou rural.

## 5.6. DISPOSIÇÃO DO REFORÇO

Para definir as dimensões das ranhuras que recebem as lâminas e as barras de reforço e o espaçamento entre elas, foram seguidas as recomendações do ACI 440.2R (2017). Segundo a normativa americana, para vigas reforçadas pelo método NSM, as dimensões mínimas das ranhuras devem seguir o esquema apresentado na Figura 5.6.

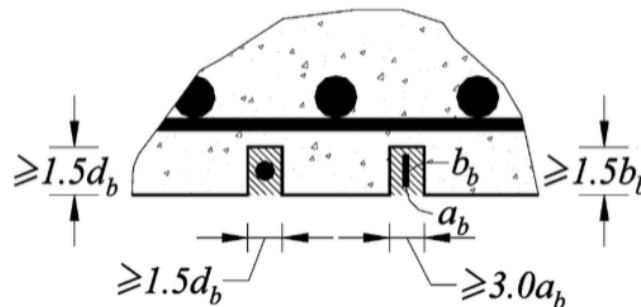


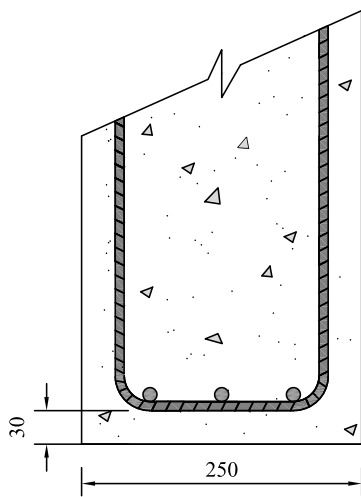
Figura 5.6: Dimensões mínimas das ranhuras

Como observa-se nesta representação, para o caso de reforço executado com barras, a ranhura deve apresentar largura e profundidade mínima de pelo menos 1,5 vezes o diâmetro das barras ( $d_b$ ), enquanto que para reforços executados com lâminas retangulares, a ranhura deve apresentar largura mínima de 3 vezes a espessura da lâmina ( $a_b$ ) e profundidade mínima de 1,5 vezes a altura da lâmina ( $b_b$ ).

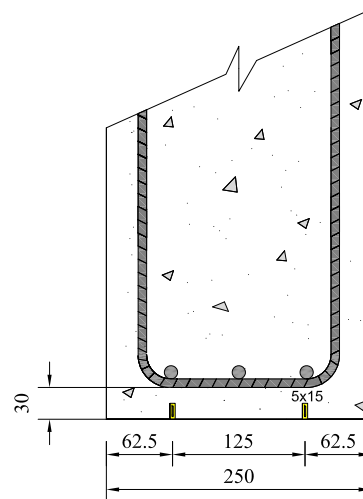
Além de definir as dimensões mínimas das ranhuras, o ACI 440.2R (2017) também traz recomendações acerca do espaçamento entre estas ranhuras, baseado nas observações de um estudo realizado por Hassan e Rizkalla (2003). Segundo este estudo, para minimizar os efeitos de borda – que podem acelerar a ruptura por descolagem do reforço – deve-se manter uma distância livre da borda da viga de 4 vezes a profundidade da ranhura. Em relação ao espaçamento entre as ranhuras, este deve ser maior que pelo menos 2 vezes a profundidade das ranhuras, a fim de evitar a sobreposição das tensões de tração em volta dos elementos de reforço.

Assim, foi possível definir a disposição dos elementos de reforço nas vigas propostas no programa experimental. De fato, as vigas propostas apresentam uma largura considerável para conseguirem receber quantidades mais elevadas de ranhuras sem desobedecer às especificações da norma americana.

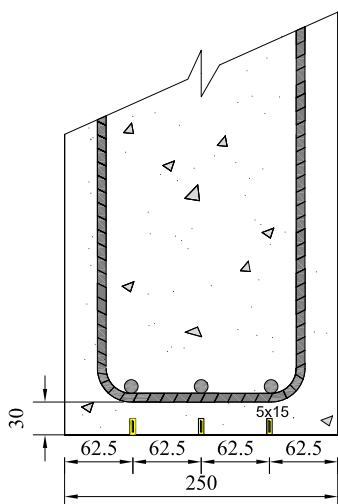
De forma geral, para as vigas do Grupo I, reforçadas com as lâminas de PRFC, as ranhuras apresentam geometria retangular com profundidade de 15 mm e largura de 5 mm. Já para as vigas do Grupo II, reforçadas com as barras de aço, as ranhuras apresentam geometria quadrada, com largura e profundidade de 15 mm. A Figura 5.7 apresenta os cortes da seção transversal e os detalhes dos reforços que serão executados.



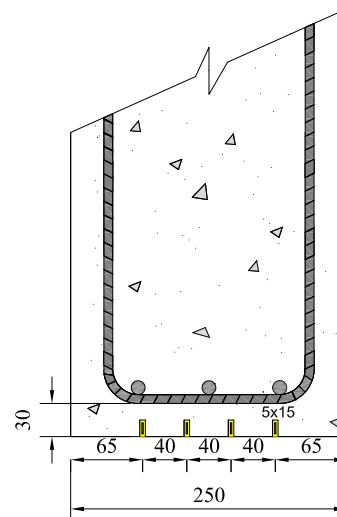
a) Detalhe da viga de referência



b) Detalhe da viga com duas lâminas

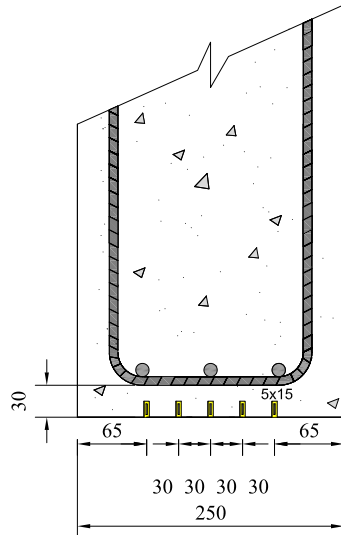


c) Detalhe da viga com três lâminas

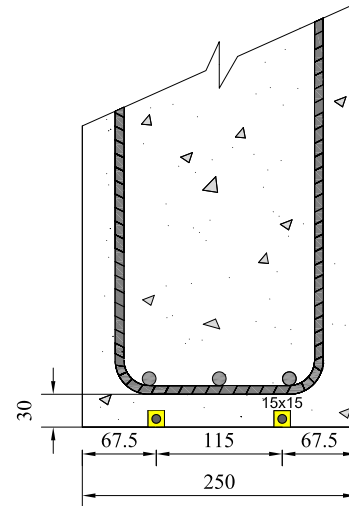


d) Detalhe da viga com quatro lâminas

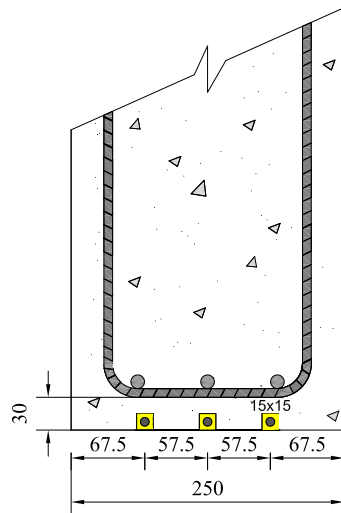




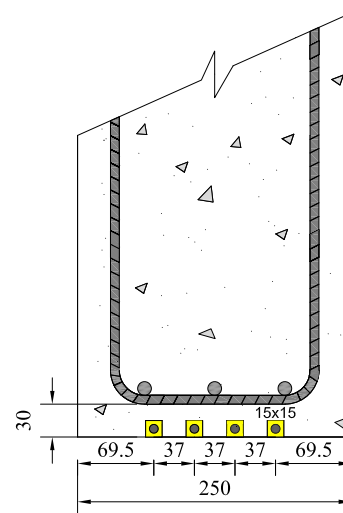
e) Detalhe da viga com cinco lâminas



f) Detalhe da viga com duas barras



g) Detalhe da viga com três barras



h) Detalhe da viga com quatro barras

Figura 5.7: Detalhe das ranhuras encravadas nas vigas

## 5.7. RESULTADOS ESPERADOS

Como apresentado anteriormente, as 18 vigas propostas foram calculadas de acordo com as previsões normativas do ACI 440.2R (2017) e do *fib Bulletin 14* (2001) e foram obtidos valores esperados de acréscimo de resistência entre os espécimes reforçados e os não reforçados. Este acréscimo permite avaliar a eficiência destas técnicas de reforço estrutural e compará-las, a fim de observar qual o método de reforço mais efetivo.

Os resultados obtidos de momento resistente teórico ( $M_R$ ) e acréscimo de resistência para cada normativa são apresentados na Tabela 5.8 e Tabela 5.9.

