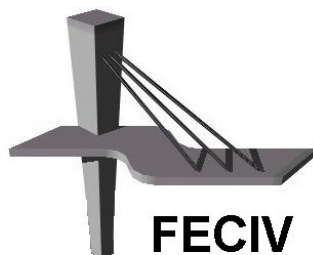


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE ESCALA NOS
VALORES DE CARGA DE COLAPSO DE
INTERFACE ENTRE CONCRETO E POLÍMERO
REFORÇADO COM FIBRA DE CARBONO**

LUANA FERREIRA BORGES

UBERLÂNDIA, 24 de agosto de 2017.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Luana Ferreira Borges

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE ESCALA NOS VALORES
DE CARGA DE COLAPSO DE INTERFACE ENTRE
CONCRETO E POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA
DE CARBONO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos
requisitos para a obtenção do título de **Mestre em
Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

Uberlândia, 24 de agosto de 2017.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

- B732a
2017 Borges, Luana Ferreira, 1992-
Avaliação do efeito de escala nos valores de carga de colapso de interface entre concreto e polímero reforçado com fibra de carbono / Luana Ferreira Borges. - 2017.
157 f. : il.
- Orientador: Antonio Carlos dos Santos.
Dissertação (mestrado) -- Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2017.22>
Inclui bibliografia.
1. Engenharia civil - Teses. 2. Concreto - Teses. 3. Fibras - Teses. I. Santos, Antonio Carlos dos. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGE

ATA Nº: 190/2017

CANDIDATO: Luana Ferreira Borges

Nº. Matrícula: 11512ECV010

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

TÍTULO: "Avaliação do efeito de escala nos valores de carga de colapso de interface entre concreto e polímero reforçado com fibra de carbono"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Recuperação e Reforço de Elementos Estruturais

DATA DA DEFESA: 24 de agosto de 2017

LOCAL: Sala de Reuniões Prof. Marcio Antônio Ribeiro da Silva, bloco 1Y.

HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO: 9h00 - 11h40

Reuniu-se na **Sala de Reuniões Prof. Marcio Antônio Ribeiro da Silva, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGE, assim composta: Professores Doutores: **Antonio de Paulo Peruzzi – FECIV/UFU; George Wilton Albuquerque Rangel – VALEC e Antonio Carlos dos Santos** orientador da candidata. Ressalta-se que todos os membros da banca e a aluna participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu à discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir a candidata. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou a candidata aprovada. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU**

Membro externo: **Dr. George Wilton Albuquerque Rangel – VALEC**

Membro interno: **Prof. Dr. Antonio de Paulo Peruzzi – FECIV/UFU**

Uberlândia, 24 de Agosto de 2017.

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo, agradeço a Deus por permitir tudo isso. Sem sua graça e intervenção nada seria possível. “Porque d’Ele e por Ele e para Ele são todas as coisas”!

Aos meus pais Marcelo e Cacilda, por todo empenho, amor e incentivo. A vocês, que sempre me apoiaram e estiveram presentes, devo tudo que sou hoje. Sem o apoio de vocês, jamais chegaria tão longe.

Ao meu orientador, professor Antonio Carlos, minha gratidão pela amizade, por todo apoio, por todo empenho no desenvolvimento deste trabalho, pelos conhecimentos transmitidos e pela orientação. Foi um privilégio ser sua orientada.

Ao meu namorado Daniel, por sempre estar ao meu lado, pelo carinho, amor, compreensão e companheirismo. Você é especial!

Aos meus irmãos, Layane e Marco Aurélio, por toda força e apoio.

Aos meus familiares: avós, tios e primos, obrigada pelo carinho e confiança. Agradeço a todos que torceram e que contribuíram de alguma forma.

Ao Ivan, Rodrigo, Arthur e funcionários da RMI Indústria e Usinagem por toda dedicação e paciência na fabricação das peças metálicas para ensaio de tração direta.

Aos colegas do curso de mestrado, por tudo que vivemos juntos. Em especial à Maria Teresa Santos do Amaral Cardoso e ao Henrique Machado Francklin, que ajudaram muito no desenvolvimento deste trabalho, e pela amizade.

Aos técnicos dos laboratórios de estruturas e materiais: Cristiane, Wanderly e Avelino. Vocês sempre foram muito prestativos e a ajuda de vocês foi fundamental para o desenvolvimento deste trabalho. À Cristiane também agradeço pela amizade. Agradeço também ao Mohammed Adel, Maria Teresa Cardoso, Ana Paula Nascentes, Rodrigo Rossi, Henrique Queiroz, Henrique Francklin, Bárbara Caixeta, Marina da Mota, Liliana Alvares, Laura Cintra e Vinícius Sandovani por toda consideração, amizade e boa convivência.

À professora Rejane Nascentes, que durante a graduação em Engenharia Civil na UFV-CRP muito me incentivou a fazer pesquisa e o mestrado.

À Universidade Federal de Uberlândia e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela oportunidade de realizar um curso de mestrado.

Aos professores do PPGECC pela amizade e ensinamentos, principalmente aos professores Antonio Carlos do Santos, Turíbio José da Silva, Francisco Romero Gesualdo e Leila Aparecida de Castro Motta por todas as contribuições neste trabalho.

Aos professores Antônio de Paulo Peruzzi, Rodrigo Gustavo Delalibera e George Wilton Albuquerque Rangel por todas as contribuições na qualificação e na defesa desta dissertação.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão de bolsa de mestrado e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo auxílio financeiro, por meio do projeto APQ-00367-14, que possibilitaram a execução deste trabalho.

Borges, Luana Ferreira. Avaliação do efeito de escala nos valores de carga de colapso de interface entre concreto e polímero reforçado com fibra de carbono. 157p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre o fenômeno do deslizamento na interface entre concreto e polímero reforçado com fibra (PRF) de carbono por meio da realização e análise de ensaios experimentais. O objetivo geral é investigar o efeito de escala no descolamento entre concreto e PRF. Buscou-se analisar a influência da variação da dimensão do corpo de prova de concreto no colapso de interface ao manter a mesma geometria de PRF aderida. A metodologia adotada consiste em sobrepor dois corpos de prova cilíndricos sobre o plano de seção transversal e ligados por três tiras de PRF de forma simétrica. A parte inferior do conjunto é fixa e aplica-se uma força de tração na parte superior, induzindo o surgimento de tensões de cisalhamento na interface. Foram utilizados corpos de prova moldados e extraídos de vigas de concreto, com diferentes dimensões: 5cm x 10cm, 10cm x 20cm e 15cm x 30cm. Treze geometrias diferentes do material compósito aderido foram usadas. Em alguns experimentos observou-se a ruptura no concreto, pois alcançou-se a tensão normal limite que o corpo de prova resiste antes de atingir a tensão de cisalhamento necessária para acontecer o descolamento. Isso foi notado principalmente nos corpos de prova menores, que resistem a uma força menor de tração. Não se notou uma influência da dimensão do corpo de prova na força máxima até o descolamento, tensão de cisalhamento e rigidez. Apesar de experimentos com corpos de prova menores levarem a bons resultados na análise do descolamento, verificou-se que o que limita seu uso é que muitas vezes é atingida a tensão normal limite que o concreto resiste, causando sua ruptura. Além disso, nos casos de deslizamento verificados com corpos de prova menores foi necessário utilizar uma geometria de PRF muito pequena, o que conduz a uma elevada tensão de cisalhamento máxima, exigindo o uso de um alto fator de correção. O processo de extração pode causar danos no concreto, como microfissuração, principalmente nos corpos de prova menores. Não foi possível concluir sobre a influência do uso de testemunhos no colapso de interface, mas foi notada uma alteração nas curvas de força *versus* deslocamento ao se usar corpos de prova extraídos, e em cada ensaio a influência foi de uma forma diferente. Não pareceu adequado analisar o deslizamento em testes com testemunhos.

Palavras-chave: Colapso de interface. Descolamento. PRF. Reforço. Efeito de escala.

Borges, Luana Ferreira. Evaluation of size effect in the interface failure load values between concrete and carbon fiber reinforced polymer. 157 pp. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2017.

ABSTRACT

This research is a study about the debonding phenomenon at interface between concrete and carbon fiber reinforced polymer (FRP) by way of performance and analysis of experimental tests. The objective of this study is to investigate the size effect in concrete and FRP debonding. The influence of variation of size concrete specimen on interface failure was analyzed when the same FRP geometry was adhered. Two concrete cylinders specimens are superimposed on plane of cross section, and the specimens are connected by three FRP pieces symmetrically adhered in the longitudinal perimeter. The lower part is fixed and the top is pulled. This induces appearance of shear stresses at interface. Different cylinders specimens made and core samples were used: 5cm x 10cm, 10cm x 20cm and 15cm x 30cm. Different thirteen geometries of the composite material were adhered. The failure happened in concrete in some experiments because concrete reached the normal strength before the shear stress required for the debonding, especially in smaller specimens because the tensile load carrying capacity for these cases is lower. An influence of specimen size was not noticed in the maximum load and shear stresses for debonding, and stiffness. Although experiments with smaller specimens generate good results, the reason that limits their use is the fact that the concrete often reaches the normal stress capacity. In addition, a very small FRP geometry was used in tests of debonding with smaller specimens. The use of a small FRP geometry resulted in a high shear stress, and with this use, it is necessary to use a high correction factor. The extraction process can cause damage to concrete such as micro cracking, especially in smaller specimens. It was not conclude about the influence of use of core samples in interface failures, but a change of the load *versus* displacement graph was noted. The influence of use of core samples happened differently in each test. An debonding analysis in tests with core samples may not be appropriate.

Keywords: Interface failure. Debonding. FRP. Strengthening. Size effect.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Diagrama tensão-deformação: Exemplo para ruptura frágil	28
Figura 2.2 – Diagrama tensão-deformação: Exemplo para ruptura dúctil	28
Figura 2.3 – Diagrama tensão-deformação: Exemplo para ruptura parcialmente frágil	29
Figura 2.4 – Efeito de escala (Lei de Bazant)	30
Figura 2.5 – Efeito de escala (Lei de Carpinteri)	30
Figura 2.6 – Comparação do diâmetro das fibras mais utilizados com o cabelo humano	37
Figura 2.7 – Elemento pré-curado de PRF	38
Figura 2.8 – Esquema de reforço à flexão com PRF aderido externamente na face tracionada da viga de concreto	40
Figura 2.9 – Esquema para reforço ao cisalhamento - aplicação de lâminas de PRF ortogonais espaçadas ($\beta = 90^\circ$)	40
Figura 2.10 – Esquema para reforço ao cisalhamento - aplicação de lâminas de PRF inclinadas espaçadas ($0^\circ < \beta < 180^\circ$)	41
Figura 2.11 – Reforço à flexão e ao cisalhamento com PRF aderido externamente	41
Figura 2.12 – Reforço à flexão de piso de estacionamento com sistema NSM	41
Figura 2.13 – Modo de falha: ruptura do PRF	43
Figura 2.14 – Modo de falha: esmagamento do concreto	43
Figura 2.15 – Falha por esmagamento do concreto em viga reforçada com PRF	43
Figura 2.16 – Modo de falha: ruptura por cisalhamento	44
Figura 2.17 – Falha por fissura diagonal de cisalhamento em viga reforçada com PRF	44
Figura 2.18 – Falha por fissura de cisalhamento em viga reforçada com PRF	45
Figura 2.19 – Modo de falha: separação do cobrimento de concreto	46
Figura 2.20 – Progresso da separação do cobrimento em uma viga de concreto armado reforçado com PRF	46
Figura 2.21 – Separação do cobrimento em viga reforçada com PRF	47
Figura 2.22 – Modo de falha: descolamento interfacial a partir da extremidade da	

placa	47
Figura 2.23 – Descolamento do PRF a partir da borda em viga experimental	48
Figura 2.24 – Modo de falha: descolamento induzido por fissura de cisalhamento	48
Figura 2.25 – Modo de falha: descolamento induzido por fissura intermediária de flexão	49
Figura 2.26 – Modo de falha: descolamento induzido por fissura intermediária de flexão e cisalhamento	50
Figura 2.27 – Representação esquemática do ensaio de cisalhamento simples	52
Figura 2.28 – Representação do ensaio de cisalhamento simples realizado por Täljsten	53
Figura 2.29 – Vista lateral do ensaio de cisalhamento simples	53
Figura 2.30 – Vista superior do ensaio de cisalhamento simples	53
Figura 2.31 – Realização do ensaio de cisalhamento simples	54
Figura 2.32 – Configuração do teste de cisalhamento simples	54
Figura 2.33 – Esquema de ensaio de cisalhamento simples	55
Figura 2.34 – Ensaio de cisalhamento simples com uso de imagens para medição de deformação	55
Figura 2.35 – Esquema de ensaio de cisalhamento duplo	56
Figura 2.36 – Realização de ensaio de cisalhamento duplo em amostra de concreto reforçada com polímero reforçado com fibra de vidro	57
Figura 2.37 – Ensaio em viga simplesmente apoiada de concreto armado reforçada com PRF, com aplicação de 2 cargas concentradas	58
Figura 2.38 – Esquema de ensaio de flexão com dois pontos de aplicação de força	58
Figura 2.39 – Forno construído para experimento de flexão em vigas	59
Figura 2.40 – Ensaio com forno a elevada temperatura	59
Figura 2.41 – Viga com ranhura	60
Figura 2.42 – Fotografia do ensaio em viga reforçada com PRF	60
Figura 2.43 – Modos de fraturamento	61
Figura 2.44 – Gráfico da tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento	67
Figura 2.45 – Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento: Modelo linear	68
Figura 2.46 – Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento: Modelo bi linear	69
Figura 2.47 – Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento: Modelo exponencial	70
Figura 2.48 – Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento: Modelo linear e exponencial	71

Figura 3.1 – Curva granulométrica do agregado miúdo	74
Figura 3.2 – Curva granulométrica do agregado graúdo	75
Figura 3.3 – Fibra de carbono	76
Figura 3.4 – Componentes A e B da resina. A relação de mistura é 2:1 em peso	76
Figura 3.5 – (a) Retífica de corpos de prova; (b) Retificação de um corpo de prova	77
Figura 3.6 – Aspecto do ensaio de interface	79
Figura 3.7 – Regiões do corpo de prova	80
Figura 3.8 – Delimitação das regiões com marcador permanente	80
Figura 3.9 – Lixamento da superfície para expor parcialmente os agregados do concreto	81
Figura 3.10 – Perfis de superfícies do concreto	81
Figura 3.11 – Corpos de prova com regiões de adesão e de falha lixadas e com silicone na parte exterior do perímetro e interior da região de falha	82
Figura 3.12 – Rolo com ranhuras metálicas	83
Figura 3.13 – Aparato para realização de ensaios de tração direta em corpos de prova de diâmetro 150 mm	84
Figura 3.14 – Aparato para realização de ensaios de tração direta em corpos de prova de diâmetro 100 mm	84
Figura 3.15 – Aparato para realização de ensaios de tração direta em corpos de prova de diâmetro 50 mm	85
Figura 3.16 – Variação das dimensões dos corpos de prova de concreto	87
Figura 3.17 – Definição das dimensões das vigas para extração de testemunhos	90
Quadro 3.1 – Normas utilizadas para caracterização dos materiais	73
Quadro 3.2 – Dimensões dos anéis metálicos fabricados para ensaio de tração direta em corpos de prova cilíndricos	83
 Figuras 4.1 e 4.2 – Força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm para os comprimentos superiores de adesão $L_s = 33\text{mm}$ e $L_s = 50\text{mm}$, respectivamente	 96
Figura 4.3 – Força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 33\text{mm}$	97
Figura 4.4 – Força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 50\text{mm}$	97

Figura 4.5 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 10cm x 20cm e $L_s = 33\text{mm}$	98
Figura 4.6 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 10cm x 20cm e $L_s = 50\text{mm}$	98
Figura 4.7 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e $L_s = 33\text{mm}$	99
Figura 4.8 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e $L_s = 50\text{mm}$	99
Figura 4.9 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e $L_s = 33\text{mm}$	100
Figura 4.10 - Gráfico de força máxima dividida por 3 <i>versus</i> coeficiente de largura para experimentos com CP 15cm x 30cm	101
Figura 4.11 e 4.12 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm, comprimentos $L_s = 33\text{mm}$ e $L_s = 50\text{mm}$, respectivamente	102
Figura 4.13 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 33\text{mm}$	102
Figura 4.14 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 50\text{mm}$	102
Figura 4.15 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 100\text{mm}$	103
Figura 4.16 – Valores de tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação da largura)	103
Figura 4.17 – Valores de tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação da largura)	104
Figura 4.18 – Influência do comprimento de adesão superior na força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com CP 10cm x 20cm	105
Figura 4.19 – Influência do comprimento de adesão superior na força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com CP 15cm x 30cm	105
Figura 4.20 – Relação entre o comprimento de adesão e a força máxima	106
Figura 4.21 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 10cm x 20cm e $W = 10\text{mm}$	107
Figura 4.22 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e $W = 10\text{mm}$	107

Figura 4.23 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e W = 20mm	107
Figura 4.24 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e W = 40mm	107
Figura 4.25 – Influência do comprimento de adesão na tensão de cisalhamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm	108
Figura 4.26 – Influência do comprimento de adesão na tensão de cisalhamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm	108
Figura 4.27 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, W = 40mm	109
Figura 4.28 – Valores da tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação do comprimento de adesão)	110
Figura 4.29 – Valores da tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação do comprimento de adesão)	110
Figura 4.30 – Gráficos de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 5cm x 10cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)	111
Figura 4.31 – Gráficos de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)	111
Figura 4.32 – Gráficos de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)	112
Figura 4.33 – Gráficos de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm. Ruptura no concreto (Variação da largura)	112
Figura 4.34 – Gráficos de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação do comprimento)	112
Figura 4.35 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação do comprimento)	113
Figura 4.36 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm – Ruptura no concreto (Variação do comprimento)	113
Figura 4.37 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico para experimentos com mesma geometria de PRF e diferentes modos de falha	114
Figura 4.38 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico para experimentos com mesma geometria de PRF e diferentes modos de falha	114
Figura 4.39 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento até o pico para experimentos com	

mesma geometria de PRF e ruptura no concreto	115
Figura 4.40 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com diferentes dimensões de corpos de prova e mesma geometria de PRF	117
Figura 4.41 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com diferentes dimensões de corpos de prova e mesma geometria de PRF	118
Figura 4.42 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com testemunhos	122
Figura 4.43 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com testemunhos	122
Figura 4.44 – Gráfico de força <i>versus</i> deslocamento em experimentos com testemunhos	122
Figura A. 1 – Uso de parabolt para fixação da extratora	140
Figura A.2 – Extratora fixada na viga 3	140
Figura A.3 – Extração de testemunhos de 15cm x 30cm	141
Figura A.4 – Extração de testemunhos de 15cm x 30cm	141
Figura A.5 – Viga 3 após a extração dos corpos de prova	141
Figura A.6 – Extração de testemunhos de 10cm x 20cm	142
Figura A.7 – Extração de testemunhos de 10cm x 20cm	142
Figura A.8 – Viga 2 após a extração dos corpos de prova	142
Figura A.9 – Extração de testemunhos de 5cm x 10cm	143
Figura A.10 – Extração de testemunhos de 5cm x 10cm	143
Figura B.1 – CP 5cm x 10cm; Ls = 33mm; W = 10mm; Descolamento	147
Figura B.2 – CP 5cm x 10cm; Ls = 33mm; W = 20mm; Ruptura no concreto	147
Figura B.3 – CP 5cm x 10cm; Ls = 33mm; W = 40mm; Ruptura no concreto	147
Figura B.4 – CP 5cm x 10cm; Ls = 33mm; W = 60mm; Ruptura no concreto	148
Figura B.5 – CP 10cm x 20cm; Ls = 33mm; W = 10mm; Descolamento	148
Figura B.6 – CP 10cm x 20cm; Ls = 33mm; W = 20mm; Descolamento	148
Figura B.7 – CP 10cm x 20cm; Ls = 33mm; W = 60mm; Ruptura no concreto	149
Figura B.8 – CP 10cm x 20cm; Ls = 33mm; W = 80mm; Ruptura no concreto	149
Figura B.9 – CP 10cm x 20cm; Ls = 50mm; W = 10mm; Descolamento	149
Figura B.10 – CP 10cm x 20cm; Ls = 50mm; W = 20mm; Descolamento	150

Figura B.11 – CP 10cm x 20cm; Ls = 50mm; W = 40mm; Ruptura no concreto	150
Figura B.12 – CP 10cm x 20cm; Ls = 50mm; W = 60mm; Ruptura no concreto	150
Figura B.13 – CP 10 cm x 20cm; Ls = 50mm; W = 80mm; Ruptura no concreto	151
Figura B.14 – CP 15cm x 30cm; Ls = 33mm; W = 10mm; Descolamento	151
Figura B.15 – CP 15cm x 30cm; Ls = 33mm; W = 20mm; Descolamento	151
Figura B.16 – CP15cm x 30cm; Ls = 33mm; W = 40mm; Descolamento	152
Figura B.17 – CP 15cm x 30cm; Ls = 33mm; W = 60mm; Descolamento	152
Figura B.18 – CP 15cm x 30cm; Ls = 33mm; W = 80mm; Descolamento	152
Figura B.19 – CP 15cm x 30cm; Ls = 33mm; W = 100mm; Descolamento	153
Figura B.20 – CP 15cm x 30cm; Ls = 50mm; W = 10mm; Descolamento	153
Figura B.21 – CP 15cm x 30cm; Ls = 50mm; W = 20mm; Descolamento	153
Figura B.22 – CP 15cm x 30cm; Ls = 50mm; W = 40mm; Descolamento	154
Figura B.23 – CP 15cm x 30cm; Ls = 50mm; W = 60mm; Descolamento	154
Figura B.24 – CP 15cm x 30cm; Ls = 50mm; W = 80mm; Ruptura no concreto	154
Figura B.25 – CP 15cm x 30cm; Ls = 50mm; W = 100mm; Ruptura no concreto	155
Figura B.26 – CP 15cm x 30cm; Ls = 66mm; W = 100mm; Ruptura no concreto	155
Figura B.27 – Experimentos com CP 5cm x 10cm extraídos	155
Figura B.28 – Experimentos com CP 10cm x 20cm extraídos	156
Figura B.29 – CP 15cm x 30cm extraídos; Ls = 33mm; W = 10mm	156
Figura B.30 – CP 15cm x 30cm extraídos; Ls = 33mm; W = 60mm	156
Figura B.31 – CP 15cm x 30cm extraídos; Ls = 50mm; W = 60mm	157

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Propriedades aproximadas de tipos comuns de fibras de carbono	35
Tabela 2.2: Propriedades aproximadas de tipos comuns de fibras de vidro	36
Tabela 3.1: Caracterização do agregado miúdo	74
Tabela 3.2: Caracterização do agregado graúdo	75
Tabela 3.3: Propriedades mecânicas da fibra de carbono	76
Tabela 3.4: Propriedades mecânicas da resina epóxi bi componente saturante	76
Tabela 3.5: Programa experimental para análise do efeito de escala	87
Tabela 3.6: Programa experimental para ensaios com testemunhos	89
Tabela 4.1: Caracterização do concreto aos 90 dias	92
Tabela 4.2: Modos de falha	93
Tabela 4.3: Modo de falha, força máxima (P_{max}), tensão normal no concreto (σ) e tensão de cisalhamento máxima (τ) nos experimentos	94
Tabela 4.4: Análise da variação da tensão de cisalhamento máxima no descolamento ao se aumentar o perímetro de adesão superior (Experimentos com CP 15cm x 30cm)	109
Tabela 4.5: Valores de tensão normal no concreto alcançados em experimentos com ruptura no concreto	115
Tabela 4.6: Força máxima e tensão de cisalhamento no colapso de interface em experimentos com diferentes dimensões de corpos de prova	117
Tabela 4.7: Comparação de experimentos com corpos de prova moldados e extraídos: Modo de falha, força máxima (P_{max}), tensão normal no concreto (σ) e tensão de cisalhamento (τ) na interface entre concreto e PRF	118
Tabela 4.8: Valores médios de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos moldados e testemunhos com dimensões 10cm x 20cm	120

Tabela B.1: Modos de falha – experimentos com corpos de prova moldados	145
Tabela B.2: Modos de falha – experimentos com testemunhos	146

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

SÍMBOLOS

b	- Dimensão característica da seção transversal
bc	- Largura da face da viga reforçada com PRF
b_{PRF}	- Largura do reforço de PRF
d	- Tamanho da estrutura
da	- Tamanho do agregado
f_c	- Resistência à compressão do concreto, considerando amostra cilíndrica
$f_{ct,sp}$	- Resistência à tração por compressão diametral do concreto
h	- Comprimento do corpo de prova
tc	- Espessura do concreto
t_{PRF}	- Espessura do PRF
D	- Diâmetro do corpo de prova
E_c	- Módulo de elasticidade do concreto
E_{PRF}	- Módulo de elasticidade do PRF
F	- Força máxima em ensaio de compressão ou tração por compressão diametral
G_F	- Taxa de liberação de energia de fraturamento
G_{IIF}	- Taxa de liberação de energia no modo II de fraturamento
K	- Inclinação do modelo de deslizamento linear e exponencial no estágio elástico
L	- Comprimento de aderência
Le	- Comprimento efetivo
Li	- Comprimento da região inferior de adesão
Lm	- Comprimento da região de falha
Ls	- Comprimento da região superior de adesão
P	- Força aplicada
P_{max}	- Força máxima para acontecer o descolamento

W	- Largura do PRF
α	- Relação entre os dois materiais aderentes (Concreto e PRF)
β	- Ângulo de inclinação do reforço ao cisalhamento
β	- Parâmetro do modelo de Pan e Wu (2014)
β_P	- Coeficiente de relação de largura
β_L	- Coeficiente de relação de comprimento de ligação
ϵ	- Deformação
λ	- Relação entre o tamanho da estrutura e a dimensão máxima do agregado
λ_1	- Coeficiente do modelo de Yuan et al. (2004) – definição do comprimento efetivo
λ_2	- Coeficiente do modelo de Yuan et al. (2004) – definição do comprimento efetivo
σ	- Tensão normal no concreto
σ_x	- Componente de tensão normal
δ	- Deslocamento
δ_1	- Deslocamento em τ_{\max}
δ_2 ou δ_0	- Deslocamento quando a tensão de cisalhamento reduz a zero
τ	- Tensão de cisalhamento
τ_{\max}	- Tensão de cisalhamento máxima
τ_{xy}	- Componente de tensão de cisalhamento
τ_{xz}	- Componente de tensão de cisalhamento

ABREVIATURAS

<i>AR-glass</i>	- Vidro resistente à alcali
<i>C-glass</i>	- Vidro resistente à corrosão
<i>CP</i>	- Corpo de prova
<i>E-glass</i>	- Vidro boro silicato (vidro elétrico)
<i>LVDT</i>	- Transformador diferenciável variável linear
<i>S-glass</i>	- Vidro estrutural (de alta resistência)

SIGLAS

<i>ABNT</i>	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
-------------	--------------------------------------------

- ACI* - Instituto Americano do Concreto (American Concrete Institute)
- ASTM* - Sociedade Americana para Testes e Materiais (American Society for Testing and Materials)
- PRF* - Polímero reforçado com fibra

SUMÁRIO

1. Introdução.....	22
2. Revisão bibliográfica.....	26
2.1 Considerações sobre o efeito de escala	27
2.2 Reforço de estruturas de concreto utilizando polímero reforçado com fibra	32
2.3 Maneiras de colapso em elementos estruturais de concreto reforçados com PRF externamente	42
2.4 Metodologias para análise do colapso de interface entre PRF e concreto	52
2.5 Modelos para o deslizamento entre concreto e PRF	61
3. Materiais e métodos.....	73
3.1 Materiais utilizados.....	73
3.2 Ensaio de caracterização do concreto	77
3.3 Preparo do ensaio para análise do colapso de interface	79
3.4 Forma de carregamento	86
3.5 Análise do efeito de escala	86
3.6 Ensaio com corpos de prova extraídos	88
4. Resultados e Discussão	91
4.1 Caracterização do concreto e do PRF	91
4.2 Modos de falha	93
4.3 Influência da variação da largura de PRF no colapso de interface	96
4.4 Influência da variação do comprimento de adesão no colapso de interface	104
4.5 Considerações sobre os experimentos com ruptura no concreto	110

4.6 Efeito de escala no colapso de interface entre concreto e PRF	116
4.7 Comparação de resultados com corpos de prova moldados e testemunhos	118
5. Conclusões	124
Referências Bibliográficas.....	128
Apêndice A.....	139
Fotografias: Extração de testemunhos	
Apêndice B	144
Fotografias: Modos de falha em experimentos com corpos de prova moldados e testemunhos	

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O concreto armado pode apresentar problemas de deterioração devido ao aparecimento de patologias, que podem trazer uma redução da vida útil ou uma limitação no uso de diversas estruturas e ainda prejudicar seu aspecto estético. Segundo Santos (2003), estes problemas podem causar a perda da capacidade de carga ou dificultar seu incremento. Souza e Ripper (1998) definem que existem várias causas para a deterioração estrutural, como envelhecimento natural, acidentes, uso de materiais fora das especificações, entre outros. Machado e Machado (2015) afirmam que as origens dos problemas patológicos podem ser deficiências de projeto, de execução, dos materiais construtivos, utilização incorreta da estrutura e outras causas diversas.

Existem vários materiais para reforço em estruturas de concreto armado, como concreto, chapas metálicas, entre outros. A escolha do procedimento deve ser feita com critério, analisando as vantagens e desvantagens do uso de cada material conforme a circunstância e realizando uma minuciosa inspeção para conhecer a situação da estrutura e, por meio disso, poder definir o reforço com maior exatidão. Na etapa de inspeção têm sido utilizadas várias técnicas, como inspeções visuais, relatórios fotográficos, ensaios não destrutivos (esclerometria, ultrassonografia), ensaios destrutivos (extração de testemunhos), provas de carga, entre outros. Com estes métodos é possível diagnosticar a situação de estruturas de concreto armado.

Uma das técnicas mais modernas e avançadas de reforço é o uso de polímero reforçado com fibra (PRF), que pode ser colado externamente na estrutura ou inserido dentro de ranhuras no cobrimento de concreto. De acordo com Machado e Machado (2015), os PRF começaram a ser produzidos industrialmente em 1982. Nas últimas décadas houve um

grande avanço nas pesquisas sobre o uso de PRF como reforço de estruturas de concreto, o que possibilitou a criação de vários códigos e diretrizes de projeto (EL-SAYED; SOUDKI, 2011). Os materiais poliméricos também passaram a ser utilizados em novas estruturas, como por exemplo para substituir a armadura de aço convencional por barras de PRF. Como vantagens do seu uso, apresenta-se o fato de serem materiais não corrosíveis e com alta relação resistência-peso, além de ter fácil aplicação.

Sobre o uso de PRF aderido externamente na estrutura, Santos (2003) afirma que esse método de reforço apresenta alguns questionamentos em relação aos modos de falha, em especial o colapso de interface, que ocorre por meio do deslizamento entre o PRF (reforço) e o concreto (substrato). Esse tipo de ruptura ainda não foi completamente compreendido pela comunidade científica, ou seja, ainda não se sabe com precisão quais e como influenciam os parâmetros no fenômeno. Na mecânica do fraturamento, em uma escala macroscópica, esse modo de falha pode ser considerado como modo II de fraturamento.

Neste trabalho busca-se ter um melhor entendimento do colapso de interface entre PRF e concreto em estruturas reforçadas externamente com PRF. O **objetivo geral** é investigar o efeito de escala no descolamento entre concreto e PRF em ensaios experimentais.

Nos experimentos foi utilizada a metodologia proposta por Santos (2003), que consiste em utilizar dois corpos de prova cilíndricos sobrepostos sobre o plano da seção transversal e ligados por três tiras aderidas no perímetro longitudinal de forma simétrica entre si (há um ângulo de 120° entre uma fibra e outra). Aplica-se tração direta na parte superior do conjunto especificado, enquanto a parte inferior é fixa. Santos (2003) apresenta várias vantagens referentes ao uso dessa metodologia: ela reflete o real processo de colapso por deslizamento da interface; o uso de corpos de prova cilíndricos, que é uma geometria usual na construção civil; e por meio de um único procedimento experimental é possível a obtenção de três resultados (referentes as três tiras de PRF aderidas ao concreto).