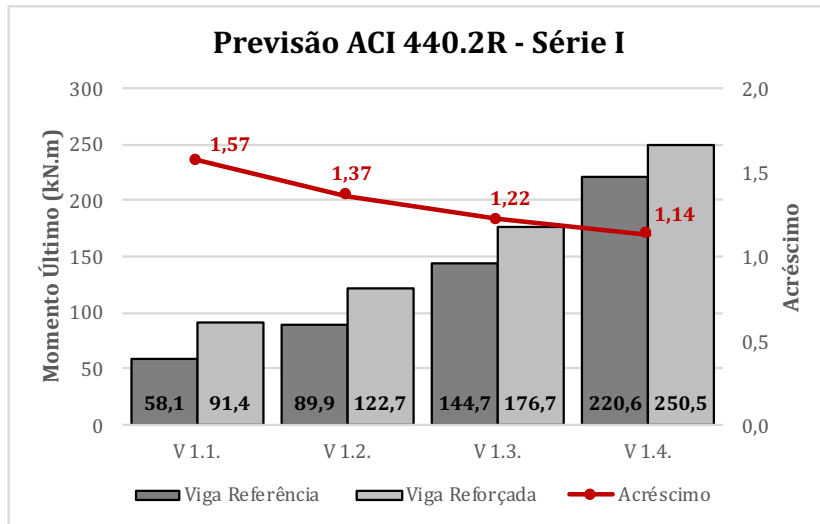
Tabela 5.8: Acréscimo de resistência estimado entre as vigas – ACI 440.2R (2017)

Previsão ACI 440.2R (2017)			
Série 1			
Espécime	$M_R$ (kN.m)		Acréscimo de Resistência
	Viga de Referência	Viga Reforçada	
VC - 1.1 / VA - 1.1	58,13	91,44	1,57
VC - 1.2 / VA - 1.2	89,86	122,70	1,37
VC - 1.3 / VA - 1.3	144,74	176,69	1,22
VC - 1.4 / VA - 1.4	220,56	250,45	1,14
Série 2			
Espécime	$M_R$ (kN.m)		Acréscimo de Resistência
	Viga Referência	Viga Reforçada	
VC - 2.1 / VA - 2.1	58,13	80,39	1,38
VC - 2.2 / VA - 2.2	58,13	102,43	1,76
VC - 2.3 / VA - 2.3	58,13	113,37	1,95

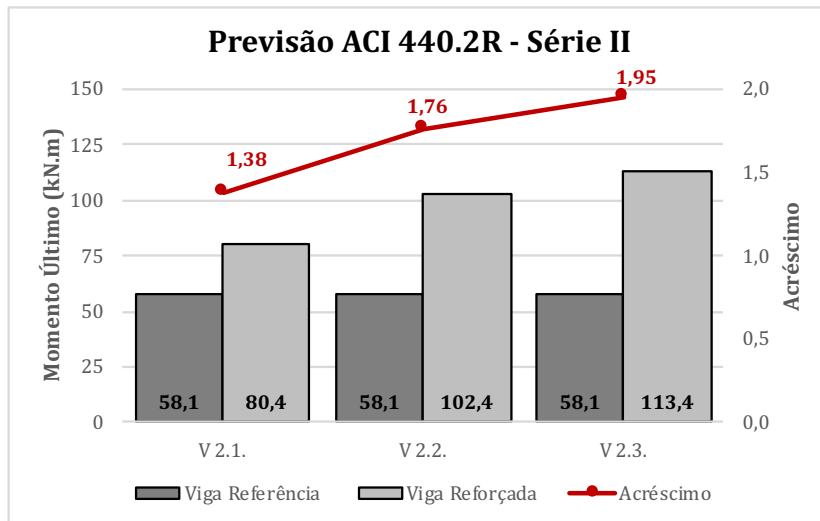
Tabela 5.9: Acréscimo de resistência estimado entre as vigas – *fib Bulletin 14* (2001)

Previsão <i>fib Bulletin 14</i> (2001)			
Série 1			
Espécime	$M_R$ (kN.m)		Acréscimo de Resistência
	Viga de Referência	Viga Reforçada	
VC - 1.1 / VA - 1.1	57,97	91,09	1,57
VC - 1.2 / VA - 1.2	89,51	122,08	1,36
VC - 1.3 / VA - 1.3	143,85	175,27	1,22
VC - 1.4 / VA - 1.4	218,23	247,79	1,14
Série 2			
Espécime	$M_R$ (kN.m)		Acréscimo de Resistência
	Viga Referência	Viga Reforçada	
VC - 2.1 / VA - 2.1	57,97148061	80,11086517	1,38
VC - 2.2 / VA - 2.2	57,97148061	101,9996192	1,76
VC - 2.3 / VA - 2.3	57,97148061	112,8472445	1,95

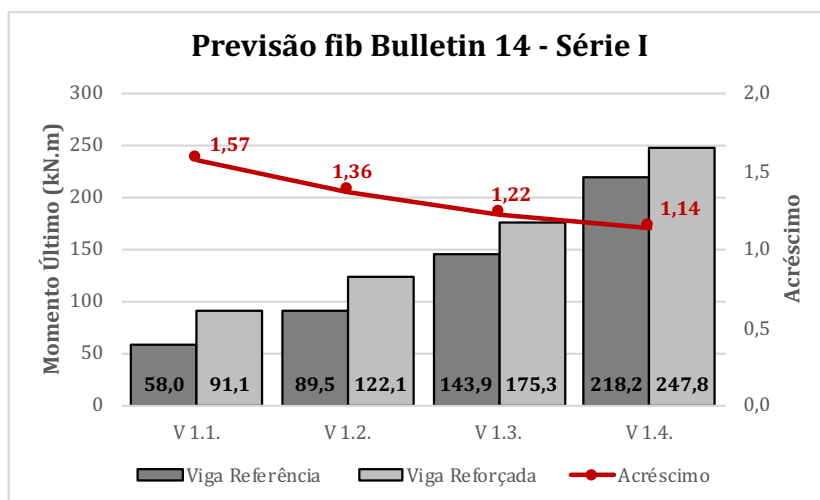
De forma a facilitar a visualização destes acréscimos de resistência, estes resultados são representados graficamente, como mostram a Figura 5.8.



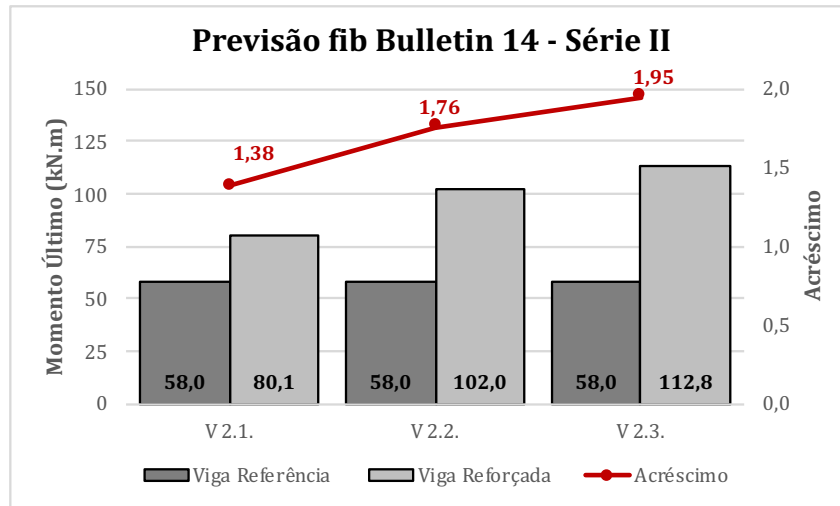
a) Acréscimo de resistência da Série I – ACI 440.2R (2017)



b) Acréscimo de resistência da Série II – ACI 440.2R (2017)



c) Acréscimo de resistência da Série I – *fib Bulletin 14* (2001)



d) Acréscimo de resistência da Série II – *fib Bulletin 14* (2001)

Figura 5.8: Acréscimos de resistência estimados

Além desses acréscimos de resistência, espera-se observar a influência da taxa de armadura de flexão e da taxa de reforço das vigas na sua capacidade resistiva teórica.

Assim, como mostrado pelas fórmulas das normativas de cálculo, espera-se observar que o aumento da taxa de armadura de flexão proporcione um aumento no momento resistente teórico das vigas. Porém, espera-se observar um acréscimo decrescente, com uma redução do acréscimo de resistência das vigas quanto maior for a taxa de armadura de flexão.

Em relação às vigas com taxas de reforço variadas, espera-se observar um crescimento da capacidade resistiva com o aumento desta taxa. Porém, este crescimento não deve ser linear, diminuindo para vigas com taxas de reforço mais elevadas, indicando que as vigas podem apresentar um limite de quantidade de elementos de reforço aplicados, acima do qual a adição de mais elementos não torna o acréscimo mais efetivo.

## 6. QUANTITATIVOS E ORÇAMENTO PRELIMINAR

A fim de avaliar a viabilidade do programa experimental proposto, foram levantados os quantitativos de material necessário e, a partir de orçamentos realizados, foi elaborada uma prévia de orçamento para este programa.

Considerando que as vigas são retangulares, com seção transversal de 250 mm x 550 mm e comprimento total de 4400 mm, é possível determinar o volume total de concreto, como apresentado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Quantitativo de concreto

<b>b<sub>w</sub> (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Volume Unitário (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Quantidade de Vigas</b>	<b>Volume Total (m<sup>3</sup>)</b>
0,25	0,55	4,40	0,605	18	10,89

Como deve ser considerada uma margem de segurança de perda de material, que pode ocorrer durante a concretagem, deve-se multiplicar o volume total por 1,1, totalizando 12 m<sup>3</sup> de concreto para a execução do programa experimental.

Como as armaduras das vigas já foram definidas, é possível determinar o comprimento total de barras de aço de cada diâmetro e o quantitativo dos elementos de reforço (lâminas de PRFC e barras de aço), com as suas respectivas resinas necessárias para a sua fixação. Estes quantitativos são apresentados na Tabela 6.2 e Tabela 6.3.

Também foi definida a quantidade de extensômetros que serão instalados nas armaduras de flexão e de cisalhamento, nos elementos de reforço e no concreto, como mostra a Tabela 6.4. Estes dispositivos são utilizados para obter as deformações destes elementos e permitir uma observação do comportamento destas vigas.

Tabela 6.2: Quantitativo de armaduras

Grupo	Viga	Logitudinal				Porta Estribo				Estibo			
		Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)	Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)	Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)
Grupo I	VREF - 1	3	10	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VREF - 2	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VREF - 3	3	16	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VREF - 4	3	20	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
Grupo	Viga	Logitudinal				Porta Estribo				Estibo			
		Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)	Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)	Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)
Grupo II	VC - 1.1	3	10	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VC - 1.2	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VC - 1.3	3	16	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VC - 1.4	3	20	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VC - 2.1	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VC - 2.2	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
	VC - 2.3	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	28	8	1,464	40,99
Grupo	Viga	Logitudinal				Porta Estribo				Estibo			
		Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)	Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)	Qt. Barras	$\varphi$ (mm)	L (m)	L Total (m)
Grupo III	VA - 1.1	3	10	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74
	VA - 1.2	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74
	VA - 1.3	3	16	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74
	VA - 1.4	3	20	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74
	VA - 2.1	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74
	VA - 2.2	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74
	VA - 2.3	3	12,5	4,40	13,2	2	8	4,40	8,8	21	8	1,464	30,74

Tabela 6.3: Quantitativo de reforços e resinas

Grupo	Viga	Lâminas de PRFC (espessura = 1,2 mm)				Resina
		Qt. Lâminas	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área Total (m <sup>2</sup> )	Volume (l)
Grupo II	VC - 1.1	3	1	398	0,1194	0,7522
	VC - 1.2	3	1	398	0,1194	0,7522
	VC - 1.3	3	1	398	0,1194	0,7522
	VC - 1.4	3	1	398	0,1194	0,7522
	VC - 2.1	2	1	398	0,0796	0,5015
	VC - 2.2	4	1	398	0,1592	1,0030
	VC - 2.3	5	1	398	0,199	1,2537
Grupo	Viga	Barras de Aço				Resina
		Qt. Barras	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Comp. Total (m)	Volume (l)
Grupo III	VA - 1.1	3	8	3,98	11,94	2,0863
	VA - 1.2	3	8	3,98	11,94	2,0863
	VA - 1.3	3	8	3,98	11,94	2,0863
	VA - 1.4	3	8	3,98	11,94	2,0863
	VA - 2.1	2	8	3,98	7,96	1,3909
	VA - 2.2	4	8	3,98	15,92	2,7818
	VA - 2.3	3	10	3,98	11,94	1,7487

Tabela 6.4: Quantitativo de reforços e resinas

Grupo	Viga	Quantidade de Extensômetros			
		Reforço	Flexão	Cisalhamento	Concreto
Grupo I	VREF - 1	-	6	4	2
	VREF - 2	-	6	4	2
	VREF - 3	-	6	4	2
	VREF - 4	-	6	4	2
Grupo	Viga	Quantidade de Extensômetros			
		Reforço	Flexão	Cisalhamento	Concreto
Grupo II	VC - 1.1	6	6	4	2
	VC - 1.2	6	6	4	2
	VC - 1.3	6	6	4	2
	VC - 1.4	6	6	4	2
	VC - 2.1	6	6	4	2
	VC - 2.2	6	6	4	2
	VC - 2.3	6	6	4	2
Grupo	Viga	Quantidade de Extensômetros			
		Reforço	Flexão	Cisalhamento	Concreto
Grupo III	VA - 1.1	6	6	4	2
	VA - 1.2	6	6	4	2
	VA - 1.3	6	6	4	2
	VA - 1.4	6	6	4	2
	VA - 2.1	6	6	4	2
	VA - 2.2	6	6	4	2
	VA - 2.3	6	6	4	2

A partir destes levantamentos de quantitativos é possível gerar uma planilha de quantitativos totais de material necessário para executar o programa experimental, como mostra a Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Quantitativo de reforços e resinas

<b>Barras de Aço</b>					
<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12,5</b>	<b>16</b>	<b>20</b>
<b>Comprimento (m)</b>	896,16	51,54	118,80	39,60	39,60
<b>Qt. Barras (12m cada)</b>	90	8	12	5	5
<b>Peso Total (kg)</b>	426,60	59,23	138,67	94,68	147,96
<b>Concreto (30 MPa)</b>					
<b>Volume Total (m<sup>3</sup>)</b>	12,00				
<b>Lâmina de PRFC</b>					
<b>Largura (mm)</b>	10,0				
<b>Espessura (mm)</b>	1,2				
<b>Comprimento Total (m)</b>	27,86				
<b>Resina de Reforço</b>					
<b>Tipo</b>	<b>Polimérica (Aço)</b>		<b>Epóxi (Carbono)</b>		
<b>Volume Total (litros)</b>	16		7		
<b>Extensômetros</b>					
<b>Tipo</b>	<b>Reforço</b>	<b>Flexão</b>	<b>Cisalhamento</b>	<b>Concreto</b>	
<b>Quantidade Total (un.)</b>	90	110	90	40	

Além dos materiais necessários para executar as vigas propostas, também são consumidos materiais de uso geral durante o processo, como ferramentas e materiais de auxílio. Assim, baseado nas necessidades de programas experimentais já executados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília (LABEST – UnB), como o de Castro (2005), foi levantado um quantitativo destes materiais, como apresenta a Tabela 6.6.

Tabela 6.6: Materiais de uso geral

<b>Produto</b>	<b>Unidade</b>	<b>Quantidade</b>
Fio	m	650
Cola	und	40
Álcool	l	5
Algodão - Pacote com 95g	und	8
Cotonete - Caixa com 300 unidades	und	3
Fita de Alta Fusão – Rolo com 10m	und	8
Fita Isolante – Rolo com 10m	und	5
Lixa Grão 100	und	8
Lixa Grão 120	und	8
Ferro de Solda - 60W	und	4
Pasta de Solda – Embalagem com 110g	und	3



Tabela 6.6: Materiais de uso geral - Continuação

<b>Produto</b>	<b>Unidade</b>	<b>Quantidade</b>
Estanho – Rolo com 500g	und	3
Rolo de Durex – Largura 20	und	2
Rolo de Durex - Largura 50	und	2
Arame Recozido	kg	50
Abraçadeira Plástica de Nylon – Pacote com 100 unidades	und	8
Alicate de Corte	und	2

Com base em todos os quantitativos apresentados, foram realizados orçamentos com algumas empresas fornecedoras, a fim de apresentar um orçamento preliminar. Este orçamento é apresentado na Tabela 6.7.

Tabela 6.7: Orçamento total

<b>Material</b>	<b>Fornecedor</b>	<b>Custo Total (R\$)</b>
Aço	Gerdau	R\$ 4.522,37
Concreto	Supermix	R\$ 3.240,00
Lâmina de PRFC	Viapol	R\$ 2.343,99
Resina para o PRFC	Viapol	R\$ 2.380,79
Resina para o aço	MC Bauchemie	R\$ 2.130,90
Extensômetro	Kyowa	R\$ 10.740,00
Uso Geral	Leroy Merlin / AC Coelho	R\$ 3.273,95
<b>Custo Total</b>		<b>R\$ 28.632,00</b>

Assim, segundo os levantamentos realizados, o programa experimental proposto apresenta um custo de R\$ 28.632,00.

## 7. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi avaliado o comportamento das vigas de concreto armado reforçadas à flexão com lâminas de PRFC pela técnica NSM. Além disso, foi estudada a eficiência e aplicabilidade desta técnica de reforço e das prescrições normativas que preveem o seu cálculo.

Ao coletar o banco de dados e avaliar os resultados apresentados pelos 49 espécimes estudados pelos 12 autores distintos, observa-se que a técnica de reforço NSM mostra-se, de fato, eficaz para aumentar a capacidade resistiva de vigas de concreto armado. Entre as vantagens desta técnica, temos a quantidade extremamente reduzida de reforço aplicada, a resistência à corrosão da fibra de carbono e o pouco espaço requerido para a execução do projeto, que não altera a geometria e a arquitetura dos elementos reforçados. Em contrapartida, sabe-se que os custos de utilização da fibra de carbono ainda são um pouco elevados e foi possível observar que a execução da técnica NSM possui alguns riscos durante a abertura das ranhuras no concreto, que devem ser muito bem executadas e controladas de forma a evitar interferências com a armadura já existente do elemento.

Em relação às prescrições internacionais abordadas neste trabalho, ou seja, o ACI 440.2R (2017) e o *fib Bulletin* 14 (2001), foi possível observar que, em quesitos de precisão e acurácia, os dois apresentaram previsões razoáveis para o momento último resistente, com valor de  $R^2$  superior à 0,9, desvio padrão em torno de 17% e coeficiente de variação em torno de 15%, para ambas as prescrições. De forma mais específica, pela análise gráfica do tipo “*Box and whiskers*”, observou-se que a dispersão dos resultados para o grupo CC foi bem mais reduzida que para o grupo DE/FL.

Já em relação à análise dos modos de ruptura, observou-se que as previsões foram muito mais adequadas para a norma americana do que para a recomendação europeia, visto que apresentaram uma conformidade de previsão dos modos de ruptura de 69,39% para o ACI 440.2R (2017) e de 55,10% para o *fib Bulletin* 14 (2001). Vale ainda destacar que para o modo de ruptura DE/FL as previsões do modo de ruptura foram excelentes, com taxas de conformidade superiores à 90% para as duas prescrições.

Ao avaliar a segurança das previsões dos modelos de cálculo, observou-se que as duas normativas trabalhadas apresentaram a maioria dos resultados com segurança apropriada e, de

forma geral, pelo critério de penalidade DPC, os resultados apresentados pelo ACI 440.2R (2017) e pelo *fib Bulletin* 14 (2001) foram muito similares, com penalidade totais de 25 e 26, respectivamente, sendo que nenhuma das recomendações mostrou-se vantajosa neste critério.

A partir destas análises foi possível notar que a técnica de reforço NSM com lâminas de PRFC é de fato eficiente e pode ser adequadamente dimensionada e analisada pelas normativas existentes. Porém, ainda existem algumas dúvidas quanto à influência de alguns parâmetros das vigas reforçadas no comportamento dos elementos e na aumento da sua capacidade resistiva.