Os **objetivos específicos** deste trabalho são:

- analisar o efeito de escala nos valores de carga máxima de deslizamento com o uso de corpos de prova de concreto e tiras de PRF de diferentes dimensões;

- comparar a carga máxima obtida em ensaios experimentais realizados com corpos de prova moldados e ensaios com corpos de prova extraídos de estruturas de concreto.

Normalmente, testes experimentais em laboratórios são realizados com dimensões muito menores que a de elementos estruturais em condições de trabalho. É importante saber se é necessário adotar alguma consideração em relação ao tamanho do elemento quando se extrapola os resultados de ensaios experimentais para o comportamento de elementos estruturais com dimensões convencionais. O **efeito de escala** em propriedades mecânicas do concreto foi um tema de interesse para vários pesquisadores, conforme será apresentado no Capítulo 2. “O termo ‘efeito de escala’ refere-se à variação da resistência nominal com o tamanho em estruturas geometricamente semelhantes” (MOALLEMI; PIETRUSZCZAK; MRÓZ, 2017, p.74, tradução nossa).

A justificativa para este estudo é que o fenômeno do deslizamento entre o concreto e o PRF ainda não foi completamente compreendido por pesquisadores, mesmo tendo sido realizados diversos estudos experimentais e teóricos sobre o tema nas últimas duas décadas. Vários autores têm destacado a importância de continuar investigando este modo de falha para aprofundar os conhecimentos relativos à aderência entre concreto e PRF, como Meneghetti (2007), Mohammadi (2014), entre outros. É necessário a realização de pesquisas para ter melhor conhecimento sobre o início e o mecanismo de ruptura, e também sobre os parâmetros que influenciam. Existem diversas normas, modelos e orientações para a previsão da força de deslizamento, porém, Aram, Czaderski e Motavalli (2008) observaram discrepância de até 250% ao comparar diferentes modos de previsão de força. Com isto, afirma-se que a importância deste trabalho para a comunidade científica está no fato de apresentar um possível parâmetro (efeito de escala) que pode influenciar no descolamento, contribuindo para a definição de novas pesquisas na área e, por meio delas, permitir a atualização de conceitos normativos, trazendo uma maior precisão no dimensionamento do reforço com PRF.

A justificativa do interesse em analisar o colapso utilizando testemunhos é que estes corpos de prova apresentam distribuição de agregados, vibração e cura com características próximas às reais de execução. A obtenção da força máxima de deslizamento entre o

reforço e o concreto fazendo uso de testemunhos retirados diretamente do elemento a ser reforçado pode auxiliar muito na segurança e previsão do comportamento estrutural.

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos e mais dois apêndices, conforme descrito nos seguintes tópicos:

- Neste **Capítulo 1** é apresentada uma breve abordagem sobre a definição do tema, os objetivos do trabalho, a metodologia utilizada e a justificativa do estudo;
- No **Capítulo 2** é feita uma revisão bibliográfica sobre alguns temas. Inicialmente são apresentadas algumas considerações sobre o efeito de escala. Após isso é feita uma abordagem sobre o reforço de estruturas de concreto com utilização de PRF, descrevendo os principais materiais do compósito. São apresentados os principais modos de falha em estruturas de concreto armado reforçadas externamente a flexão com PRF, buscando representar os modos indicados por meio de figuras e/ou fotografias. São expostos também exemplos de ensaios experimentais na busca de reprodução do colapso de interface entre concreto e PRF. Por fim, apresenta-se exemplos de modelos constitutivos para a análise do descolamento;
- No **Capítulo 3** é exibido o programa experimental, todos os materiais e equipamentos utilizados e os procedimentos para execução de ensaios;
- No **Capítulo 4** são verificadas e discutidas as influências da variação da dimensão do corpo de prova, do comprimento e da largura do PRF nos experimentos com corpos de prova moldados e extraídos;
- As principais conclusões deste trabalho estão no **Capítulo 5**. Com base nos experimentos realizados são feitas recomendações para testes para análise do descolamento. Além disso, são sugeridos temas para trabalhos futuros.
- Nos **Apêndices A e B** são apresentadas fotografias do processo de extração e dos modos de falha nos experimentos.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A durabilidade do concreto armado é influenciada por vários fatores, como ação do meio ambiente, utilização da estrutura, agressões químicas e físicas, entre outros. As patologias e a deterioração do concreto armado contribuem para a diminuição da durabilidade e da vida útil de estruturas concebidas com este material. A existência de patologias em estruturas de concreto armado pode trazer vários problemas, um deles é o surgimento da necessidade de reparo e reforço, que podem demandar um alto custo. Alguns tipos de reforço utilizados em estruturas de concreto armado são encamisamento com concreto, argamassa armada, chapas de aço e uso de protensão. Uma das técnicas mais modernas e avançadas é o uso de materiais compósitos. No tópico 2.2 são apresentadas algumas características sobre o reforço de estruturas de concreto utilizando polímero reforçado com fibra (PRF).

De acordo com Meneghetti (2007), o uso de materiais poliméricos ultrapassou a esfera de técnica de reforço, passando a compor também novas estruturas, o que é uma tendência mundial. Nesse sentido, Ashour e Kara (2014) destacam que barras pultrudas de PRF têm sido utilizadas como alternativa para substituição da armadura de aço em estruturas de concreto armado em ambiente severo, superando os problemas de corrosão do aço. Além disso, os PRF começaram a ser empregados na forma de tecidos ou chapas colados externamente, ou como perfis pultrudados estruturais utilizados, por exemplo, na formação de tabuleiro de pontes (CORREIA; BRANCO; FERREIRA, 2005 apud MENEGETTI, 2007).

Conforme apresentado no Capítulo 1, o objetivo geral deste trabalho é fazer uma análise do efeito de escala no descolamento entre concreto e PRF. O concreto é considerado um material parcialmente frágil e o tamanho da estrutura influencia em várias propriedades do

material, como resistência à tração e à compressão. Verifica-se que, à medida que se tem o aumento do tamanho do elemento estrutural, há também uma transição do comportamento de dúctil para frágil.

Existem vários modos de falha possíveis em vigas de concreto armado reforçadas externamente à flexão com PRF, conforme abordado no tópico 2.3. Um dos modos de ruptura é o colapso na interface entre concreto e PRF, que é uma falha frágil e que ainda não foi completamente compreendida. Diante disso, surge a necessidade de estudos na busca de um melhor entendimento do fenômeno, para entender o que afeta no descolamento entre concreto e PRF. Algumas metodologias de ensaios que já foram realizados por outros autores para análise do colapso de interface são descritas no tópico 2.4, como ensaios de cisalhamento simples, cisalhamento duplo e experimentos em vigas.

Por fim, no tópico 2.5 são apresentados alguns modelos para estimativa da força máxima para o colapso de interface entre concreto e PRF e também modelos para descrição do comportamento da curva de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento.

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O EFEITO DE ESCALA

Conforme apresentado no Capítulo 1, é comum a realização de experimentos em amostras com dimensões muito menores que a de elementos estruturais em condições de trabalho. Por isso, é importante saber se é necessário adotar alguma consideração em relação ao tamanho do elemento quando se extrapola os resultados de ensaios experimentais para o comportamento de estruturas com dimensões convencionais.

Inicialmente, discute-se sobre a influência do tamanho da amostra na **resistência à tração** do concreto. Muciaccia, Rosatti e Di Luzio (2017) afirmam que esse tema foi amplamente estudado pela comunidade científica. Segundo Santos, Pitangueira e Ribeiro (2015), nas normas (ABNT e ASTM) de ensaios de resistência à tração do concreto, tal propriedade é admitida inicialmente como intrínseca do material e que não depende do tamanho do corpo de prova. Sobre esta consideração, apresenta-se:

Esta hipótese utilizada nas normas técnicas é verdadeira para um material frágil, definido como aquele que permanece no regime elástico até que em algum ponto a tensão de tração chega à tensão de tração limite, ocorrendo a falha catastrófica. Em materiais parcialmente frágeis, como o concreto, este mecanismo de ruptura não é válido e a resistência à tração depende do tamanho da amostra (SANTOS; PITANGUEIRA; RIBEIRO, 2015, p.2).

Bazant e Le (2017) distinguem os materiais em três classes com base no grau de fragilidade: materiais frágeis, dúcteis e parcialmente frágeis. Os autores apontam que o grau de fragilidade é manifestado no tamanho da zona de processo de fratura formada na ponta de uma propagação de fissura. Essas três classes são apresentadas, de acordo com os autores:

- Nas **rupturas frágeis** (Figura 2.1), a zona de processo de fratura é tão pequena que pode ser considerada um ponto. Consequentemente, todo volume da estrutura comporta-se elasticamente até a ruptura.

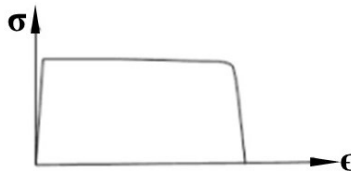
Figura 2.1 – Diagrama tensão-deformação: Exemplo para ruptura frágil



Fonte: Adaptado de Bazant e Le, 2017, p.2.

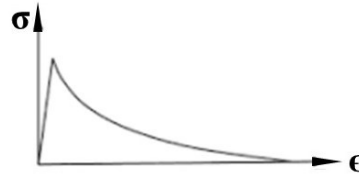
- As **rupturas dúcteis** (Figura 2.2) são caracterizadas por um diagrama de tensão-deformação com um patamar horizontal de falha. Há uma longa zona plástica não linear. A zona de processo de fratura é ainda muito pequena, sendo quase um ponto para algumas aplicações.

Figura 2.2 – Diagrama tensão-deformação: Exemplo para ruptura dúctil



Fonte: Adaptado de Bazant e Le, 2017, p.2.

- Nas **rupturas parcialmente frágeis** (Figura 2.3), a zona de processo de fratura não é insignificante em relação à seção transversal da estrutura. O diagrama de tensão-deformação exibe um declínio gradual pós-pico.

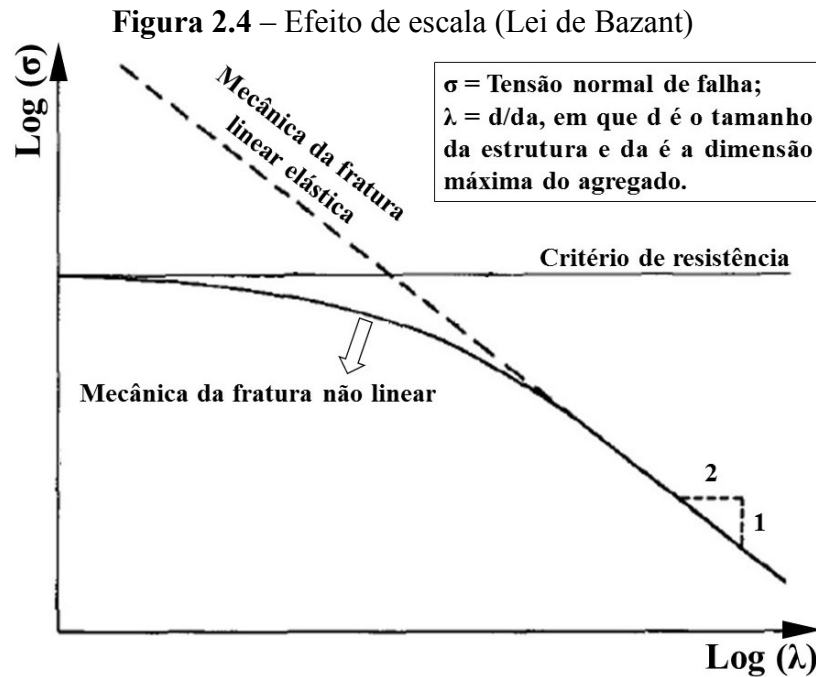
Figura 2.3 – Diagrama tensão-deformação: Exemplo para ruptura parcialmente frágil

Fonte: Adaptado de Bazant e Le, 2017, p.2.

Bazant (2005) destaca que é dada ênfase no estudo do efeito de escala em materiais parcialmente frágeis porque, nesses casos, o problema é mais forte e complexo. “O efeito de escala é causado principalmente devido ao crescimento estável de uma grande fratura coesiva ou de uma grande zona de processo de fratura com microfissuração antes de atingir a força máxima” (BAZANT, 2005, p.2, tradução nossa).

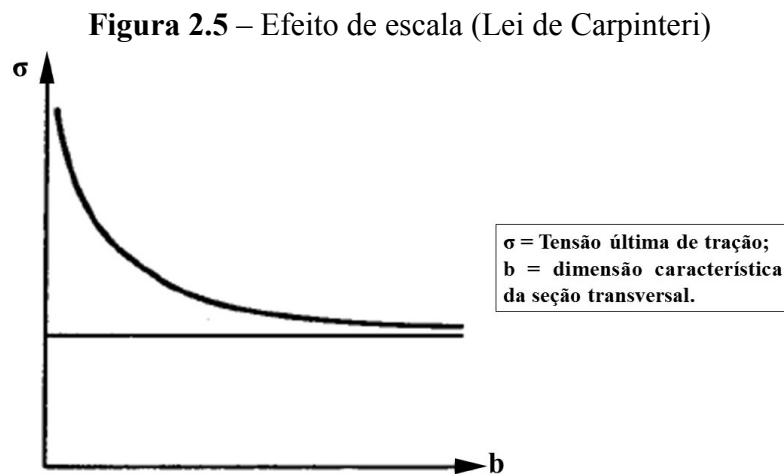
Bazant e Le (2017) explicam que se a zona de processo de fratura é insignificante em comparação com o tamanho da estrutura, uma estrutura parcialmente frágil torna-se perfeitamente frágil. Desse modo, os autores apontam que o concreto tem um comportamento parcialmente frágil na escala de vigas e pilares normais, mas perfeitamente frágil na escala de uma grande barragem.

Bazant (1984) discute sobre o efeito de escala em estruturas de concreto de tamanhos diferentes, mas formas geometricamente semelhantes. O autor apresenta a hipótese de que a liberação de energia potencial causada pela fratura é uma função do comprimento da faixa de fissuras e da área da zona fissurada. As principais considerações feitas pelo autor podem ser entendidas por meio da análise do gráfico de $\log \sigma$ versus $\log \lambda$, apresentado na Figura 2.4. Para estruturas menores em relação ao tamanho do agregado, o critério de resistência (representado pela linha horizontal) governa. Para estruturas suficientemente grandes em relação ao tamanho do agregado, o critério de energia governa, o comportamento aproxima-se ao efeito de escala da mecânica da fratura linear (linha reta com inclinação $-1/2$). O gráfico representa uma transição suave do critério de resistência para a mecânica da fratura elástico linear e a tensão nominal de falha (tração) varia com o tamanho da estrutura como $\left(1 + \frac{\lambda}{\lambda_0}\right)^{-1/2}$, em que λ é d/da , d é o tamanho da estrutura, da é a dimensão máxima do agregado e λ_0 é uma constante.



Fonte: Adaptado de Bazant, 1984.

Carpinteri (1994) apresenta uma tendência assintótica do gráfico de tensão de tração *versus* dimensão característica da seção transversal para amostras com grandes tamanhos, conforme Figura 2.5. De acordo com o autor, para escalas de tamanho tendendo a zero, a resistência à tração tende ao infinito, enquanto a energia de fratura tende a zero. Em grandes escalas, o tamanho das heterogeneidades é limitado.



Fonte: Adaptado de Carpinteri, 1994.

Santos, Pitangueira e Ribeiro (2015) verificaram experimentalmente que a resistência à tração tende a decrescer à medida que o tamanho do corpo de prova aumenta, aproximando-se assintoticamente para grandes tamanhos. Os autores destacam que

diversos pesquisadores verificaram que a resistência à tração do concreto decresceu com o aumento do tamanho. Nesse sentido, “quanto maior for o volume de concreto submetido a uma tensão, maior a probabilidade dele conter um elemento com resistência extrema (baixa)” (NEVILLE, 2016, p. 628), ou seja, há um aumento da probabilidade de falhas estruturais. Neville (2016) afirma que tanto a resistência média quanto a dispersão dos resultados diminuem com o aumento do corpo de prova, mas a partir de um determinado tamanho, o aumento da dimensão não resulta em diminuição da resistência. Porém, em alguns testes essa tendência não foi comprovada, como os realizados por Bazant et al. (1991 apud SANTOS; PITANGUEIRA; RIBEIRO, 2015), que verificaram que para pequenos corpos de prova, a resistência à tração diminuía à medida que a dimensão do corpo de prova aumentava, enquanto que quando o tamanho dos corpos de prova excedia um determinado limite, essa tendência invertia, notando-se um aumento da resistência à tração à medida que se aumentava o tamanho.

O efeito de escala na **resistência à compressão** do concreto também foi abordado por alguns pesquisadores. Muciaccia, Rosatti e Di Luzio (2017) fizeram experimentos em amostras cilíndricas de concreto simples com diâmetro variando de 100 mm até 800 mm e altura de 200 mm até 3200 mm, com três diferentes razões de esbeltez, e notaram que para todas as razões de esbeltez, a resistência à compressão exibe um forte efeito de escala. Yazici e Sezer (2007) analisaram oito concretos com diferentes relações água/cimento e verificaram o efeito de escala: amostras cilíndricas de concreto de 150 mm x 300 mm possuem resistência à compressão menor que as amostras de 100 mm x 200 mm. Del Viso, Carmona e Ruiz (2008) notaram que o efeito de escala na resistência à compressão é mais notável em amostras cúbicas do que em cilíndricas. A análise da influência do efeito de escala na resistência à compressão é apontada em outros estudos: Burtsher e Kollegger (2003); Gouveia, Sousa e Silva (2015); Medeiros et al. (2017); Yi, Yang e Choi (2006); entre outros.

Além da influência na resistência à compressão e à tração do concreto, em outras pesquisas foi verificada a influência do efeito de escala no comprimento inicial de fissuras e na propagação de fissura no concreto (ALAM; KOTRONIS; LOUKILI, 2013; RAY; KISHEN, 2011), na resistência à torção (KIRANE; SINGH; BAZANT, 2016; ZHOU; BALENDRAN; JEARY, 1998), na permeabilidade do concreto (ALARCON-RUIZ et al.,

2010), no ataque externo de sulfatos (BRUNETAUD; KHELIFA; AL-MUKHTAR, 2012), na resposta do concreto a um carregamento cíclico (SINAIE et al., 2015) e em estruturas de concreto submetidas a diferentes tipos de carregamento e incluindo uma interação químico-mecânica desencadeada pela contínua reação álcali-sílica (MOALLEMI; PIETRUSZCZAK; MRÓZ, 2017).

Moallemi, Pietruszczak e Mróz (2017) afirmam que pequenas estruturas de concreto apresentam um comportamento mais dúctil que as maiores. Portanto, por meio da análise do efeito de escala é possível avaliar a variação dos parâmetros mecânicos e a variação do modo de falha (transição de dúctil para frágil) considerando a alteração da dimensão de materiais parcialmente frágeis como o concreto (SANTOS; PITANGUEIRA; RIBEIRO, 2015). Segundo Bazant e Le (2017), o que determina a transição do comportamento de dúctil para frágil é o aumento da relação entre o tamanho da estrutura e o tamanho da zona de fratura. A influência da dimensão do elemento em características é uma propriedade universal dos materiais denominados parcialmente frágeis, em que a resistência exibe um efeito de escala determinístico (ou energético), diminuindo com o aumento do tamanho da estrutura (VOREL; GATTU; BAZANT, 2014).

2.2 REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO UTILIZANDO POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA

A recuperação e reforço de estruturas de concreto armado pode ser feita utilizando **materiais compósitos**. Callister (2000) afirma que um material pode ser considerado compósito quando é multifásico e exibe uma proporção significativa das propriedades de ambas as fases constituintes, de modo que é obtida uma melhor combinação de propriedades. Santos (2003) destaca os seguintes usos de materiais compósitos na construção civil: concreto reforçado com fibra e polímero reforçado com fibra (PRF). Segundo Rabinovitch (2012), materiais compósitos são utilizados para reforço de alvenaria, aço, madeira e estruturas de concreto armado. Uma forma interessante dessa tendência é a utilização de compósitos leves e de alta resistência para o reforço de elementos estruturais existentes (RABINOVITCH, 2012). Em alguns trabalhos são apresentadas algumas informações, experimentos, características e recomendações sobre o

uso de PRF para reforço de alvenaria (BOOTHBY; BAKIS, 2008; GARCEZ; MENEGHETTI, 2015; LANG; SCHUMACHER, 2014; RANGEL, 2013), estruturas de madeira (BOOTHBY; BAKIS, 2008; DAVALOS; QIAO, 2000; DIAS et al., 2003; FIORELLI, 2005; FIORELLI; DIAS, 2002, 2005; MIOTTO; DIAS, 2006; NEGRÃO; BALSEIRO; FARIA, 2011; RANGEL et al., 2010; SOUZA JUNIOR; CUNHA, 2002) e estruturas metálicas (BOOTHBY; BAKIS, 2008; LANG; SCHUMACHER, 2014). Täljsten (2003) e Waghmare (2011) afirmam que as técnicas inovadoras de recuperação e reforço, como o uso de materiais compósitos, apresentam várias vantagens em relação aos materiais tradicionais como aço, madeira e concreto.

A transição moderna de elementos estruturais metálicos para compósitos é uma tendência interdisciplinar que afeta as engenharias modernas civil, marinha, automotiva e aeronáutica. Esse processo acelera o uso de componentes estruturais em camadas de materiais “de engenharia” de alta performance e o uso de técnica de ligação para unir elementos. (RABINOVITCH, 2012, p. 3641, tradução nossa).

Em 1984, no Laboratório Federal Suíço de Pesquisas e Testes de Materiais – EMPA, uma equipe fez ensaios em vigas de concreto armado reforçadas com PRF de carbono. Meneghetti (2007) afirma que estas foram as primeiras aplicações de PRF na engenharia civil. Depois disso, o “uso do PRF de carbono recebeu grande impulso a partir de sua utilização para recuperação de elementos danificados pelo terremoto de Kobe, no Japão, em 1995” (MENEGHETTI, 2007, p. 42).

De acordo com El-Sayed e Soudki (2011), nas últimas décadas houve um grande progresso na área de pesquisa em PRF utilizado como reforço estrutural de estruturas de concreto. “Muito foco e esforço tem sido colocado na compreensão do comportamento de estruturas reforçadas com PRF” (TÄLJSTEN, 2003, p.15, tradução nossa). Haddad, Al-Rousan e Al-Sedyiri (2013) afirmam que, por meio de muita pesquisa e desenvolvimento, o uso desse material trouxe soluções inovadoras para o reforço de estruturas de concreto armado. Com isso, foram criadas várias normas e diretrizes de projeto abordando PRF (CARPINTERI et al., 2009; EL-SAYED; SOUDKI, 2011).

Os PRF vêm ganhando aceitação e popularidade, dentre outros fatores, pelas vantagens de serem materiais não corrosíveis e de elevado índice resistência-peso (BIOLZI et al., 2013; EL-SAYED; SOUDKI, 2011; FAYYADH; RAZAK, 2014; HADDAD; AL-ROUSAN;

AL-SEDYIRI, 2013; MOHAMMADI, 2014; TÄLJSTEN, 2003; SMITH; TENG, 2002a; TENG et al., 2002; entre outros), alta relação rigidez-peso (GRECO; LEONETTI; LONETTI, 2013; HOUACHINE et al., 2013; TÄLJSTEN, 2003), flexibilidade de armazenamento (FAYYADH; RAZAK, 2014) e também pela versatilidade de enfrentar diferentes formas e cantos (HADDAD; AL-ROUSAN; AL-SEDYIRI, 2013). Sayed, Wang e Wu (2014) destacam que o PRF apresenta características mecânicas e químicas superiores ao aço convencional.

Como desvantagens do uso de PRF, Aykac et al. (2013) citam a exigência de mão de obra especializada para a execução, ao contrário do uso de chapas de aço, por exemplo. Outra desvantagem é que são materiais frágeis (AYKAC et al., 2013; MENEGHETTI, 2007), ou seja, são materiais que apresentam uma baixa ductilidade, com uma curva de tensão deformação reta até a ruptura sem apresentar patamar de escoamento (ASHOUR; KARA, 2014; MENEGHEL, 2005). Além disso, “a imprecisão na modelagem e previsão do comportamento estrutural de estruturas reforçadas com PRF afeta muito seu uso eficiente, reduzindo a segurança estrutural e a relação desempenho-custo” (SAYED; WANG; WU, 2014, p. 169, tradução nossa). Täljsten (2003) afirma que um grande obstáculo é o alto custo aparente do PRF quando comparado com materiais convencionais. Porém, o autor afirma que o menor peso de PRF contribui para a redução de tempo e despesas relacionadas ao transporte e armazenamento, podendo tornar esse material competitivo com materiais convencionais em uma comparação de custos.

Araújo (2002) define que os PRF são constituídos por um elemento estrutural (as fibras) e por um componente matricial (a resina polimérica e, normalmente, alguns “fillers” e aditivos). Segundo Ashour e Kara (2014), as propriedades mecânicas do PRF são dependentes do tipo e da quantidade de fibra e resina utilizada. As fibras proporcionam a rigidez e resistência do compósito na direção de sua orientação (ARAÚJO, 2002; BEBER, 2003; GOWAYED, 2013; MOHAMMADI, 2014; SIMÕES, 2007), enquanto a matriz polimérica envolve completamente as fibras (ARAÚJO, 2002). Segundo Motavalli (2014), os principais requisitos das fibras são alto módulo de elasticidade, alta resistência, baixa variação da resistência entre as fibras individuais, estabilidade das propriedades durante o manuseio e fabricação, durabilidade, entre outros. As funções da matriz polimérica são: “manter as fibras em alinhamento, transferir cargas entre as fibras e protegê-las de danos

mecânicos e ambientais” (MOHAMMADI, 2014, p.2, tradução nossa). Em alguns casos, quando a matriz possui um preço muito elevado, algumas partículas e fillers são usados para reduzir o custo do compósito (MENEGETTI, 2007). Os fillers também “são usados seletivamente para melhorar a transferência de carga e para reduzir a fissuração em áreas não reforçadas” (ACI, 1996, p.7, tradução nossa).

Os tipos de fibras mais utilizados para reforço são vidro, carbono e aramida (MACHADO; MACHADO, 2015; MENEGETTI, 2007; MOTAVALLI, 2014; SANTOS, 2003; TENG et al., 2002; entre outros). “Existem também registros de emprego, em escala bem reduzida, de fibras de boro, sílica, tungstênio, basalto e berílio” (MENEGETTI, 2007, p. 44). Além desses, Bernardi (2003) cita o uso de fibras de polipropileno, crina de cavalo e celulose. Para fins estruturais, a fibra mais utilizada é a de carbono (MACHADO; MACHADO, 2015), que, dentre as apresentadas, é a mais rígida e resistente (ARAÚJO, 2002). Segundo Gowayed (2013), as fibras de carbono possuem excelentes propriedades mecânicas (por exemplo, a resistência e o módulo de elasticidade) e estabilidade térmica. A seguir são apresentadas algumas características das principais fibras utilizadas na construção civil: carbono, vidro e aramida, de acordo com Bank (2006).

- As **fibras de carbono** têm coloração preto carvão característica, são muito duráveis, têm um bom desempenho em ambientes quentes e úmidos, não absorvem umidade, têm estabilidade dimensional e quando submetidas a cargas de fadiga, apresentam um baixo coeficiente de expansão térmica (negativo em alguns casos) na direção longitudinal. No entanto, são condutores térmico e elétrico, com propriedades diferentes nas direções longitudinal e transversal da matriz atômica. Na Tabela 2.1 são apresentadas características dos principais tipos de fibra de carbono.

Tabela 2.1: Propriedades aproximadas de tipos comuns de fibras de carbono

Tipo de fibra	Densidade (g/cm ³)	Módulo de elasticidade na tração (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Alongamento máximo (%)
Padrão	1,7	250	3700	1,2
Alta resistência	1,8	250	4800	1,4
Módulo alto	1,9	500	3000	0,5
Módulo ultra alto	2,1	800	2400	0,2

Fonte: Adaptado de Bank, 2006, p.44.

- As **fibras de vidro** têm coloração branca brilhante, são excelentes isolantes térmico e elétrico e são sensíveis à umidade, especialmente na presença de sal e alta alcalinidade, de modo que precisam estar bem protegidas pela resina do sistema PRF. O principal componente em todas as formulações é o dióxido de sílica (SiO_2), constituindo de 50 a 70% do peso do vidro. Os principais tipos de fibra de vidro são: *E-glass*: Vidro boro silicato, conhecido por vidro elétrico, tem alta resistividade elétrica e é o tipo de fibra de vidro mais utilizado na engenharia de estruturas; *C-glass*: Vidro resistente à corrosão, também conhecido por *AR-glass* (vidro resistente à álcali), usado para fabricar produtos especializados na engenharia de estruturas; *S-glass*: Vidro estrutural ou de alta resistência, usado na produção de fibras de alta performance. Na Tabela 2.2 são apresentadas algumas características aproximadas dos tipos de fibra de vidro.

Tabela 2.2: Propriedades aproximadas de tipos comuns de fibras de vidro

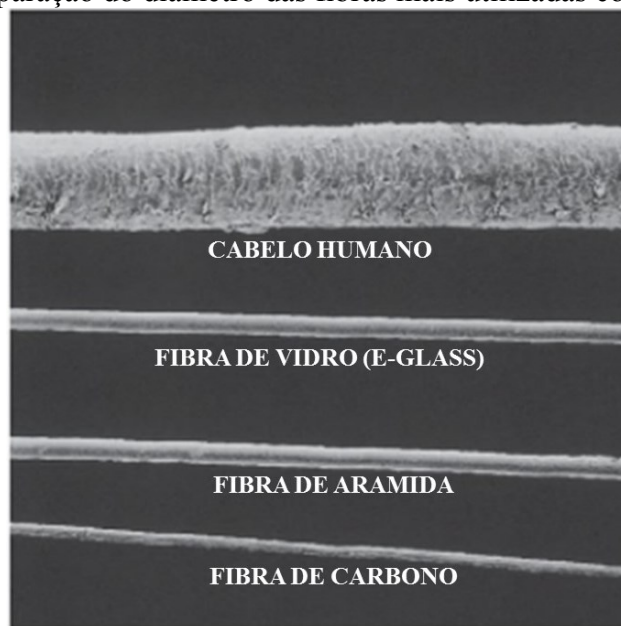
Tipo de fibra	Densidade (g/cm ³)	Módulo de elasticidade na tração (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Alongamento máximo (%)
<i>E-glass</i>	2,57	72,5	3400	2,5
<i>C-glass</i>	2,46	74,0	2350	2,5
<i>S-glass</i>	2,47	88,0	4600	3,0

Fonte: Adaptado de Bank, 2006, p.42.

- As **fibras de aramida** têm coloração amarela e consistem de cadeias moleculares de poliamida aromática. Uma das vantagens é que têm tenacidade extremamente alta. Entre as três fibras descritas neste tópico (carbono, vidro e aramida), essa é a mais leve, com densidade em torno de 1,4 g/cm³. Algumas desvantagens são a dificuldade no processamento, alta absorção de umidade e baixas temperaturas de fusão (aproximadamente 425°C). A resistência à tração na direção longitudinal varia de 3400 MPa a 4100 MPa, e o módulo de elasticidade longitudinal na tração varia de 70 a 125 GPa.

Uma comparação do diâmetro desses três tipos de fibras é apresentada na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Comparação do diâmetro das fibras mais utilizadas com o cabelo humano



Fonte: Adaptado de Motavalli, 2014.

Existem várias matrizes poliméricas para fabricação de compósitos de PRF, que podem ser termorrígidas ou termoplásticas, conforme será definido a seguir:

Polímero termorrígido é aquele que, quando curado, pela ação do calor ou tratamento químico, transforma-se em um produto substancialmente infusível e insolúvel, com uma estrutura molecular tridimensional complexa. Por outro lado, polímero termoplástico é aquele que, em função da natureza de suas cadeias moleculares, pode ser fundido e reciclado. Dentre as resinas termorrígidas mais utilizadas em compósitos para o reforço estrutural, estão o poliéster, éster-vinílico, uretano metacrilato, fenol e epóxi (HOLLAWAY; LEEMING, 1999 apud BEBER, 2003, p.22).