Com isso, foi proposto o programa experimental com o objetivo de avaliar alguns desses parâmetros, mais especificamente a taxa de armadura de flexão e a taxa de reforço, com a finalidade de analisar o comportamento destas vigas e compreender se as normativas de cálculo avaliadas preveem a variação destes parâmetros de forma adequada para a determinação do momento resistente das vigas reforçadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMUSALLAN, T.H.; ELSANADEDY, H.M.; AL-SALLOUM, Y.A.; ALSAYED, S.H., A. *Experimental and numerical investigation for the flexural strengthening of RC beams using near-surface mounted steel or GFRP bars*. Construction and Building Materials, Reino Unido. v.40, p.145-161, Março. 2013.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 – *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, EUA, 2011.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.2R. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Detroit, EUA, 2015.
- AMERICA’S CEMENT MANUFACTURERS (PCA), disponível em <<http://www.cement.org>> . Acesso em: 11 de maio de 2018.
- ARDUINI, M.; Di TOMMASO, A.; NANNI, A. *Brittle failure in FRP plates and sheet bonded beams*. ACI Structural Journal, Detroit, v.94, n.4, p.363-370, Julho-Agosto. 1997.
- ASPLUND, S. Q. *Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement*. ACI Journal, 52(6), 397–406, 1949.
- BAKIS, C.E.; BANK, L.C.; BROWN, V.L.; COSENZA, E.; DAVALOS, J.F.; LESKO, J.J.; MACHIDA, A.; RIZKALLA, S.H.; TRIANTIFILLOU, T.C. *Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction-State-of-the-Art Review*. Journal of Composites in Construction, V. 6, No. 2, pp. 73-87, 2002.
- BARROS, J.A.O.; DIAS, S.J.E.; LIMA, J.L.T. *Efficacy of CFRP- based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams*. J. Cem. Concrete Composites. 29 203–217, Portugal, 2007.
- BEBER, A.J. *Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono*. Dissertação de Mestrado em Engenharia. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, 1999. 108 p.

BEEBY, A.W.; ETMAN, E. *Repair of reinforced concrete beams with corroded reinforcement using CFRP plates*. International Conference Structural Faults and Repair. Londres, Inglaterra, 1999.

BILOTTA, A.; CERONI, F.; NIGRO, E.; PECCE, M. *Efficiency of CFRP NSM strips and EBR plates for flexural strengthening of RC beams and loading pattern influence*. Composite Structures, 2014.

BUYUKOSTURK, O.; HEARING, B. *Failure behavior of pre cracked concrete retrofitted with fiber-reinforced plastic laminates*. International Conference on Structural Faults and Repair, Londres, Inglaterra, 1997.

CASTRO, E.K. *Reforço em Vigas “T” de Concreto Armado com Vários Tipos de Compósitos em Entalhes no Cobrimento de Concreto (CEC)*. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília. 2005.

COELHO, M.; SILVA, L.; SENA-CRUZ, J.M.; BARROS, J. *Estudo comparativo de diferentes técnicas no reforço à flexão de vigas de betão armado com recurso a CFRP’s sob acções monotónicas e de fadiga*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Portugal, 2011.

COLLINS, M.P. *Evaluation of shear design procedures for concrete structures*. CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design, Canadá, 2001.

DE LORENZIS, L.; TENG, J. G. *Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures*. Composites Part B Engineering, 38(2), 119–143, 2007.

DE LORENZIS, L.; LUNDGREN, K.; RIZZO, A. *Anchorage Length of Near-Surface-Mounted FRP Bars for Concrete Strengthening—Experimental Investigation and Numerical Modeling*. ACI Structural Journal, V. 101, No. 2, pp. 269-278, Março-Abril, 2004.

DIAS, S.J.E.; BARROS, J.A.O.; AZEVEDO, C. *Comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de CFRP inseridos*. Encontro Nacional Betão Estrutural 2012, Lisboa, Portugal, 2012.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. fib Bulletin 14. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. Lausanne, Suíça, 2001.

FLEMING, C. J.; KING, G. E. M. *The Development of Structural Adhesives for Three Original Uses in South Africa*. RILEM International Symposium, Synthetic Resins in Building Construction, pp. 75-92, Paris, 1967.

FORTES, A.S.; BARROS, J.A.O. *Desempenho de três técnicas de reforço à flexão de vigas de betão armado com CFRP*. Encontro Nacional Betão Estrutural 2002, Lisboa, Portugal, pp. 233-242, 2002.

GANGARAO, H. V. S.; VIJAY, P. V. *Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fabric*. Journal of Structural Engineering, V. 124, No. 1, pp. 3-10, 1998.

HASSAN, T.; RIZKALLA, S. *Flexural Strengthening of Prestressed Bridge Slabs with FRP Systems*. PCI Journal, V. 47, No. 1, pp. 76-93, 2002.

HASSAN, T.; RIZKALLA, S. *Investigation of Bond in Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted CFRP Strips*. Journal of Composites for Construction, ASCE, V. 7, No. 3, pp. 248-257, 2003.

HOSEN, A.; JUMAAT, M.Z.; ALENGARAM, U.J.; ISLAM, A.B.M.S; HASHIM, H. *Near Surface Mounted Composites for Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams*. Journal Polymers, MDPI, Suíça, Março, 2016.

IBRAHIM, W.; FATTAH, W.A.; KOTB, A.; MJEED, M.A. *Flexural behavior of RC beams strengthened with CFRP strips*. The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2014, August 20–22, Vancouver, Canadá, 6 pp, 2014.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. *Concreto: Material Construtivo Mais Consumido no Mundo*. Revista Concreto e Construções n.53, Brasil, 2009.

KANG, J.Y.; PARK, Y.H.; PARK, J.S.; YOU, Y.J.; JUNG, W.T. *Analytical evaluation of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP laminates*. 7th International Symposium, Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS7), Cidade do Kansas, Estados Unidos, pp. 779– 794, 2005.

KHALIFA, A.M. *Flexural performance of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips*. Alexandria Engineering Journal, Alexandria, Egito, 2016.

KIM, Y.J.; HMIDAN, A.; YAZDANI, S. *Variable Shear Span-Depth Ratios for Reinforced*

*Concrete Beams Strengthened with Various Carbon Fiber-Reinforced Polymer Configurations.* ACI Structural Journal, Vol. 112, No. 5, 2015.

KOTYNIA, R. *Strain Efficiency of Near-Surface Mounted CFRP-Strengthened Reinforced Concrete Beams.* International Conference on Composites in Construction, Lyon, França, Julho 11-13, 2005.

LIM, D.H. *An Experimental Study of Flexural Strengthening Method of Reinforced Concrete Beams with Near Surface Mounted CFRP Strips.* Journal of the Korea Society of Civil Engineers, Vol. 33, No. 1, p.131-136, 2013.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. *Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: teoria e prática.* São Paulo: Editora Pini, 2015.

MEIER, U. *Bridge Repair with High Performance Composite Materials.* Material und Technik, V. 4, pp. 125-128, Alemanha, 1987.

MOON, D.Y.; OH, H.S.; ZI, G.S. *Assessment of Flexural Strengthening Behavior Using the Stirrup-Cutting Near Surface Mounted (CNSM) CFRP strip.* Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, Vol. 16, No. 6, pp.102-112, 2005.

MORAES NETO, B. N. *Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico.* Tese de doutorado em estruturas e construção civil departamento de engenharia civil e ambiental. 2013.

NANNI, A. *Concrete Repair with Externally Bonded FRP Reinforcement.* Concrete International, V. 17, No. 6, pp. 22-26, Junho, 1995.

ROSTASY, F. S. *Bonding of Steel and GFRP Plates in the Area of Coupling Joints.* Talbrücke Kattenbusch. Research Report No. 3126/1429, Federal Institute for Materials Testing, Braunschweig, Alemanha, 1987.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R. *RC beams strengthened with GRFP plates.* Journal of Structural Engineering, ASCE, v.117, n.11, p.3417-3433, Nova Iorque, Estados Unidos, Novembro, 1991.

SENA-CRUZ, J.; BARROS, J.; BIANCO, V.; BILOTTA, A.; BOURNAS, D.; CERONI, F.; DALFRÉ, G.; KOTYNIA, R.; MONTI, G.; NIGRO AND, E.; TRIANTAFILLOU, T.

Design Procedures for the Use of Composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures, RILEM State-of-the-Art, Reports 19, Chapter 8, 2016.

SEO, S.; CHOI, K.; KWON, Y.; LEE, K. *Flexural Strength of RC Beam Strengthened by Partially De-bonded Near Surface-Mounted FRP Strip*. International Journal of Concrete Structures and Materials Vol.10, No.2, p.149–161, 2016.

STRATEGIC DEVELOPMENT COUNCIL. *A Vision for the Concrete Repair, Protection and Strengthening Industry*. Vision 2020, Baltimore, Estados Unidos, 2006.

TENG, J. G.; SMITH, S. T.; YAO, J.; CHEN, J. F. *Intermediate Crack Induced Debonding in RC Beams and Slabs*. Construction and Building Materials, V. 17, No. 6-7, pp. 447-462, 2001.

TENG, J. G.; LU, X. Z.; YE, L. P.; JIANG, J. J. *Recent Research on Intermediate Crack Induced Debonding in FRP Strengthened Beams*. Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials for Bridges and Structures, Calgary, Canadá, 2004.

TRIANTAFILLOU, T. *Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites*. ACI Structural Journal, Detroit, v.95, n.2, p.107-115, Março-Abril, 1998.

WOLF, R.; MIESSLER, H. J. *HLV-Spannglieder in der Praxis*. Erfahrungen Mit Glasfaserverbundstaben, Beton, 2, pp. 47-51, Alemanha, 1989.

YAMAGUCHI, T; KATO, Y.; NISHIMURA, T.; UOMOTO, T. *Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers*. Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, pp 179-186, Japan Concrete Institute, Tóquio, Japão, 2001.

YOST, J.R.; GROSS, S.P.; DINEHART, D.W.; MILDENBERG, J.J. *Flexural Behavior of Concrete Beams Strengthened with Near-Surface-Mounted CFRP Strips*. ACI Structural Journal, Vol. 104, No. 4, 2007.





### ANEXO I – Banco de dados parâmetros da viga

Autor	Viga	DADOS DAS VIGAS								ARMADURA INF.			ARMADURA SUP.		
		$b_w$	$h$	$d$	$d'$	$a$	$f_y$	$f_y'$	$f_c$	$A_s$	Barras	$\Phi$	$A_s'$	Barras	$\Phi$
		(mm)					(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm <sup>2</sup> )		(mm)
Fortes <i>et al</i> (2002)	V1R1	100	170	149	21	500	750	450	46,10	56,50	2	6,0	100,50	2	8,0
	V2R2	100	177	156	21	500	750	450	46,10	84,80	3	6,0	100,50	2	8,0
	V3R2	100	175	154	21	500	750	450	46,10	106,70	2/1	6/8	100,50	2	8,0
	V4R3	100	180	159	21	500	450	450	46,10	159,80	3	6,0	100,50	2	8,0
Dias <i>et al</i> (2012)	S1-M	150	300	276	14	900	567	535	50,20	157,08	3	6,5	100,50	2	6,5
	S2-M	150	300	276	14	900	567	535	50,20	157,08	3	6,5	100,50	2	6,5
	S3-M	150	300	276	14	900	567	535	50,20	157,08	3	6,5	100,50	2	6,5
Barros <i>et al</i> (2007)	NSM-S1	120	170	142	29	300	788	627	44,20	39,27	2	5,0	66,36	2	6,5
	NSM-S2	120	170	146	29	300	627	627	44,20	66,36	2	6,5	66,36	2	6,5
	NSM-S3	120	170	146	29	300	627	627	44,20	99,54	3	6,5	66,36	2	6,5
Billota <i>et al</i> (2015)	NSM_c_2x1.4x10_1	120	160	115	30	925	540	540	16,80	157,08	2	10,0	157,08	2	10,0
	NSM_c_3x1.4x10_1	120	160	115	30	925	540	540	16,80	157,08	2	10,0	157,08	2	10,0
Kang <i>et al</i> (2005)	TYPE 1-1	200	300	275	27	1050	430	480	31,50	235,62	3	10,0	398,20	3	13,0
	TYPE 1-2	200	300	265	37	1050	430	480	31,50	235,62	3	10,0	398,20	3	13,0
	TYPE 2-1	200	300	265	37	1050	430	480	31,50	235,62	3	10,0	398,20	3	13,0
	TYPE 2-2	200	300	265	37	1050	430	480	31,50	235,62	3	10,0	398,20	3	13,0
Seo <i>et al</i> (2016)	CP1600-1	200	400	360	40	850	487	487	21,00	314,16	4	10,0	235,62	3	10,0
	CP1600-3	200	400	360	40	850	487	487	21,00	314,16	4	10,0	235,62	3	10,0
Lim (2013)	NSM1-N	200	300	260	38	825	500	500	30,00	508,94	2	18,0	265,46	2	13,0
	NSM2-N	200	300	260	38	825	500	500	30,00	508,94	2	18,0	265,46	2	13,0
	NSM1-E(A)	200	300	260	38	825	500	500	30,00	508,94	2	18,0	265,46	2	13,0
	NSM1-E(B)	200	300	260	38	825	500	500	30,00	508,94	2	18,0	265,46	2	13,0
	NSM2-E(A)	200	300	260	38	825	500	500	30,00	508,94	2	18,0	265,46	2	13,0
	NSM2-E(B)	200	300	260	38	825	500	500	30,00	508,94	2	18,0	265,46	2	13,0

**ANEXO I – Banco de dados parâmetros da viga – Continuação**

Autor	Viga	DADOS DAS VIGAS							ARMADURA INF.			ARMADURA SUP.			
		$b_w$	$h$	$d$	$d'$	$a$	$f_y$	$f_y'$	$f_c$	$A_s$	Barras	$\Phi$	$A_s'$	Barras	$\Phi$
		(mm)					(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm <sup>2</sup> )		(mm)
Moon <i>et al</i> (2005)	NSM1-70	250	400	352	48	1270	600	600	30,00	265,46	2	13,0	157,08	2	10,0
	NSM2-32	250	400	352	48	1270	600	600	30,00	398,20	3	13,0	157,08	2	10,0
	NSM2-48	250	400	352	48	1270	600	600	30,00	398,20	3	13,0	157,08	2	10,0
	NSM2-70	250	400	352	48	1270	600	600	30,00	398,20	3	13,0	157,08	2	10,0
	NSM2-80	250	400	352	48	1270	600	600	30,00	398,20	3	13,0	157,08	2	10,0
	NSM2-96	250	400	352	48	1270	600	600	30,00	398,20	3	13,0	157,08	2	10,0
Yost <i>et al</i> (2007)	6-1Fa	152	190	144	-	1219	510	-	37,20	402,12	2	16,0	-	-	-
	6-1Fb	152	190	144	-	1219	510	-	37,20	402,12	2	16,0	-	-	-
	6-2Fa	152	190	144	-	1219	510	-	37,20	402,12	2	16,0	-	-	-
	6-2Fb	152	190	144	-	1219	510	-	37,20	402,12	2	16,0	-	-	-
	9-1Fa	229	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	9-1Fb	229	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	9-2Fa	229	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	9-2Fb	229	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	12-1Fa	305	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	12-1Fb	305	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	12-2Fa	305	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
	12-2Fb	305	190	146	-	1219	490	-	37,20	398,20	3	13,0	-	-	-
Coelho <i>et al</i> (2011)	NSM	200	300	269	31	900	455	455	53,08	235,62	3	10,0	157,08	2	10,0
Ibrahim <i>et al</i> (2014)	B2	200	400	372	28	600	560	560	25,00	157,08	2	10,0	157,08	2	10,0
	B3	200	400	372	28	600	560	560	25,00	157,08	2	10,0	157,08	2	10,0
	B4	200	400	372	28	600	560	560	25,00	157,08	2	10,0	157,08	2	10,0
Kim <i>et al</i> (2015)	B1-NSM	100	165	138	-	328	414	-	23,00	141,76	2	9,5	-	-	-
	B2-NSM	100	165	138	-	528	414	-	23,00	141,76	2	9,5	-	-	-
	B3-NSM	100	165	138	-	728	414	-	23,00	141,76	2	9,5	-	-	-

**ANEXO II – Banco de dados parâmetros da fibra e resultados experimentais**

Autor	Viga	REFORÇO								RESULTADOS EXPERIMENTAIS				
		Tiras	$E_f$	$\varepsilon_{fu}$	$lb$	$lb/a$	$b_f$	$t_f$	$A_f$	$P_u$	$M_u$	$P_u$ -Ref	$M_u$ -Ref	Modo de Ruptura
			(GPa)	(mm/mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )					
Fortes <i>et al</i> (2002)	V1R1	1	150,0	0,0170	450	0,90	10	1,47	14,70	50,30	12,58	28,20	7,05	FL
	V2R2	2	150,0	0,0170	450	0,90	10	1,47	29,40	78,50	19,63	41,00	10,25	FL
	V3R2	2	150,0	0,0170	450	0,90	10	1,47	29,40	81,90	20,48	41,30	10,33	FL
	V4R3	3	150,0	0,0170	450	0,90	10	1,47	44,10	94,90	23,73	48,50	12,13	FL
Dias <i>et al</i> (2012)	S1-M	1	175,0	0,0180	850	0,94	10	1,40	14,00	88,40	39,78	62,30	28,04	RF
	S2-M	2	175,0	0,0180	850	0,94	10	1,40	28,00	111,90	50,36	62,30	28,04	DE
	S3-M	3	175,0	0,0180	850	0,94	10	1,40	42,00	126,60	56,97	62,30	28,04	DE
Barros <i>et al</i> (2007)	NSM-S1	1	158,8	0,0140	250	0,83	10	1,40	14,00	79,90	11,99	36,60	5,49	DE
	NSM-S2	2	158,8	0,0140	250	0,83	10	1,40	28,00	93,30	14,00	48,50	7,28	DE
	NSM-S3	3	158,8	0,0140	250	0,83	10	1,40	42,00	96,60	14,49	71,80	10,77	DE
Billota <i>et al</i> (2015)	NSM_c_2x1.4x10_1	2	171,0	0,0120	825	0,89	10	1,40	28,00	32,30	14,94	20,10	9,30	CC
	NSM_c_3x1.4x10_1	3	171,0	0,0120	825	0,89	10	1,40	42,00	33,30	15,40	20,10	9,30	FL
Kang <i>et al</i> (2005)	TYPE 1-1	1	165,0	0,0150	900	0,86	15	1,20	18,00	78,40	41,16	56,20	29,51	RF
	TYPE 1-2	2	165,0	0,0150	900	0,86	25	1,20	60,00	86,20	45,26	56,20	29,51	RF
	TYPE 2-1	2	165,0	0,0150	900	0,86	25	1,20	60,00	109,70	57,59	56,20	29,51	RF
	TYPE 2-2	4	165,0	0,0150	900	0,86	25	1,20	120,00	107,00	56,18	56,20	29,51	RF
Seo <i>et al</i> (2016)	CP1600-1	1	160,0	0,0175	800	0,94	16	3,60	57,60	225,55	95,86	190,20	80,84	DE
	CP1600-3	3	160,0	0,0175	800	0,94	16	1,20	57,60	233,40	99,20	190,20	80,84	DE
Lim (2013)	NSM1-N	1	165,0	0,0169	850	1,03	30	1,20	36,00	120,40	49,67	120,00	49,50	RF
	NSM2-N	2	165,0	0,0169	850	1,03	30	1,20	72,00	132,50	54,66	120,00	49,50	CC
	NSM1-E(A)	1	165,0	0,0169	850	1,03	30	1,20	36,00	170,30	70,25	120,00	49,50	RF
	NSM1-E(B)	1	165,0	0,0169	850	1,03	30	1,20	36,00	178,20	73,51	120,00	49,50	RF
	NSM2-E(A)	2	165,0	0,0169	850	1,03	30	1,20	72,00	224,50	92,61	120,00	49,50	CC
	NSM2-E(B)	2	165,0	0,0169	850	1,03	30	1,20	72,00	218,70	90,21	120,00	49,50	CC