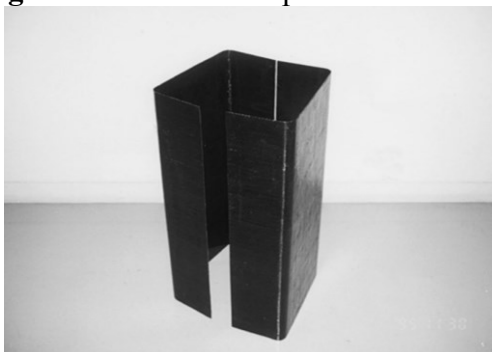
Os polímeros termorrígidos proporcionam boa estabilidade térmica, resistência química, baixa deformação na ruptura e baixa resistência ao impacto (ACI, 1996). Os polímeros termoplásticos apresentam alta resistência ao impacto e à fratura, porém, um obstáculo é que a matriz termoplástica é normalmente mais viscosa, sendo difícil combinar com fibras contínuas (ACI, 1996). “Em comparação com os materiais termoplásticos comuns, os polímeros termorrígidos apresentam elevado desempenho em alta temperatura e durante o carregamento” (ACI, 1996, p.7, tradução nossa).

Algumas formas de comercialização dos PRF disponíveis no mercado são tecidos, laminados, barras e placas (MACHADO; MACHADO, 2015). Segundo os autores, os sistemas PRF disponíveis para reforço são classificados de três maneiras: sistemas pré-

curados, sistemas aplicados por via úmida e sistemas pré-impregnados. A seguir são apresentadas as principais características desses três sistemas, de acordo com Machado e Machado (2015):

- **Sistemas pré-curados:** são produzidos em fábricas em diversas formas (exemplos: pultrusão, laminação) e são colados diretamente no elemento estrutural. São caracterizados por sua disposição unidirecional. As formas mais importantes desses sistemas são: folhas laminadas de material unidirecional (placas largas ou fitas finas enroladas sob a forma de bobinas), grades ou grelhas enroladas sob forma de bobinas, e cascas pré-conformadas (Figura 2.7) fornecidas na forma em que são fabricadas (podem ser abertos e aplicados em volta de colunas);

Figura 2.7 – Elemento pré-curado de PRF



Fonte: Fukuyama; Higashibata; Miyauchi, 2000.

- **Sistemas aplicados por via úmida:** são sistemas produzidos com fibras distribuídas em uma ou mais direções e impregnados com resina no local de aplicação;
- **Sistemas pré-impregnados:** manufaturados com fibras uni ou multidirecionais que são impregnados diretamente na fábrica com resina parcialmente polimerizada e devem ser colados na estrutura utilizando resinas adicionais.

Em relação aos sistemas apresentados anteriormente, Mohammadi et al. (2015) afirmam que há uma grande variação nas propriedades dos compósitos de PRF preparados por via úmida. Nesses sistemas, as fibras secas são saturadas com resina e aplicadas manualmente na superfície do concreto. De acordo com Mohammadi et al. (2015), nesse caso, é difícil conhecer as propriedades mecânicas exatas do PRF, como por exemplo o módulo de elasticidade. Os autores destacam que, apesar dos fabricantes geralmente fornecerem as

propriedades, em campo elas são afetadas por vários fatores, como o processo de cura e a existência de defeitos que podem ocorrer durante a instalação.

Os PRF não devem ser aplicados em superfícies que apresentam corrosão de armaduras ou substrato deteriorado (ARAÚJO, 2002; MACHADO, MACHADO, 2015), pois uma superfície inadequadamente preparada pode resultar na descolagem do PRF antes de atingir a carga de ruptura (ACI 440.2R, 2008). Machado e Machado (2015) afirmam que, quando necessário, o substrato deve ser recuperado antes da execução do reforço. Os autores também recomendam que a tensão de tração do substrato deve ser no mínimo 1,5 MPa e que os PRF não devem ser aplicados em concretos com resistência à compressão inferior a 14 MPa. No código ACI 440.2R (2008) é recomendado o valor mínimo de 1,4 MPa e 17 MPa, respectivamente. A tensão de tração é obtida por meio de ensaio de arrancamento.

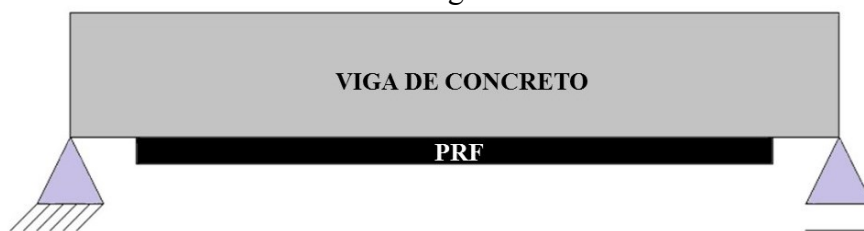
A aplicação pode ser de duas maneiras: o PRF pode ser colado na superfície exterior da estrutura ou pode ser montado dentro do elemento estrutural, mas próximo a superfície (MACHADO; MACHADO, 2015; MOHAMMADI, 2014), que na literatura internacional é denominado “*near-surface mounted*” ou NSM. Nessa técnica, inicialmente são feitas ranhuras no cobrimento de concreto para inserção do PRF. De acordo com Machado e Machado (2015), os materiais constituintes dos sistemas PRF abrangem:

- **Regularizadores de superfície:** são utilizados para o preenchimento de vazios ou correção de imperfeições superficiais;
- **Imprimadores primários:** são utilizados para penetrar na superfície do concreto, produzindo uma ponte de aderência para as resinas de saturação ou adesivos;
- **Resinas de saturação:** são utilizadas para impregnar as fibras do reforço, fixando-as no local e garantindo a transferência de carga entre as fibras;
- **Adesivos:** são utilizados para colar laminados pré-curados de PRF e sistemas NSM no concreto;

- **Revestimentos protetores:** são aplicados sobre o sistema PRF já curado e têm a finalidade de proteger os compósitos de efeitos danosos do meio ambiente e de agressões mecânicas.

Segundo Aram, Czaderski e Motavalli (2008), o PRF pode ser utilizado para reforços de estruturas de concreto à flexão, cisalhamento, torção ou confinamento de elementos submetidos a compressão. Alguns exemplos e esquemas de reforço são apresentados nas Figuras 2.8 a 2.12. Além desses, Machado e Machado (2015) destacam a utilização de PRF para prevenção de efeitos sísmicos. Destaca-se que é importante analisar a ancoragem do reforço de PRF.

Figura 2.8 – Esquema de reforço à flexão com PRF aderido externamente na face tracionada de viga de concreto



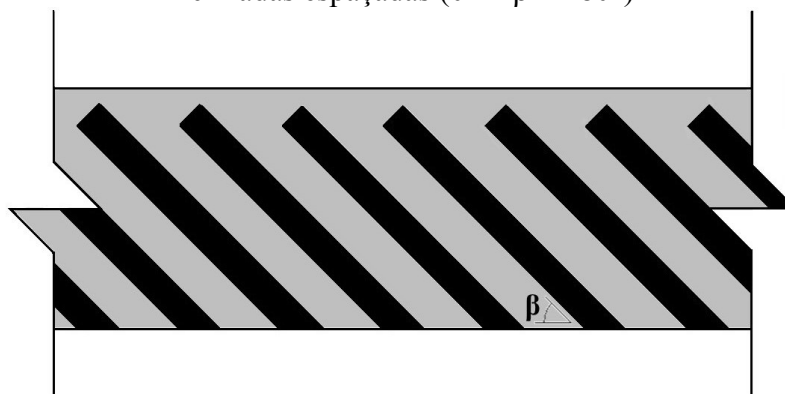
Fonte: Autora.

Figura 2.9 – Esquema para reforço ao cisalhamento – aplicação de lâminas de PRF ortogonais espaçadas ($\beta = 90^\circ$)



Fonte: Autora.

Figura 2.10 – Esquema de reforço ao cisalhamento – aplicação de lâminas de PRF inclinadas espaçadas ($0^\circ < \beta < 180^\circ$)



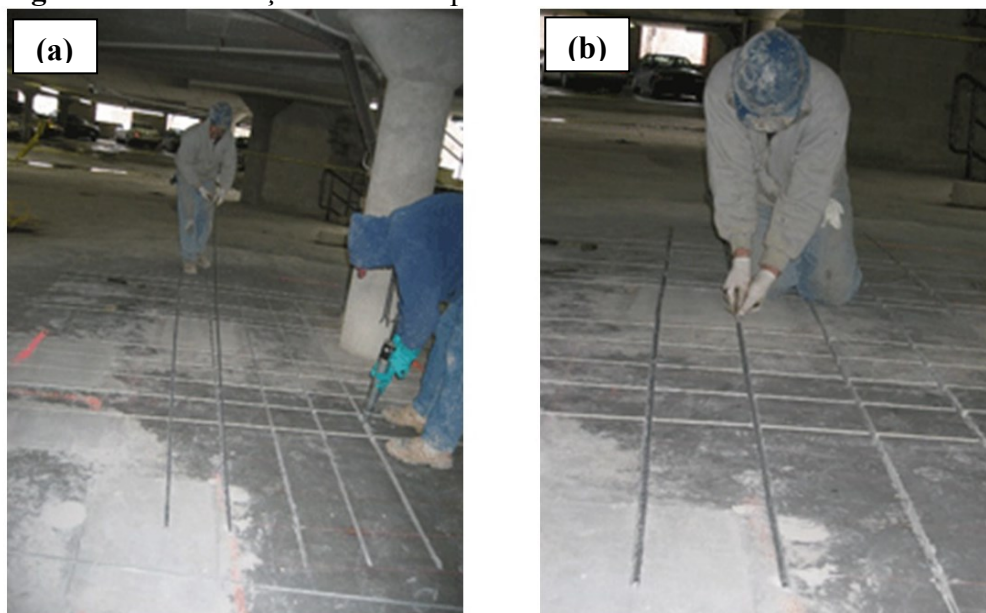
Fonte: Autora.

Figura 2.11 – Reforço à flexão e ao cisalhamento com PRF aderido externamente



Fonte: Adaptado de Machado e Machado, 2015.

Figura 2.12 – Reforço à flexão de piso de estacionamento com sistema NSM



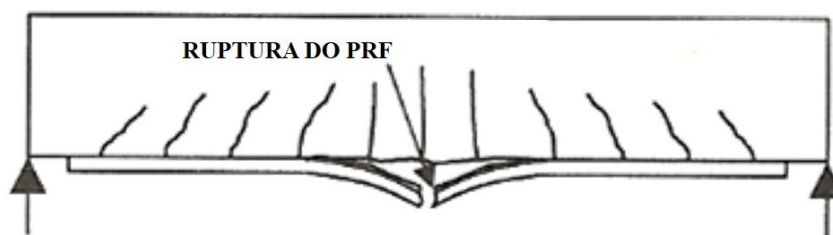
Fonte: Aslan FRP, [2011?].

A partir do que foi apresentado, verifica-se que o PRF pode ser utilizado em várias situações. Porém, estruturas reforçadas também podem atingir o colapso. No tópico 2.3 são apresentadas as principais maneiras de colapso em elementos estruturais de concreto reforçados à flexão com PRF externamente aderido.

2.3 MANEIRAS DE COLAPSO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO REFORÇADOS COM PRF EXTERNAMENTE

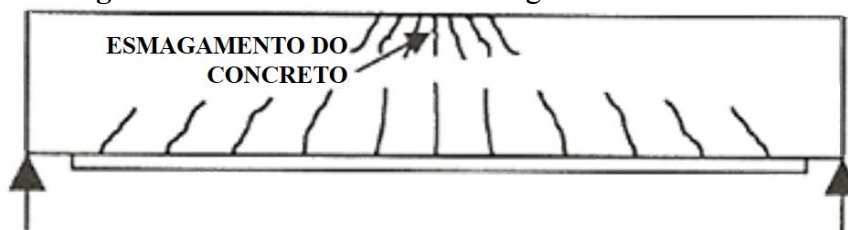
Neste tópico são indicados os principais modos de falha em elementos estruturais reforçados externamente com PRF à flexão. A aplicação de reforço externo de PRF em elementos estruturais de concreto armado ocasiona cenários complexos possíveis de modos de falha (CARPINTERI et al., 2009). Santos (2003) destaca que a identificação dos modos de ruptura é fundamental para compreender o comportamento de novos materiais, possibilitando o desenvolvimento de critérios de dimensionamento. Meneghetti (2007) afirma que a aplicação efetiva de materiais compósitos como reforço só será completamente viável quando o comportamento e os mecanismos de falha forem bem compreendidos.

A capacidade final de flexão pode ser atingida devido a falha do PRF por tração (ARAM; CZADERSKI; MOTAVALLI, 2008; BANK, 2006; BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006; DAOUADJI et al., 2008; MACHADO; MACHADO, 2015; SANTOS, 2003; SMITH; TENG, 2002a; TENG et al., 2002; THOMSEN et al., 2004), conforme Figura 2.13. Para acontecer esse tipo de falha, o reforço deve estar adequadamente ancorado (MENEGHETTI, 2007; TENG et al., 2002). A ruptura do PRF ocorre com deformação no concreto abaixo da deformação última (BANK, 2006). Geralmente, esse tipo de falha se dá após o escoamento por tração no aço das armaduras (MACHADO; MACHADO, 2015; TENG et al., 2002; THOMSEN et al., 2004). Porém, Teng et al. (2002) afirmam que, se as armaduras estão longes da face tensionada, a falha do PRF pode acontecer sem o escoamento da armadura. “Tal ruptura é precedida de sons crepitantes no laminado e por fendilhamentos no concreto” (SANTOS, 2003, p.54).

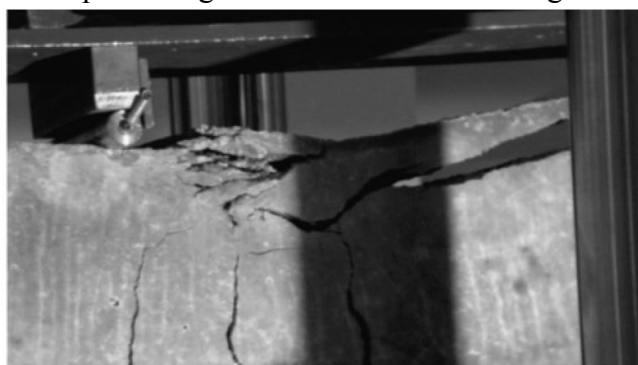
Figura 2.13 – Modo de falha: ruptura do PRF

Fonte: Adaptado de Teng et al., 2002.

Outro caso possível é a ruptura do concreto por esmagamento (ARAM; CZADERSKI; MOTAVALLI, 2008; BANK, 2006; BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006; DAOUADJI et al., 2008; MENENGHETTI, 2007; SMITH; TENG, 2002a; TENG et al., 2002; THOMSEN et al., 2004), conforme Figuras 2.14 e 2.15. Isso acontece quando a borda comprimida da viga atinge a deformação máxima permitida (ACI 440-2R, 2008; MACHADO; MACHADO, 2015; SANTOS, 2003). Nesse caso, a ruptura do concreto ocorre antes de atingir a ruptura do aço e do PRF (BANK, 2006). Essa é uma falha frágil e sem aviso prévio, que ocorre em elementos com altas taxas de armadura ou em vigas subarmadas com altas taxas de reforço para garantir a capacidade resistente esperada (MENEGHETTI, 2007).

Figura 2.14 – Modo de falha: esmagamento do concreto

Fonte: Adaptado de Teng et al., 2002.

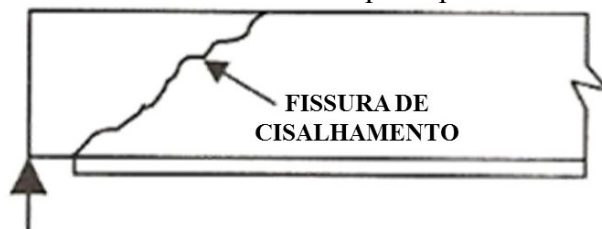
Figura 2.15 – Falha por esmagamento do concreto em viga reforçada com PRF

Fonte: Daouadji et al., 2008.