**ANEXO II – Banco de dados parâmetros da fibra e resultados experimentais – Continuação**

Autor	Viga	REFORÇO								RESULTADOS EXPERIMENTAIS				
		Tiras	$E_f$	$\varepsilon_{fu}$	$l_b$	$l_b/a$	$b_f$	$t_f$	$A_f$	$P_u$	$M_u$	$P_u\text{-Ref}$	$M_u\text{-Ref}$	Modo de Ruptura
			(GPa)	(mm/mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN.m)	(KN)	
Moon <i>et al</i> (2005)	NSM1-70	1	165,0	0,019	868	0,68	25	1,20	30,00	136,70	86,80	104,00	66,04	CC
	NSM2-32	2	165,0	0,0190	352	0,28	25	1,20	60,00	147,20	93,47	125,90	79,95	DE
	NSM2-48	2	165,0	0,0190	568	0,45	25	1,20	60,00	185,10	117,54	125,90	79,95	CC
	NSM2-70	2	165,0	0,0190	868	0,68	25	1,20	60,00	192,60	122,30	125,90	79,95	CC
	NSM2-80	2	165,0	0,0190	1000	0,79	25	1,20	60,00	173,20	109,98	125,90	79,95	CC
	NSM2-96	2	165,0	0,0190	1216	0,96	25	1,20	60,00	191,80	121,79	125,90	79,95	CC
Yost <i>et al</i> (2007)	6-1Fa	1	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	37,50	24,83	30,27	21,12	12,87	CC
	6-1Fb	1	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	37,50	23,24	28,33	21,12	12,87	CC
	6-2Fa	2	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	75,00	24,99	30,46	21,12	12,87	CC
	6-2Fb	2	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	75,00	26,94	32,84	21,12	12,87	CC
	9-1Fa	1	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	37,50	28,22	34,40	25,29	15,41	CC
	9-1Fb	1	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	37,50	27,93	34,05	25,29	15,41	CC
	9-2Fa	2	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	75,00	37,05	45,16	25,29	15,41	CC
	9-2Fb	2	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	75,00	35,82	43,66	25,29	15,41	CC
	12-1Fa	1	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	37,50	29,59	36,07	23,52	14,34	RF
	12-1Fb	1	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	37,50	31,01	37,80	23,52	14,34	RF
	12-2Fa	2	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	75,00	33,80	41,20	23,52	14,34	CC
	12-2Fb	2	136,0	0,0120	2743	2,25	15	2,50	75,00	41,77	50,92	23,52	14,34	CC
Coelho <i>et al</i> (2011)	NSM	4	158,0	0,0150	600	0,67	15	1,41	84,60	147,30	66,29	79,30	35,69	FL
Ibrahim <i>et al</i> (2014)	B2	2	165,0	0,0140	2000	3,33	25	1,20	60,00	254,97	76,49	107,87	32,36	CC
	B3	2	165,0	0,0140	2000	3,33	37,5	1,20	90,00	304,01	91,20	107,87	32,36	CC
	B4	2	165,0	0,0140	2000	3,33	50	1,20	120,00	284,39	85,32	107,87	32,36	CC
Kim <i>et al</i> (2015)	B1-NSM	1	124,0	0,0170	1000	3,05	16	2,00	32,00	70,00	11,48	50,00	8,20	CC
	B2-NSM	1	124,0	0,0170	1400	2,65	16	2,00	32,00	46,00	12,14	35,00	9,24	CC
	B3-NSM	1	124,0	0,0170	1800	2,47	16	2,00	32,00	42,00	15,29	30,00	10,92	CC

**ANEXO III – Previsão de cálculo do ACI 440.2R (2017)**

Autor	PREVISÃO ACI 440.2R (2017)																	
	$\epsilon_{fu}$	X	$\epsilon_{fe}$	Modo de Ruptura Teórico	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_s'$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$F_R$	$F_s$	$F_s'$	$F_c$	$M_R$	Exp/Teo
		(mm)						(MPa)	(MPa)	(MPa)			(N)	(N)	(N)	(N)	(kN.m)	
Fortes <i>et al</i> (2002)	0,0170	23,18	0,016	DE/FL	0,0024	0,0133	-0,0003	2325	750	-56	0,8860	0,7488	34178	42375	-5664	-70889	10,70	1,17
	0,0170	31,17	0,013	DE/FL	0,0027	0,0110	-0,0010	1920	750	-196	0,9142	0,7642	56448	63600	-19670	-100378	17,26	1,14
	0,0170	36,40	0,013	CC	0,0034	0,0109	-0,0013	1920	750	-254	0,9236	0,7159	56448	80025	-25511	-110962	19,26	1,06
	0,0170	36,43	0,011	DE/FL	0,0027	0,0090	-0,0013	1590	450	-254	0,9107	0,7616	70119	71910	-25540	-116489	20,52	1,16
Dias <i>et al</i> (2012)	0,0180	26,47	0,018	DE/FL	0,0017	0,0163	-0,0014	3133	567	-288	0,7295	0,7148	43855	89017	-28961	-103911	34,64	1,15
	0,0180	31,75	0,017	DE/FL	0,0021	0,0158	-0,0017	3045	567	-340	0,8060	0,7271	85260	89017	-34173	-140105	44,48	1,13
	0,0180	36,46	0,015	DE/FL	0,0021	0,0135	-0,0019	2608	567	-374	0,8064	0,7272	109515	89017	-37548	-160984	50,06	1,14
Barros <i>et al</i> (2007)	0,0140	22,73	0,012	DE/FL	0,0019	0,0098	0,0009	1936	788	172	0,7947	0,7250	27101	30945	11419	-69465	7,61	1,57
	0,0140	27,84	0,011	DE/FL	0,0022	0,0093	0,0002	1787	627	30	0,8579	0,7393	50022	41608	2020	-93649	12,39	1,13
	0,0140	34,23	0,010	DE/FL	0,0026	0,0083	-0,0004	1612	627	-87	0,9041	0,7574	67696	62412	-5789	-124319	17,42	0,83
Billota <i>et al</i> (2015)	0,0120	49,98	0,012	CC	0,0052	0,0068	-0,0012	1967	540	-240	1,1933	0,8500	55062	84823	-37680	-102205	14,78	1,01
	0,0120	64,98	0,008	CC	0,0051	0,0039	-0,0016	1283	540	-323	0,7899	0,8500	53865	84823	-50736	-87952	13,59	1,13
Kang <i>et al</i> (2005)	0,0150	31,54	0,010	DE/FL	0,0012	0,0092	-0,0005	1667	430	-96	0,6630	0,7067	29997	101316	-38197	-93116	34,68	1,19
	0,0150	43,40	0,009	DE/FL	0,0015	0,0074	-0,0005	1419	430	-95	0,7559	0,7186	85140	101316	-37964	-148492	46,65	0,97
	0,0150	43,46	0,008	DE/FL	0,0014	0,0072	-0,0005	1370	430	-96	0,7406	0,7163	82170	101316	-38247	-145240	45,94	1,25
	0,0150	51,12	0,008	DE/FL	0,0016	0,0065	-0,0009	1254	430	-172	0,7872	0,7237	150480	101316	-68330	-183466	62,21	0,90
Seo <i>et al</i> (2016)	0,0175	64,76	0,011	DE/FL	0,0021	0,0095	-0,0011	1728	487	-229	0,9281	0,7859	99533	152901	-54050	-198384	83,63	1,15
	0,0175	65,10	0,011	DE/FL	0,0022	0,0099	-0,0012	1792	487	-231	0,9274	0,7951	103219	152901	-54504	-201617	84,68	1,17
Lim (2013)	0,0169	59,45	0,012	DE/FL	0,0030	0,0101	-0,0011	1997	500	-222	0,8998	0,8335	71874	254469	-58811	-267532	77,42	0,64
	0,0169	68,28	0,010	CC	0,0030	0,0085	-0,0014	1700	500	-270	0,8942	0,8326	122364	254469	-71807	-305026	87,83	0,62
	0,0169	58,80	0,011	DE/FL	0,0026	0,0088	-0,0011	1749	500	-217	0,9278	0,7935	62964	254469	-57697	-259736	75,85	0,93
	0,0169	59,28	0,012	DE/FL	0,0029	0,0099	-0,0011	1964	500	-220	0,9067	0,8269	70686	254469	-58514	-266641	77,24	0,95
	0,0169	69,20	0,010	CC	0,0031	0,0086	-0,0014	1716	500	-275	0,8824	0,8326	123552	254469	-72970	-305051	87,94	1,05
	0,0169	70,57	0,011	CC	0,0032	0,0087	-0,0014	1733	500	-281	0,8640	0,8326	124740	254469	-74636	-304573	87,99	1,03