Segundo Santos (2003), pode acontecer a ruptura da armadura devido sua deformação limite. Nesse caso, de acordo com Bank (2006), Daouadji et al. (2008), Meneghetti (2007) e Thomsen et al. (2004), acontece a ruptura à tração do aço na região tracionada, podendo acontecer em seguida o esmagamento do concreto na zona comprimida, enquanto o PRF permanece intacto. “Este tipo de falha ocorre quando a viga original e a reforçada estão subdimensionadas” (MENEGETTI, 2007, p.91).

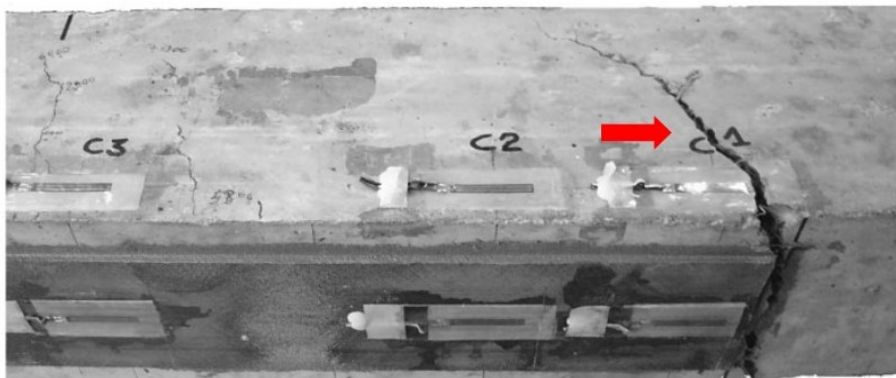
Vigas reforçadas à flexão também podem falhar por cisalhamento, devido ao surgimento de fissuras relacionado a esse tipo de carregamento (CARPINTERI et al., 2009; DAOUADJI et al., 2008; SMITH; TENG, 2002a; TENG et al., 2002), assim como representado pelas Figuras 2.16 a 2.18. Segundo Thomsen et al. (2004), se a viga não for devidamente reforçada em relação ao cisalhamento, pode atingir o seu limite de esforço cortante antes de qualquer tipo de falha por flexão. Teng et al. (2002) definem que esse tipo de falha em vigas reforçadas por flexão pode ser muito crítica, pois é um modo frágil de ruptura.

Figura 2.16 – Modo de falha: ruptura por cisalhamento



Fonte: Adaptado de Teng et al., 2002.

Figura 2.17 – Falha por fissura diagonal de cisalhamento em viga reforçada com PRF



Fonte: Adaptado de Carpinteri et al., 2009.

Figura 2.18 – Falha por fissura de cisalhamento em viga reforçada com PRF

Fonte: Daouadji et al., 2008.

Um dos principais mecanismos de falha em estruturas de concreto reforçadas com materiais compósitos é a perda de aderência entre os dois materiais – substrato e reforço (BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006; MENEGHETTI, 2007; TENG et al., 2002; entre outros). Existem situações diferentes de transferência de tensão com potencial de falha na interface entre o concreto e o PRF, conforme será descrito a seguir. Sobre a perda de aderência entre os dois materiais:

Para que um reforço externo com PRF seja capaz de aumentar, de forma significativa e eficaz, a capacidade de carga de uma estrutura, é necessário que ocorra uma efetiva transferência de esforços entre o PRF e o concreto. Ou seja, é necessário que a resistência da ligação, ou resistência de aderência, seja elevada. A perda de aderência ocorre quando a força resistente na ligação reforço-estrutura original é superada, o que pode levar ao desenvolvimento de vários mecanismos de falha. (MENEGHETTI, 2007, p.72).

Um aspecto interessante do comportamento da aderência entre concreto e PRF é que existe um comprimento de aderência efetivo a partir do qual seu acréscimo não pode aumentar a capacidade final da ligação (HOSSEINI; MOSTOFINEJAD, 2014; LU et al., 2005a, 2005b; YUAN et al., 2004). A definição desse comprimento é importante do ponto de vista econômico.

Santos (2003) afirma que o preparo e manuseio do adesivo epóxi pode causar a perda de aderência entre o concreto e reforço. Nesse sentido, o autor apresenta alguns motivos:

- a) equívoco durante a dosagem;
- b) aplicação após o tempo de polimerização;
- c) falha na distribuição do adesivo sobre a superfície, com consequente formação de bolhas em seu interior;

- d) não aplicação de pressão sobre a superfície do PRF durante a colagem, causando formação de vazios; e vencimento do prazo de validade do adesivo.

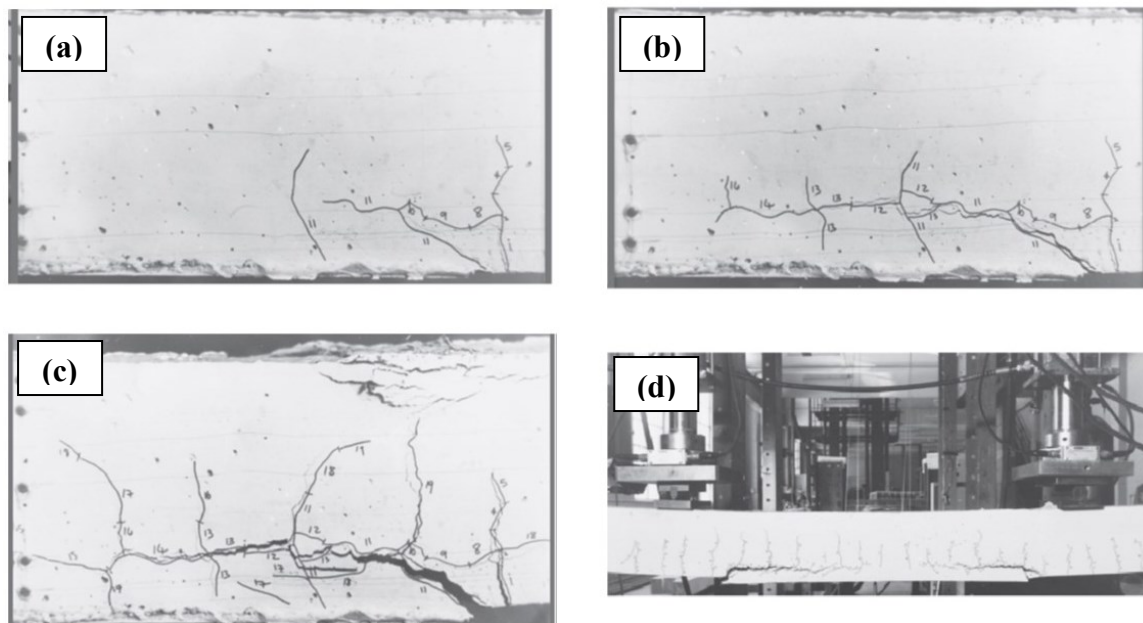
Um possível modo de falha é a separação do cobrimento de concreto (BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006; DAOUADJI et al., 2008; NARAYANAMURTHY et al., 2012; SMITH; TENG, 2002a; TENG et al., 2002), “que inicia perto ou nos finais do reforço externo de PRF” (TENG et al., 2002, p.39, tradução nossa). Esse modo de falha é representado nas Figuras 2.19 a 2.21. Geralmente, esse mecanismo de falha “é associado a altas tensões interfaciais, baixa resistência do concreto e/ou concreto com uma extensa fissuração de cisalhamento” (BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006, p.3, tradução nossa).

Figura 2.19 – Modo de falha: separação do cobrimento de concreto



Fonte: Adaptado de Teng et al., 2002.

Figura 2.20 – Progresso da separação do cobrimento em uma viga de concreto armado reforçada com PRF

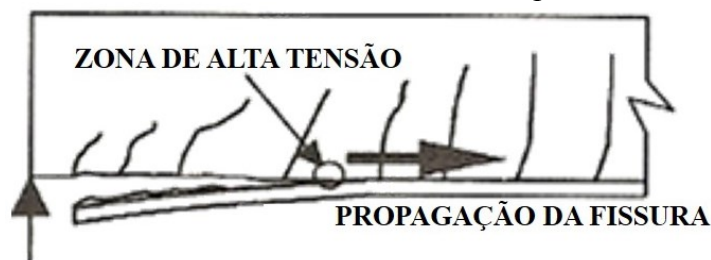


Fonte: Narayanamurthy et al., 2012.

Figura 2.21 – Separação do cobrimento em viga reforçada com PRF

Fonte: Daouadji et al., 2008.

Pode acontecer o descolamento entre a viga e o adesivo (Figuras 2.22 e 2.23), propagando a partir da extremidade do reforço de PRF em direção ao centro da viga (ARAM; CZADERSKI; MOTAVALLI, 2008; BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006; CARPINTERI et al., 2009; DAOUADJI et al., 2008; MOHAMMADI, 2014; SMITH; TENG, 2002a, 2002b; TENG et al., 2002; THOMSEN et al., 2004). Esse modo de falha pode acontecer “devido à concentração de tensões ou a uma intensificação de tensão causada por incompatibilidade elástica entre concreto e PRF” (CARPINTERI et al., 2009, p. 717, tradução nossa). O risco de isso ocorrer é maior quando se utiliza adesivos fora do padrão, quando eles não são aplicados de maneira correta ou quando o reforço é aplicado em superfícies irregulares (TENG et al., 2002). Segundo Büyüköztürk e Yu (2006), frequentemente encontra-se casos em que ocorre o descolamento devido à má preparação do concreto. Se a resistência do concreto e a capacidade cortante da viga são suficientemente elevadas, o descolamento a partir da extremidade do reforço é o modo de falha mais propenso a acontecer (BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006). Um dos métodos para mitigar esse modo de falha é o uso de ancoragem mecânica (MOHAMMADI, 2014).

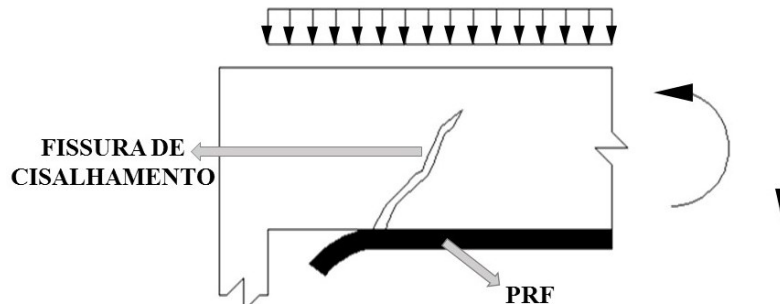
Figura 2.22 – Modo de falha: descolamento interfacial a partir da extremidade da placa

Fonte: Adaptado de Teng et al., 2002.

Figura 2.23 – Descolamento do PRF a partir da borda em viga experimental

Fonte: Adaptado de Carpinteri et al., 2009.

Segundo Machado e Machado (2015), o descolamento pode acontecer decorrente de fissuras inclinadas de cisalhamento, como representado por meio da Figura 2.24. Isso ocorre, de acordo com os autores, quando as tensões de cisalhamento são predominantes comparativamente as de flexão, o que normalmente ocorre junto aos apoios, favorecendo um deslocamento nas bordas das fissuras, que induz um aumento das tensões perpendiculares ao elemento do sistema FRP independente da presença de estribos.

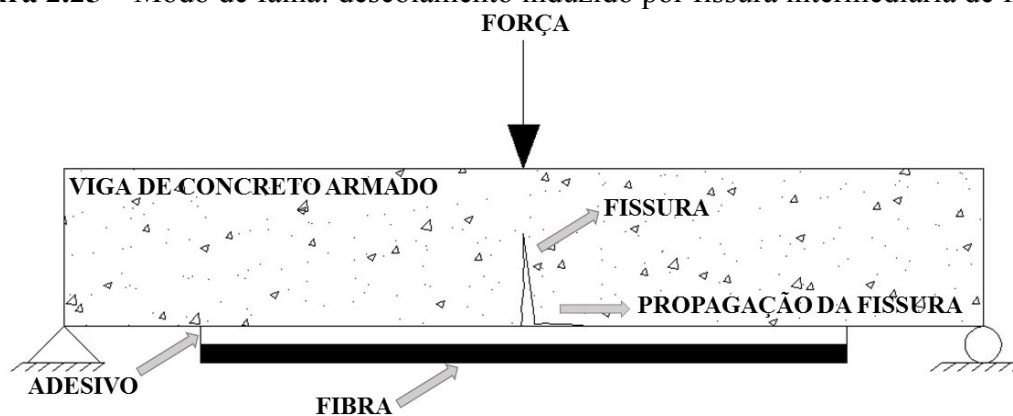
Figura 2.24 – Modo de falha: descolamento induzido por fissura de cisalhamento

Fonte: Adaptado de Machado e Machado, 2015.

O descolamento induzido por fissuras de flexão é citado por Aram, Czaderski e Motavalli (2008), Büyüköztürk e Yu (2006), Carpinteri et al. (2009); Daouadji et al., 2008; Machado e Machado (2015), Santos (2003), Smith e Teng (2002a); Teng et al. (2002), entre outros. “As fissuras de flexão produzem descontinuidade no substrato de concreto” (MACHADO; MACHADO, 2015, p.66). Segundo Büyüköztürk e Yu (2006), o descolamento pode iniciar em fissuras de flexão se a capacidade de cisalhamento é suficientemente alta. Carpinteri et al. (2009), Machado e Machado (2015) e Teng et al. (2002) definem que, nesse caso, o PRF é exposto a altas concentrações de tensões interfaciais de cisalhamento entre PRF e concreto, próximo das fissuras. A falha acontece devido a propagação da fissura

paralelamente ao reforço, junto a interface adesivo-concreto, a partir da posição de tensão crítica no sentido de uma das extremidades da placa (TENG et al., 2002). Büyüköztürk e Yu (2006) afirmam que as concentrações de tensão diminuem rapidamente com a propagação do descolamento, resultando em área limitada de descolagem. Carpinteri et al. (2009) afirmam que a análise desse tipo de falha é muito complexa, pois o descolamento é relacionado a fissuras de flexão que não estão presentes na geometria original da viga e que são desenvolvidas durante o carregamento. A Figura 2.25 é uma representação de ocorrência para o caso de fissura de flexão formada devido a aplicação de uma força pontual no meio do vão.

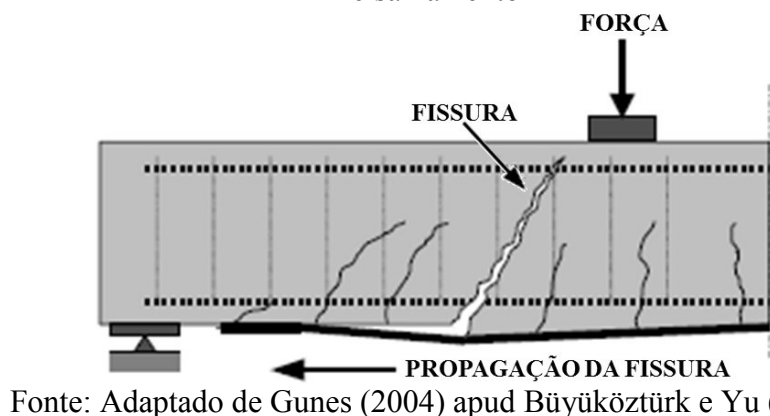
Figura 2.25 – Modo de falha: descolamento induzido por fissura intermediária de flexão



Fonte: Adaptado de Teng et al., 2002.

Pode acontecer também o descolamento induzido por fissuras de flexão e cisalhamento (BÜYÜKÖZTÜRK; YU, 2006; DAOUADJI et al., 2008; MOHAMMADI, 2014; TENG et al., 2002), conforme Figura 2.26. Nesse caso, “o deslocamento vertical relativo entre as duas faces da fissura produz tensões que induzem o descascamento na interface entre concreto e reforço” (TENG et al., 2002, p.43-44, tradução nossa).

Figura 2.26 – Modo de falha: descolamento induzido por fissura intermediária de flexão e cisalhamento



Fonte: Adaptado de Gunes (2004) apud Büyüköztürk e Yu (2006).

Segundo Qiao e Chen (2008), alguns parâmetros podem influenciar nos modos de falha na interface, como a resistência a tração do concreto, a resistência coesiva da interface, a energia crítica e a energia de fratura. Carpinteri et al. (2009) também apresentam alguns parâmetros: as propriedades mecânicas dos materiais constitutivos, a quantidade de reforço e seu comprimento de colagem, tamanho e esbeltez do elemento estrutural. Lai et al. (2009) verificaram que o efeito combinado de temperatura elevada e entrada de umidade também pode afetar os modos de falha.

Teng et al. (2002) afirmam que, além de ser importante em vigas reforçadas a flexão, o descolamento induzido por fissuras é o modo de falha mais comum em placas ou tiras coladas nas laterais de vigas reforçadas ao cisalhamento. De acordo com Sayed, Wang e Wu (2014), alguns parâmetros que podem afetar os modos de falha e a capacidade de cisalhamento são a largura da viga, a resistência do concreto, a altura, espessura e módulo de elasticidade do PRF e a configuração do reforço. Os autores destacam que os métodos utilizados para cálculo da capacidade de cisalhamento recomendados em normas de dimensionamento e os métodos para identificação da falha são baseados em equações empíricas ou semi empíricas derivadas de equações de dimensionamento de estruturas convencionais de concreto armado. Assim, é difícil fazer a previsão da capacidade cisalhante de uma estrutura de concreto armado reforçada externamente com PRF (SAYED; WANG; WU, 2014). Segundo Teng et al. (2002), em vigas experimentais reforçadas ao cisalhamento foram notados os seguintes métodos de falha: Falha por cisalhamento com ruptura do PRF, falha por cisalhamento sem ruptura do PRF e falha por cisalhamento devido ao descolamento do PRF.

De acordo com Carpinteri et al. (2009), os modos de falha relacionados com o descolamento entre concreto e PRF tem sido investigados na literatura por dois motivos principais: o primeiro é que esse é um novo modo de falha, característico de vigas modernizadas, e, por outro lado, que estes modos de falha são frágeis, sendo fenômenos perigosos.

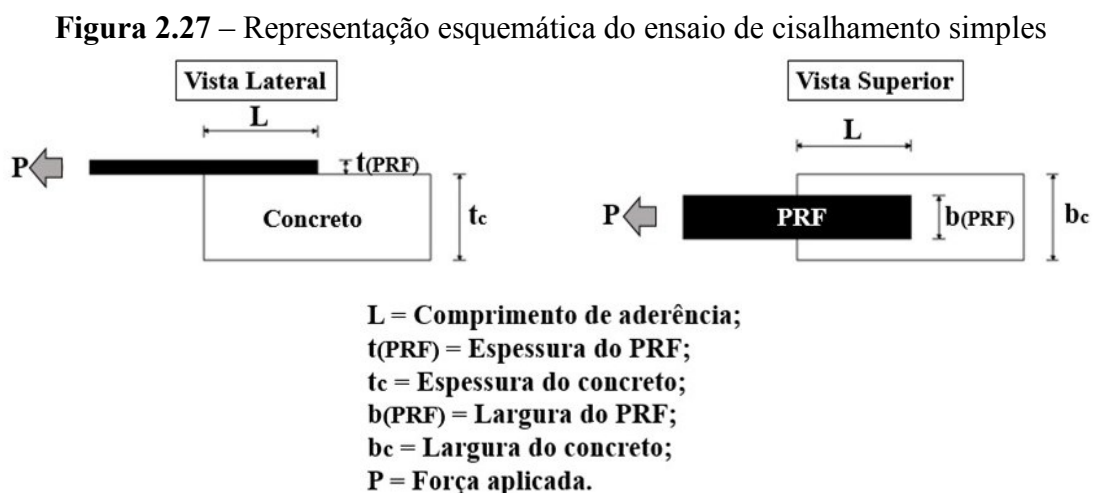
Mohammadi (2014) afirma que o uso de reforço externo de PRF introduz um modo de falha que ainda não foi totalmente compreendido: o descolamento do PRF com uma fina camada de concreto, que é uma falha súbita e frágil. De acordo com Lu et al. (2005a, 2005b), para um projeto seguro e econômico de estruturas reforçadas com PRF, é necessário ter uma boa compreensão do comportamento na interface entre o concreto e o PRF. Toutanji, Han e Ghorbel (2012) destacam que vários estudos sobre o descolamento têm sido realizados nos últimos anos, mas a iniciação e o mecanismo de falha, a relação com fenômenos locais e a influência dos materiais ainda não são totalmente entendidos. Aram, Czaderski e Motavalli (2008) observaram uma discrepância de até 250% entre diferentes normas e orientações para previsão da carga de descolamento. Os autores também afirmam que o descolamento é um processo complicado que ainda não foi completamente compreendido. Desse modo, Mohammadi (2014) destaca que é necessário caracterizar e prever os mecanismos de descolamento do PRF em vigas reforçadas com PRF. “É necessário identificar os principais parâmetros que afetam esse tipo de falha” (MOHAMMADI, 2014, p.3, tradução nossa).

No tópico 2.5 são apresentadas algumas considerações referentes a modelos de deslizamento entre concreto e PRF. Diante da comprovação da necessidade de estudos referentes a análise do colapso de interface, no próximo tópico são apresentadas as metodologias de alguns ensaios realizados por outros autores que permitem a análise do fenômeno do descolamento entre o concreto e o PRF.

2.4 METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DO COLAPSO DE INTERFACE ENTRE PRF E CONCRETO

Segundo Mohammadi (2014), basicamente, os ensaios para análise do colapso de interface incluem ensaios de cisalhamento (simples ou duplo) e ensaios em vigas. Neste tópico são apresentadas metodologias referentes a esses três tipos de ensaios. De acordo com Teng et al. (2002), a resistência da ligação entre placas metálicas e concreto tem comportamento semelhante à da ligação PRF-concreto.

No teste de cisalhamento simples, uma placa de PRF é aderida a uma amostra prismática de concreto e aplica-se força, puxando o PRF até que aconteça a ruptura. Esse tipo de experimento é representado na Figura 2.27. De acordo com Mohammadi (2014), esse é o método mais comum para analisar o comportamento da perda de aderência na interface. O objetivo de testes usando esta metodologia é “compreender o que acontece durante a propagação de uma fissura no concreto ao longo da linha de ligação paralela com a placa de aço ou PRF” (TÄLJSTEN, 1997, p.320, tradução nossa). Alguns exemplos de uso desta metodologia são apresentados nesta seção.

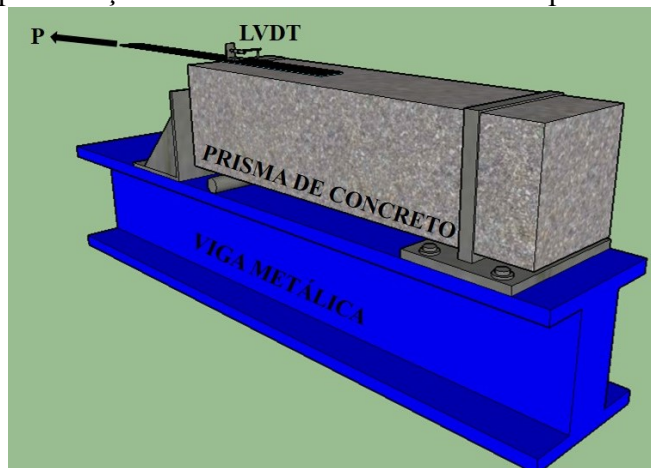


Fonte: Autora.

Täljsten (1994, 1996, 1997) apresenta uma metodologia de cisalhamento simples na qual são utilizados corpos de prova prismáticos reforçados com aço ou polímero reforçado com fibra, e a força de tração é aplicada por um macaco hidráulico e transferida para a placa por

meio de uma ligação que não gera momento. Uma representação esquemática do ensaio é apresentada na Figura 2.28.

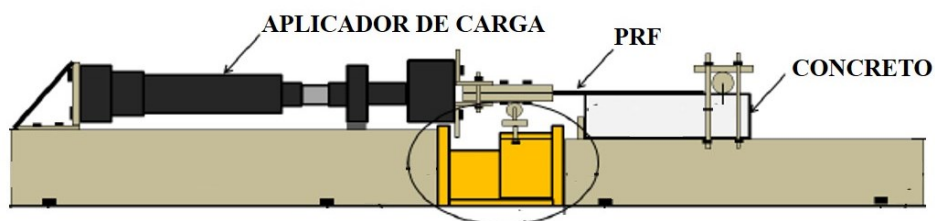
Figura 2.28 – Representação do ensaio de cisalhamento simples realizado por Täljsten.



Fonte: Adaptado de Täljsten (1994, 1996, 1997).

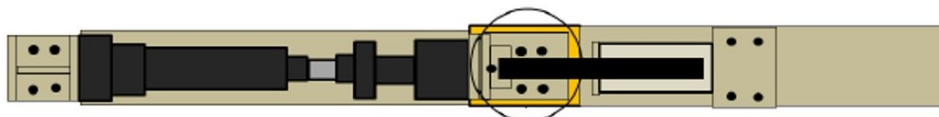
Para análise do comportamento da perda de aderência, Mohammadi (2014) testou seis amostras e fez simulações numéricas em um programa computacional. As Figuras 2.29 e 2.30 são vistas do ensaio, enquanto que a Figura 2.31 é uma fotografia da realização do experimento.

Figura 2.29 – Vista lateral do ensaio de cisalhamento simples



Fonte: Adaptado de Mohammadi, 2014.

Figura 2.30 – Vista superior do ensaio de cisalhamento simples



Fonte: Adaptado de Mohammadi, 2014.

Figura 2.31 – Realização do ensaio de cisalhamento simples

Fonte: Mohammadi, 2014.

Lai et al. (2009) utilizaram testes de cisalhamento simples com controle de deslocamento para determinar o efeito de águas de elevadas temperaturas nos modos de falha na interface entre concreto e PRF (Figura 2.32). Antes de serem colocadas em banhos de água, as amostras foram testadas com termografia infravermelha quantitativa, a fim de analisar se as falhas eram encontradas na camada adesiva, antes da exposição. Foi aplicado um estímulo térmico diretamente sobre a tira de PRF durante 30 segundos e, após isso, foram verificadas as áreas com colagem defeituosa e com boa colagem. As amostras foram expostas a banhos de água quente (com temperaturas definidas), sendo avaliada a evolução do descolamento por meio da análise de imagem em escala de cinza.

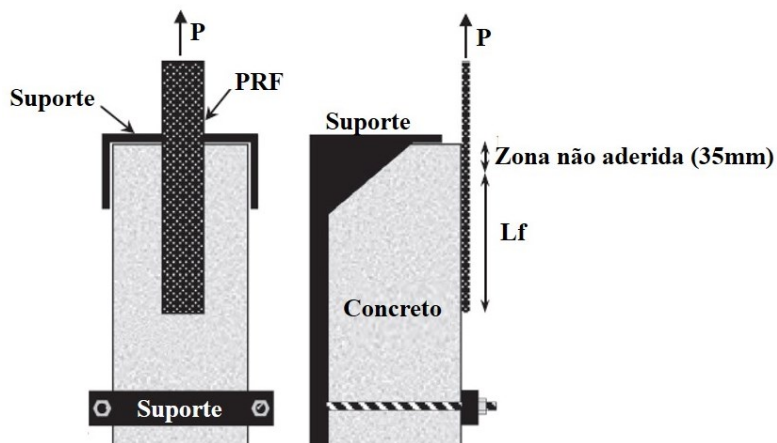
Figura 2.32 – Configuração do teste de cisalhamento simples

Fonte: Lai et al., 2009.

Hosseini e Mostofinejad (2013, 2014) realizaram testes de cisalhamento simples com controle de deslocamento de 2mm/min (Figuras 2.33 e 2.34), nos quais os primeiros 35 mm de PRF não foram aderidos para eliminar problemas de concentração de tensões. Para a medição dos campos de deformação foi utilizada uma técnica baseada em imagens, que foram automaticamente obtidas em intervalos regulares, utilizando um registrador digital

de dados para monitorar a célula de carga e os números de imagem, simultaneamente. As amostras foram iluminadas por projetores de luz branca para eliminação de outras prováveis luzes parasitárias.

Figura 2.33 – Esquema de ensaio de cisalhamento simples



Fonte: Adaptado de Hosseini e Mostofinejad, 2014.

Figura 2.34 – Ensaio de cisalhamento simples com uso de imagens para medição de deformação

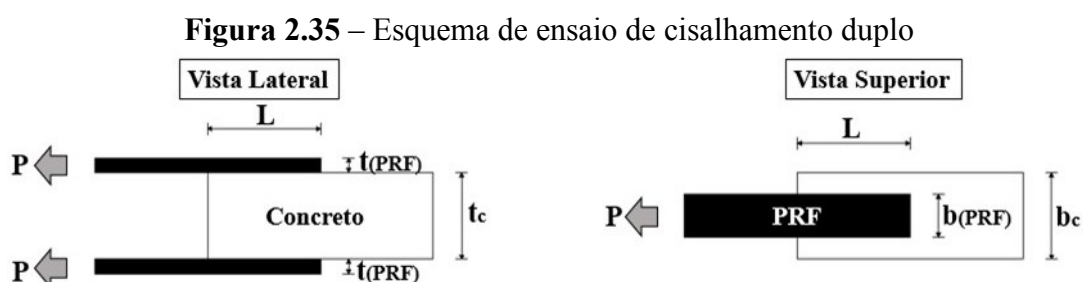


Fonte: Hosseini e Mostofinejad, 2014.

Lu et al. (2005a) afirmam, com base na análise em trabalhos com experimentos de cisalhamento simples, que em alguns ensaios tem sido utilizado a zona não aderida, porém, em outros essa não tem sido adotada. Os autores apontam que se a zona não aderida não existir, ou se for muito pequena, um pedaço de concreto perto da extremidade carregada será geralmente retirado do prisma durante o experimento. Porém, segundo Lu et al.

(2005a) desde que o comprimento de ligação não seja muito curto, essa variação em detalhes não tem um efeito significativo no comportamento do descolamento. Outros testes de cisalhamento simples com PRF foram realizados por Biolzi et al. (2013), Chataigner et al. (2011), Hadigheh, Gravina e Setunge (2015), Mazzotti, Savoia e Ferracuti (2009), Pan, Huang e Xing (2010), Toutanji, Han e Ghorbel (2012), Yao, Teng e Chen (2005), entre outros.

Na Figura 2.35 é apresentado um esquema de ensaio de cisalhamento duplo. A execução de um ensaio desse tipo é apresentada na Figura 2.36. De acordo com Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2013), o teste de cisalhamento duplo é muito utilizado devido a simetria e para um melhor controle das tensões normais induzidas. Ensaio de cisalhamento duplo foram feitos por Biscaia, Chastre e Silva (2012), Camli e Binici (2007), Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2013), entre outros.



L = Comprimento de aderência;
t(PRf) = Espessura do PRF;
tc = Espessura do concreto;
b(PRf) = Largura do PRF;
bc = Largura do concreto;
P = Força aplicada.

Fonte: Autora.

Figura 2.36 – Realização de ensaio de cisalhamento duplo em amostra de concreto reforçada com polímero reforçado com fibra de vidro



Fonte: Biscaia, Chastre e Silva, 2012.

Os componentes de tensão normal ao longo da interface têm um efeito significativo sobre a força da ligação e, além disso, há uma variação da tensão de cisalhamento ao longo da profundidade do concreto (BAKY; EBEAD; NEALE, 2012). Desse modo, Baky, Ebead e Neale (2012) destacam que τ_{\max} varia de acordo com o estado de tensão local. Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2013) afirmam que o estado de tensão interfacial é melhor reproduzido por testes de flexão, mas uma desvantagem é que a configuração de tais experimentos é complicada. Assim, os ensaios de cisalhamento, apresentados anteriormente, são comumente adotados. Em relação aos experimentos de flexão em vigas, na literatura são mencionados testes de flexão de 3 pontos (viga biapoiada + 1 ponto de aplicação de força) e testes de flexão de 4 pontos (viga biapoiada + 2 pontos de aplicação de força).

Aram, Czaderski e Motavalli (2008) fizeram experimentos utilizando vigas de concreto armado reforçadas com diferentes tipos de PRF de carbono e também uma viga referência (sem o reforço de PRF). As vigas foram simplesmente apoiadas nas extremidades e carregadas utilizando duas cargas concentradas, espaçadas de 667 milímetros, e no meio do vão foram feitas as medições da deflexão e das deformações nos lados superior e inferior. Nas vigas reforçadas com PRF, além da falha por descolamento, aconteceu a falha por ruptura do PRF. A Figura 2.37 é uma fotografia da realização do experimento.