**ANEXO III – Previsão de cálculo do ACI 440.2R (2017) – Continuação**

Autor	$\epsilon_{fu}$	X	$\epsilon_{fe}$	Modo de Ruptura Teórico	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$f_{fc}$	$f_s$	$f_s'$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$F_f$	$F_s$	$F_s'$	$F_c$	$M_R$	Exp/Teo
		(mm)						(MPa)	(MPa)	(MPa)			(N)	(N)	(N)	(N)	(kN.m)	
Moon <i>et al</i> (2005)	0,0190	52,69	0,008	DE/FL	0,0012	0,0068	-0,0003	1304	600	-53	0,6787	0,7085	39105	159279	-8384	-190000	66,01	1,31
	0,0190	64,52	0,010	DE/FL	0,0018	0,0082	-0,0008	1584	600	-154	0,8640	0,7411	95040	238918	-24126	-309832	109,35	0,85
	0,0190	64,89	0,009	DE/FL	0,0018	0,0079	-0,0008	1518	600	-156	0,8511	0,7374	91080	238918	-24537	-305462	108,09	1,09
	0,0190	63,98	0,010	DE/FL	0,0020	0,0088	-0,0007	1700	600	-150	0,8841	0,7480	101970	238918	-23543	-317345	111,54	1,10
	0,0190	63,49	0,011	DE/FL	0,0021	0,0097	-0,0007	1865	600	-146	0,9068	0,7591	111870	238918	-22998	-327790	114,64	0,96
	0,0190	65,33	0,009	DE/FL	0,0017	0,0075	-0,0008	1452	600	-159	0,8371	0,7339	87120	238918	-25005	-301033	106,82	1,14
Yost <i>et al</i> (2007)	0,0120	60,53	0,007	CC	0,0033	0,0046	-	966	510	-	0,9010	0,7804	36210	205083	-	-241293	29,38	1,03
	0,0120	59,14	0,007	CC	0,0031	0,0045	-	938	510	-	0,9182	0,7804	35190	205083	-	-240273	29,79	0,95
	0,0120	67,21	0,006	CC	0,0033	0,0038	-	830	510	-	0,8989	0,7804	62220	205083	-	-267303	32,81	0,93
	0,0120	67,21	0,006	CC	0,0033	0,0038	-	830	510	-	0,8989	0,7804	62220	205083	-	-267303	32,81	1,00
	0,0120	43,32	0,012	CC	0,0035	0,0082	-	1591	490	-	0,8847	0,7804	59670	195116	-	-254786	33,87	1,02
	0,0120	42,18	0,012	CC	0,0033	0,0080	-	1564	490	-	0,9048	0,7804	58650	195116	-	-253766	33,83	1,01
	0,0120	50,24	0,010	CC	0,0035	0,0066	-	1319	490	-	0,8804	0,7804	98940	195116	-	-294056	38,89	1,16
	0,0120	47,83	0,009	CC	0,0032	0,0065	-	1278	490	-	0,9152	0,7804	95880	195116	-	-290996	38,71	1,13
	0,0120	32,12	0,013	RF	0,0026	0,0092	-	1741	490	-	0,9234	0,7738	65280	195116	-	-260396	35,82	1,01
	0,0120	32,07	0,013	RF	0,0027	0,0094	-	1782	490	-	0,9256	0,7776	66810	195116	-	-261926	36,04	1,05
	0,0120	38,76	0,012	CC	0,0030	0,0084	-	1618	490	-	0,9222	0,7804	121380	195116	-	-316496	43,48	0,95
0,0120	37,58	0,012	DE/FL	0,0029	0,0082	-	1578	490	-	0,9280	0,7922	118320	195116	-	-313436	43,10	1,18	
Coelho <i>et al</i> (2011)	0,0150	42,00	0,010	DE/FL	0,0015	0,0084	-0,0008	1501	455	-157	0,6648	0,7069	126985	107207	-24678	-209513	58,42	1,13
Ibrahim <i>et al</i> (2014)	0,0140	50,11	0,010	DE/FL	0,0015	0,0094	-0,0013	1683	560	-265	0,8083	0,7276	100980	87965	-41588	-147357	64,29	1,19
	0,0140	58,01	0,010	DE/FL	0,0016	0,0089	-0,0016	1601	560	-310	0,8554	0,7386	144045	87965	-48757	-183252	77,51	1,18
	0,0140	64,94	0,009	DE/FL	0,0017	0,0082	-0,0017	1469	560	-341	0,8720	0,7437	176220	87965	-53611	-210573	87,10	0,98
Kim <i>et al</i> (2015)	0,0170	50,12	0,007	DE/FL	0,0029	0,0051	-	831	414	-	0,8431	0,8774	26586	58690	-	-85276	10,04	1,14
	0,0170	48,13	0,006	DE/FL	0,0025	0,0047	-	756	414	-	0,9126	0,8205	24205	58690	-	-82895	9,93	1,22
	0,0170	47,89	0,006	DE/FL	0,0024	0,0045	-	732	414	-	0,9212	0,8092	23411	58690	-	-82102	9,86	1,55

**ANEXO IV – Previsão de cálculo do *fib Bulletin 14 (2001)***

Autor	PREVISÃO <i>fib Bulletin 14 (2001)</i>																	
	$\epsilon_{fu}$	X	$\epsilon_{fe}$	Modo de Ruptura Teórico	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_s'$	$\psi$	$\delta_g$	$F_r$	$F_s$	$F_s'$	$F_c$	$M_r$	Exp/Teo
		(mm)						(MPa)	(MPa)	(MPa)			(N)	(N)	(N)	(N)	(kN.m)	
Fortes <i>et al</i> (2002)	0,0170	23,93	0,0155	DE/FL	0,0025	0,0133	-0,0004	2325	750	-74	0,7375	0,3921	34178	42375	-7389	-69163	10,67	1,18
	0,0170	32,66	0,0128	DE/FL	0,0029	0,0109	-0,0011	1920	750	-214	0,7698	0,4021	56448	63600	-21528	-98520	17,12	1,15
	0,0170	35,74	0,0128	DE/FL	0,0033	0,0109	-0,0012	1920	750	-247	0,7970	0,4114	56448	80025	-24865	-111608	18,99	1,08
	0,0170	38,23	0,0106	DE/FL	0,0029	0,0090	-0,0014	1590	450	-270	0,7668	0,4011	70119	71910	-27175	-114854	20,30	1,17
Dias <i>et al</i> (2012)	0,0180	26,41	0,0179	DE/FL	0,0017	0,0163	-0,0014	3133	567	-287	0,6151	0,3670	43855	89017	-28893	-103979	34,60	1,15
	0,0180	32,11	0,0174	DE/FL	0,0021	0,0158	-0,0017	3045	567	-343	0,6803	0,3777	85260	89017	-34467	-139810	44,37	1,13
	0,0180	36,88	0,0149	DE/FL	0,0021	0,0135	-0,0019	2608	567	-376	0,6808	0,3778	109515	89017	-37812	-160720	49,91	1,14
Barros <i>et al</i> (2007)	0,0140	23,20	0,0122	DE/FL	0,0019	0,0098	0,0008	1936	788	156	0,6540	0,3728	27101	30945	10374	-68420	7,61	1,57
	0,0140	28,82	0,0113	DE/FL	0,0023	0,0093	0,0000	1787	627	9	0,7097	0,3845	50022	41608	592	-92222	12,35	1,13
	0,0140	36,00	0,0102	DE/FL	0,0027	0,0083	-0,0006	1612	627	-113	0,7555	0,3975	67696	62412	-7469	-122639	17,27	0,84
Billota <i>et al</i> (2015)	0,0120	65,01	0,0115	CC	0,0079	0,0061	-0,0016	1967	540	-323	0,8000	0,4000	55062	84823	-50758	-89127	14,02	1,07
	0,0120	64,43	0,0075	CC	0,0051	0,0040	-0,0016	1283	540	-321	0,8000	0,4000	53865	84823	-50363	-88325	13,93	1,11
Kang <i>et al</i> (2005)	0,0150	32,71	0,0101	DE/FL	0,0012	0,0092	-0,0006	1667	430	-114	0,4907	0,3550	29997	101316	-45361	-85953	34,71	1,19
	0,0150	45,49	0,0086	DE/FL	0,0015	0,0074	-0,0006	1419	430	-119	0,5716	0,3620	85140	101316	-47209	-139248	46,64	0,97
	0,0150	45,52	0,0083	DE/FL	0,0015	0,0072	-0,0006	1370	430	-119	0,5586	0,3607	82170	101316	-47329	-136157	45,94	1,25
	0,0150	54,03	0,0076	DE/FL	0,0017	0,0065	-0,0010	1254	430	-195	0,6024	0,3655	150480	101316	-77506	-174291	61,99	0,91
Seo <i>et al</i> (2016)	0,0175	73,00	0,0108	DE/FL	0,0024	0,0095	-0,0014	1728	487	-271	0,7235	0,3882	99533	152901	-63903	-188531	82,90	1,16
	0,0175	73,23	0,0112	DE/FL	0,0025	0,0098	-0,0014	1792	487	-272	0,7344	0,3912	103219	152901	-64146	-191974	83,97	1,18
Lim (2013)	0,0169	64,04	0,0121	DE/FL	0,0033	0,0100	-0,0012	1997	500	-249	0,7970	0,4114	71874	254469	-66017	-260327	76,91	0,65
	0,0169	73,31	0,0103	DE/FL	0,0033	0,0085	-0,0015	1700	500	-293	0,7998	0,4124	122364	254469	-77800	-299033	87,09	0,63
	0,0169	64,11	0,0106	DE/FL	0,0029	0,0088	-0,0012	1749	500	-249	0,7686	0,4017	62964	254469	-66116	-251317	75,06	0,94
	0,0169	64,03	0,0119	DE/FL	0,0032	0,0099	-0,0012	1964	500	-249	0,7936	0,4102	70686	254469	-66001	-259154	76,67	0,96
	0,0169	73,38	0,0104	DE/FL	0,0034	0,0086	-0,0015	1716	500	-293	0,8020	0,4132	123552	254469	-77879	-300142	87,33	1,06
	0,0169	73,45	0,0105	DE/FL	0,0034	0,0086	-0,0015	1733	500	-294	0,8042	0,4140	124740	254469	-77961	-301248	87,56	1,03



**ANEXO IV – Previsão de cálculo do *fib Bulletin 14 (2001)* – Continuação**

Autor	$\epsilon_{fu}$	X	$\epsilon_{fe}$	Modo de Ruptura Teórico	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$f_{fe}$	$f_s$	$f_s'$	$\psi$	$\delta_g$	$F_r$	$F_s$	$F_s'$	$F_c$	$M_R$ (kN.m)	Exp/ Teo
		(mm)						(MPa)	(MPa)	(MPa)			(N)	(N)	(N)	(N)		
Moon <i>et al</i> (2005)	0,0190	56,62	0,0079	DE/FL	0,0013	0,0068	-0,0005	1304	600	-91	0,5099	0,3564	39105	159279	-14345	-184039	65,88	1,32
	0,0190	70,54	0,0096	DE/FL	0,0021	0,0082	-0,0010	1584	600	-192	0,6757	0,3768	95040	238918	-30116	-303842	108,56	0,86
	0,0190	70,85	0,0092	DE/FL	0,0020	0,0079	-0,0010	1518	600	-193	0,6633	0,3744	91080	238918	-30394	-299604	107,33	1,10
	0,0190	70,15	0,0103	DE/FL	0,0022	0,0088	-0,0009	1700	600	-189	0,6957	0,3811	101970	238918	-29762	-311126	110,70	1,10
	0,0190	69,87	0,0113	DE/FL	0,0024	0,0097	-0,0009	1865	600	-188	0,7213	0,3876	111870	238918	-29504	-321284	113,71	0,97
	0,0190	71,23	0,0088	DE/FL	0,0019	0,0075	-0,0010	1452	600	-196	0,6503	0,3721	87120	238918	-30734	-295304	106,08	1,15
Yost <i>et al</i> (2007)	0,0120	62,08	0,0071	DE/FL	0,0034	0,0045	-	966	510	-	0,8065	0,4149	36210	205083	-	-241293	29,30	1,03
	0,0120	62,21	0,0069	DE/FL	0,0034	0,0044	-	938	510	-	0,8015	0,4130	35190	205083	-	-240273	29,18	0,97
	0,0120	69,34	0,0061	CC	0,0035	0,0038	-	830	510	-	0,8000	0,4000	62220	205083	-	-267303	32,43	0,94
	0,0120	69,34	0,0061	CC	0,0035	0,0038	-	830	510	-	0,8000	0,4000	62220	205083	-	-267303	32,43	1,01
	0,0120	43,98	0,0117	CC	0,0035	0,0081	-	1591	490	-	0,8000	0,4000	59670	195116	-	-254786	33,70	1,02
	0,0120	43,54	0,0115	DE/FL	0,0034	0,0080	-	1564	490	-	0,8050	0,4143	58650	195116	-	-253766	33,44	1,02
	0,0120	50,76	0,0097	CC	0,0035	0,0066	-	1319	490	-	0,8000	0,4000	98940	195116	-	-294056	38,70	1,17
	0,0120	50,11	0,0094	DE/FL	0,0034	0,0064	-	1278	490	-	0,8020	0,4132	95880	195116	-	-290996	38,15	1,14
	0,0120	35,07	0,0128	RF	0,0029	0,0091	-	1741	490	-	0,7699	0,4021	65280	195116	-	-260396	35,40	1,02
	0,0120	35,04	0,0131	RF	0,0030	0,0093	-	1782	490	-	0,7750	0,4038	66810	195116	-	-261926	35,61	1,06
0,0120	41,16	0,0119	DE/FL	0,0033	0,0083	-	1618	490	-	0,7974	0,4116	121380	195116	-	-316496	42,94	0,96	
0,0120	41,06	0,0116	DE/FL	0,0032	0,0081	-	1578	490	-	0,7915	0,4095	118320	195116	-	-313436	42,53	1,20	
Coelho <i>et al</i> (2011)	0,0150	41,26	0,0095	DE/FL	0,0015	0,0084	-0,0007	1501	455	-149	0,5662	0,3615	126985	107207	-23428	-210764	58,39	1,14
Ibrahim <i>et al</i> (2014)	0,0140	55,79	0,0102	DE/FL	0,0017	0,0094	-0,0015	1683	560	-299	0,5989	0,3650	100980	87965	-46947	-141997	63,87	1,20
	0,0140	64,99	0,0097	DE/FL	0,0019	0,0089	-0,0017	1601	560	-341	0,6458	0,3714	144045	87965	-53642	-178368	76,83	1,19
	0,0140	72,99	0,0089	DE/FL	0,0020	0,0081	-0,0018	1469	560	-370	0,6644	0,3746	176220	87965	-58092	-206093	86,18	0,99
Kim <i>et al</i> (2015)	0,0170	54,60	0,0067	DE/FL	0,0033	0,0051	-	831	414	-	0,7988	0,4121	26586	58690	-	-85276	10,00	1,15
	0,0170	54,48	0,0061	DE/FL	0,0030	0,0046	-	756	414	-	0,7783	0,4049	24205	58690	-	-82895	9,75	1,25
	0,0170	54,48	0,0059	DE/FL	0,0029	0,0045	-	732	414	-	0,7708	0,4024	23411	58690	-	-82102	9,66	1,58

## ANEXO V – Dimensionamento das vigas reforçadas com PRFC – ACI 440.2R (2017)

Série	Vigas	PREVISÃO ACI 440.2R (2017)																
		$\epsilon_{fu}$	X	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$f_{fc}$	$f_s$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$f_c$	$F_r$	$F_s$	$F_c$	Soma Final	$M_R$	Modo de Ruptura Teórico	Reforçada/Referência
			(mm)				(MPa)	(MPa)				(N)	(N)	(N)				
Série I	VREF – 1	0,018	38,89	0,0126	0,0010	0,0115	2079	500	0,5783	0,6985	30	0,00	117809,72	-117809,72	0,00	58,13	DE/FL	1,57
	VC – 1.1	0,018	50,81	0,0126	0,0013	0,0115	2079	500	0,7098	0,7122	30	74844,00	117809,72	-192653,73	0,00	91,44	DE/FL	
	VREF – 2	0,018	49,55	0,0126	0,0012	0,0115	2079	500	0,6971	0,7106	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,86	DE/FL	1,37
	VC – 1.2	0,018	60,06	0,0126	0,0015	0,0115	2079	500	0,7932	0,7247	30	74844,00	184077,69	-258921,70	0,00	122,70	DE/FL	
	VREF – 3	0,018	65,67	0,0126	0,0017	0,0114	2079	500	0,8350	0,7334	30	0,00	301592,89	-301592,89	0,00	144,74	DE/FL	1,22
	VC – 1.3	0,018	75,22	0,0126	0,0020	0,0114	2079	500	0,8894	0,7502	30	74844,00	301592,89	-376436,89	0,00	176,69	DE/FL	
	VREF – 4	0,018	87,40	0,0126	0,0024	0,0113	2079	500	0,9253	0,7769	30	0,00	471238,90	-471238,90	0,00	220,56	DE/FL	1,14
	VC – 1.4	0,018	97,84	0,0126	0,0027	0,0113	2079	500	0,9229	0,8064	30	74844,00	471238,90	-546082,90	0,00	250,45	DE/FL	
Série II	VREF – 2	0,018	49,55	0,0126	0,0012	0,0115	2079	500	0,6971	0,7106	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,86	DE/FL	1,24
	VC – 2.1	0,018	56,67	0,0126	0,0014	0,0115	2079	500	0,7647	0,7199	30	49896,00	184077,69	-233973,69	0,00	111,80	DE/FL	
	VREF – 2	0,018	49,55	0,0126	0,0012	0,0115	2079	500	0,6971	0,7106	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,86	DE/FL	1,49
	VC – 2.2	0,018	63,36	0,0126	0,0016	0,0115	2079	500	0,8186	0,7297	30	99792,00	184077,69	-283869,69	0,00	133,53	DE/FL	
	VREF – 2	0,018	49,55	0,0126	0,0012	0,0115	2079	500	0,6971	0,7106	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,86	DE/FL	1,61
	VC – 2.3	0,018	66,61	0,0126	0,0017	0,0114	2079	500	0,8412	0,7349	30	124740,00	184077,69	-308817,69	0,00	144,31	DE/FL	

**ANEXO VI – Dimensionamento das vigas reforçadas com PRFC –*fib Bulletin 14 (2001)***

Série	Vigas	PREVISÃO fib Bulletin 14 (2001)																
		$\epsilon_{fu}$	X	$\epsilon_{fe}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$f_{fe}$	$f_s$	$\psi$	$\delta g$	$f_c$	$F_r$	$F_s$	$F_c$	Soma Final	$M_R$ (kN.m)	Modo de Ruptura Teórico	Reforçada/ Referência
			(mm)				(MPa)	(MPa)				(N)	(N)	(N)				
Série I	VREF – 1	0,018	42,50	0,0126	0,0011	0,0115	2079	500	0,4348	0,3511	30	0,00	117809,72	-117809,72	0,00	57,97	DE/FL	1,5712
	VC – 1.1	0,018	55,74	0,0126	0,0014	0,0115	2079	500	0,5422	0,3592	30	74844,00	117809,72	-192653,72	0,00	91,09	DE/FL	
	VREF – 2	0,018	54,32	0,0126	0,0014	0,0115	2079	500	0,5315	0,3582	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,51	DE/FL	1,3637
	VC – 1.2	0,018	66,15	0,0126	0,0017	0,0114	2079	500	0,6140	0,3669	30	74844,00	184077,69	-258921,69	0,00	122,08	DE/FL	
	VREF – 3	0,018	72,57	0,0126	0,0019	0,0114	2079	500	0,6519	0,3724	30	0,00	301592,89	-301592,89	0,00	143,85	DE/FL	1,2184
	VC – 1.3	0,018	83,72	0,0126	0,0023	0,0114	2079	500	0,7053	0,3834	30	74844,00	301592,89	-376436,89	0,00	175,27	DE/FL	
	VREF – 4	0,018	97,84	0,0126	0,0027	0,0113	2079	500	0,7555	0,3975	30	0,00	471238,90	-471238,90	0,00	218,23	DE/FL	1,1355
	VC – 1.4	0,018	108,99	0,0126	0,0031	0,0112	2079	500	0,7859	0,4075	30	74844,00	471238,90	-546082,90	0,00	247,79	DE/FL	
Série II	VREF – 2	0,018	54,32	0,0126	0,0014	0,0115	2079	500	0,5315	0,3582	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,51	DE/FL	1,2432
	VC – 2.1	0,018	62,31	0,0126	0,0016	0,0115	2079	500	0,5890	0,3639	30	49896,00	184077,69	-233973,69	0,00	111,29	DE/FL	
	VREF – 2	0,018	54,32	0,0126	0,0014	0,0115	2079	500	0,5315	0,3582	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,51	DE/FL	1,4835
	VC – 2.2	0,018	69,92	0,0126	0,0018	0,0114	2079	500	0,6369	0,3700	30	99792,00	184077,69	-283869,69	0,00	132,79	DE/FL	
	VREF – 2	0,018	54,32	0,0126	0,0014	0,0115	2079	500	0,5315	0,3582	30	0,00	184077,69	-184077,69	0,00	89,51	DE/FL	1,6024
	VC – 2.3	0,018	73,65	0,0126	0,0019	0,0114	2079	500	0,6578	0,3734	30	124740,00	184077,69	-308817,69	0,00	143,44	DE/FL	