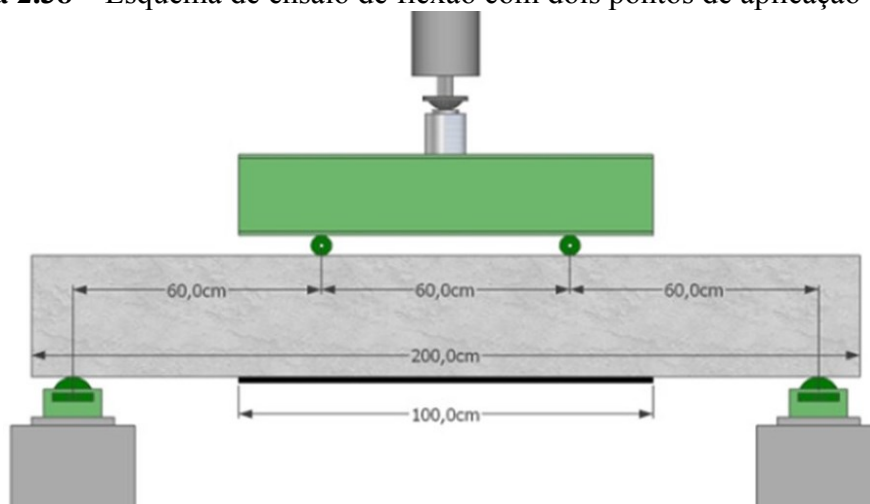
Figura 2.37 – Ensaio em viga simplesmente apoiada de concreto armado reforçada com PRF, com aplicação de duas cargas concentradas



Fonte: Aram, Czaderski e Motavalli, 2008.

Ribeiro (2012) realizou experimentos de flexão em 33 vigas em escala real reforçadas com PRF de carbono, com dois pontos de aplicação de força, conforme esquematizado na Figura 2.38. O reforço foi projetado para que, durante os ensaios, a falha acontecesse na aderência, estimulando o descolamento entre o concreto e o PRF. Variou-se o tipo de adesão do PRF, o número de camadas de adesão e a temperatura de exposição. Foi projetado um forno (Figura 2.39), construído em chapas de aço inoxidável e composto por 6 módulos independentes, para ser utilizado nos ensaios com vigas de concreto sujeitas a variações de temperatura (Figura 2.40).

Figura 2.38 – Esquema de ensaio de flexão com dois pontos de aplicação de força



Fonte: Ribeiro, 2012.

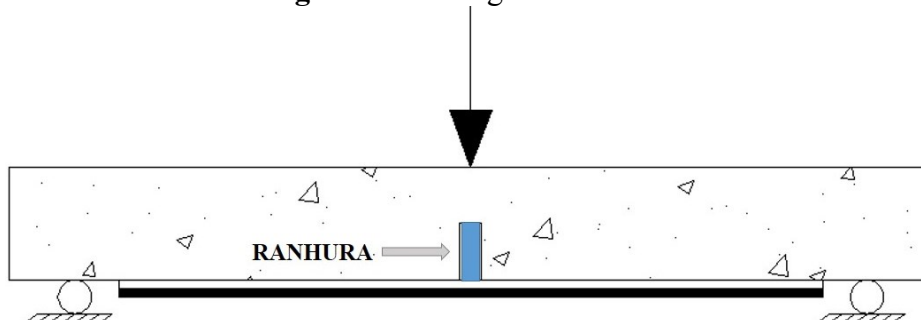
Figura 2.39 – Forno construído para experimento de flexão em vigas

Fonte: Ribeiro, 2012.

Figura 2.40 – Ensaio com forno a elevada temperatura

Fonte: Ribeiro, 2012.

Mohammadi (2014) realizou experimentos a fim de estudar o comportamento da aderência em vigas de concreto reforçadas com PRF. O autor utilizou uma ranhura de 25 mm em meia altura (Figura 2.41) para simular uma grande fissura de flexão que desencadearia o descolamento do reforço. Variou-se a posição da ranhura para investigar a sensibilidade do comportamento da perda de aderência com a aplicação de carga no meio do vão. Uma fotografia do ensaio é apresentada na Figura 2.42.

Figura 2.41 – Viga com ranhura

Fonte: Adaptado de Mohammadi, 2014.

Figura 2.42 – Fotografia do ensaio em viga reforçada com PRF.

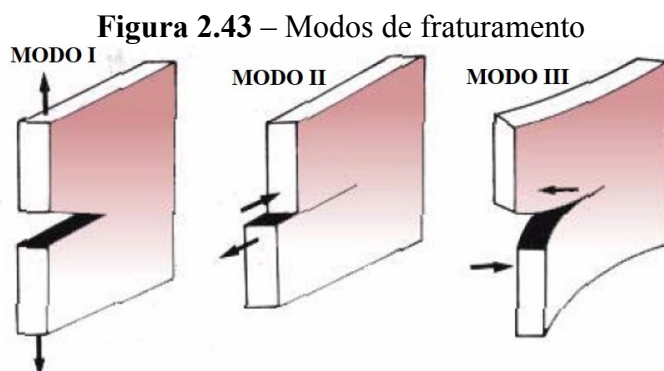
Fonte: Mohammadi, 2014.

Outros experimentos de flexão em vigas reforçadas com PRF foram realizados por Ferrari, Padaratz e Loriggio (2002), Garcia et al. (2014), Meneghetti (2007), entre outros.

Além desses tipos de ensaios apresentados, existem outros não expostos nesta dissertação, que utiliza a metodologia proposta por Santos (2003), consistindo em sobrepor dois corpos de prova cilíndricos (uma geometria usual na construção civil) no plano da seção transversal com três tiras de PRF aderidas de maneira simétrica, aplicando tração na parte superior do conjunto. A metodologia de ensaio será descrita e esquematizada no Capítulo 3. No tópico 2.5 é apresentado um estudo sobre modelos constitutivos para deslizamento entre concreto e PRF.

2.5 MODELOS PARA O DESLIZAMENTO ENTRE CONCRETO E PRF

Segundo Mohammadi (2014), os ensaios experimentais para avaliação do descolamento entre concreto e PRF, com avaliação da tensão de cisalhamento na interface *versus* deslizamento relativo entre PRF e concreto, são utilizados para prever a falha devido ao colapso na interface. Sob a ótica da mecânica do fraturamento, esse modo de falha é misto, constituído por componentes do modo I (deslocamento transversal devido à rugosidade das faces da fissura) e modo II (resultante da direção da força de tração no PRF) (NEUBAUER; ROSTÁSY, 1999 apud MENEGHEL, 2005). Os modos de fraturamento são representados na Figura 2.43.



Fonte: Adaptado de Santos, 2003.

De acordo Carloni (2014), o descolamento ao longo da interface não ocorre em um plano ideal paralelo à tira de PRF, mas segue um caminho tortuoso, que em parte é controlado pela distribuição de agregados, e em parte pelo modo misto de fraturamento em nível microscópico. “O descolamento acontece seguindo o caminho que requer menor quantidade de energia e é relacionado às propriedades de fraturamento dos dois materiais” (CARLONI, 2014, p.72, tradução nossa). De acordo com Neubauer e Rostásy (1999 apud MENENGHEL, 2005), um modelo simplificado para aderência é admitido como modo II puro. Carloni (2014) explica que, ao admitir o descolamento em testes de cisalhamento simples como um modo II de fraturamento, a região de interface é idealizada como sendo de espessura zero, com material de propriedades bem definidas, sujeita a condição de carregamento modo II. “Em nível macroscópico, o modo misto microscópico da fratura

pode ser considerado um modo II de fraturamento da interface entre concreto e PRF” (CARLONI, 2014, p.72, tradução nossa).

Para se ter o comportamento efetivo do PRF como reforço, é necessário que se tenha a transferência de esforços entre o concreto e o PRF. Assim, a aderência entre concreto e PRF é fundamental (MENEGHEL, 2005; MENEGHETTI, 2007). D’Antino e Pellegrino (2014) afirmam que a estimativa da resistência da ligação entre concreto e PRF representa uma questão chave para o uso adequado dessa tecnologia. Por isso, segundo os autores, vários modelos para a avaliação da resistência de ligação e para estimativa do comprimento efetivo foram propostos na literatura. De acordo com Toutanji, Han e Ghorbel (2012), de um modo geral, os modelos mais mencionados relacionados a falhas por descolamento podem ser classificados em três grupos:

- a) Modelos empíricos derivados de uma grande quantidade de dados experimentais;
- b) Modelos teóricos de análise do fraturamento;
- c) Modelos baseados na mecânica da fratura com parâmetros empíricos.

Lu et al. (2005a) e Toutanji, Han e Ghorbel (2012) afirmam que alguns modelos empíricos foram criados a partir de dados experimentais, como ensaios de cisalhamento simples e duplo, apresentados na seção 2.4. O objetivo desses modelos é fornecer uma metodologia simples para a previsão do descolamento sem a realização de análises complexas de tensão ou fratura (Houachine et al., 2013). Toutanji, Han e Ghorbel (2012) destacam, porém, que infelizmente, o mecanismo de falha real é muito mais complexo do que o verificado durante testes e, desse modo, os resultados previstos utilizando esses modelos podem desviar significativamente de resultados reais. Sobre os outros dois grupos, apresenta-se:

Os modelos de mecânica da fratura têm sido desenvolvidos com base na teoria e modificados por meio de parâmetros que representam as condições físicas e mecânicas do sistema. Para obter valores apropriados, os parâmetros são geralmente obtidos de forma empírica. Apesar de terem sido feitos progressos significativos no desenvolvimento de modelos em mecânica da fratura, é necessário estabelecer um modelo eficiente e confiável com base em uma compreensão abrangente dos mecanismos de quebra de ligação e validado por meio de dados experimentais, podendo ser utilizados por projetistas. Os modelos teóricos derivados da mecânica da fratura geralmente refletem as respostas interfaciais com bastante precisão, mas descrevem de maneira crítica a iniciação e propagação da falha (TOUTANJI; HAN; GHORBEL, 2012, tradução nossa).

Alguns modelos para determinação da força máxima para o descolamento são apresentados neste tópico: Täljsten (1994, 1996); Brosens e Van Gemert (1998); Chen e Teng (2001) e Lu et al. (2005a).

Täljsten (1994,1996)

Täljsten (1994, 1996) apresenta formulações para ligações simétricas e não simétricas. A ligação é não simétrica quando os materiais aderentes são diferentes e a espessura também. A ligação é denominada simétrica quando os materiais aderentes são o mesmo e suas espessuras são iguais. Neste trabalho busca-se estudar a interface entre o concreto e o reforço de polímero reforçado com fibra (PRF) e, desse modo, apenas a formulação para ligações não simétricas propostas por Täljsten (1994, 1996) é apresentada neste tópico.

Admitindo-se que as deformações são elásticas e que enquanto não há crescimento de fissuras, os deslocamentos são proporcionais à carga, utilizando conceitos de energia, trabalho e a regra da cadeia, e ainda considerando que as deformações nas barras são pequenas, desconsiderando a influência dos momentos e a deformação na camada de ligação, e utilizando a teoria da viga simples, obtém-se a formulação para força máxima para o descolamento, conforme Equação 2.1.

$$P_{\max} = b_{PRF} \sqrt{\frac{2 \cdot E_{PRF} \cdot t_{PRF} \cdot G_{II\,f}}{1 + \alpha}} \quad (\text{Equação 2.1})$$

Na qual:

$$\alpha = \frac{E_{PRF} \cdot t_{PRF}}{E_c \cdot t_c} \quad (\text{Equação 2.2})$$

Em que E_{PRF} é o módulo de elasticidade do PRF (Pa); E_c é o módulo de elasticidade do concreto (Pa); b_{PRF} é a largura do reforço (m); t_{PRF} é a espessura do PRF (m); $G_{II\,f}$ é a taxa de liberação de energia no modo II de fraturamento (N.m/m²) e α é a relação entre os materiais aderentes (adimensional). Algumas considerações sobre a taxa de liberação de energia no modo II serão apresentadas no final deste tópico.

Brosens e Van Gemert (1998)

Segundo Brosens e Van Gemert (1998), como a espessura do PRF é muito menor que a do concreto ($t_{PRF} \ll t_c$), pode ser feita a simplificação de que o valor de α (ver Equação 2.2) é aproximadamente 0. Assim, a força máxima pode ser obtida por meio da Equação 2.3.

$$P_{max} = b_{PRF} \sqrt{2 \cdot E_{PRF} \cdot t_{PRF} \cdot G_{II}} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Em que E_{PRF} é o módulo de elasticidade do PRF (Pa); b_{PRF} é a largura do reforço (m); t_{PRF} é a espessura do PRF (m) e G_{II} é a taxa de liberação de energia no modo II de fraturamento (N.m/m²).

Chen e Teng (2001)

Chen e Teng (2001) propõem um modelo baseado na mecânica do fraturamento e em observações experimentais, no qual a força máxima pode ser obtida por meio da Equação 2.4. Os coeficientes referentes ao comprimento (β_P) e à largura do PRF (β_L) são calculados pelas Equações 2.5 e 2.6, respectivamente. A Equação 2.7 é utilizada para definição do comprimento efetivo.

$$P_{max} = 0,427 \beta_P \beta_L \sqrt{f'_c} b_{PRF} L_e \quad (\text{Equação 2.4})$$

$$\beta_P = \sqrt{\frac{2 - (b_{PRF}/b_c)}{1 + (b_{PRF}/b_c)}} \quad (\text{Equação 2.5})$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1, & \text{se } L \geq L_e \\ \text{sen} \frac{\pi L}{2L_e}, & \text{se } L < L_e \end{cases} \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{PRF} t_{PRF}}{\sqrt{f'_c}}} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Em que β_P é o coeficiente de relação de largura; β_L é o coeficiente de relação de comprimento; L é o comprimento de ligação; L_e é o comprimento efetivo; E_{PRF} é o módulo de elasticidade do compósito; t_{PRF} é a espessura do PRF; f_c é a resistência à compressão do concreto considerando ensaio de caracterização feito em amostra cilíndrica; b_{PRF} é a largura do PRF e b_c é a largura da face da viga reforçada. As unidades de entrada são em MPa e mm.

Lu et al. (2005)

Utilizando um estudo paramétrico em elemento finito com um número de parâmetros chave, Lu et al. (2005a) propõem a Equação 2.8 para previsão da força máxima para o descolamento.

$$P_{max} = b_{PRF} \beta_L \sqrt{2E_{PRF} t_{PRF} G_{IIF}} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Em que β_L é o coeficiente de relação de comprimento de ligação; E_{PRF} é o módulo de elasticidade do PRF (Pa); b_{PRF} é a largura do reforço (m); t_{PRF} é a espessura do PRF (m) e G_{IIF} é a taxa de liberação de energia no modo II de fraturamento (N.m/m²).

Se o comprimento de ligação é maior que o comprimento efetivo ($L > L_e$), então β_L é igual a 1. Se o comprimento for menor que o comprimento efetivo ($L < L_e$), o valor de β_L é menor que 1. Segundo Lu et al. (2005a), uma solução analítica para L_e pode ser obtida pela formulação proposta por Yuan et al. (2004), conforme Equações 2.9 a 2.12.

$$L_e = a + \frac{1}{2\lambda_1} - \ln \left(\frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)} \right) \quad (\text{Equação 2.9})$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{\delta_1 E_{PRF} t_{PRF}}} \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{(\delta_2 - \delta_1) E_{PRF} t_{PRF}}} \quad (\text{Equação 2.11})$$

$$a = \frac{1}{\lambda_2} \arcsen \left[0,99 \sqrt{\frac{\delta_2 - \delta_1}{\delta_2}} \right] \quad (\text{Equação 2.12})$$

Em que λ_1 , λ_2 e a são coeficientes do modelo; L_e é o comprimento efetivo de ligação; τ_{\max} é a tensão máxima de cisalhamento. Considera-se aqui que o modelo para a curva de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento é bi linear (Esse modelo será apresentado nesta seção), δ_1 é o deslocamento em τ_{\max} e δ_2 é o deslocamento quando a tensão de cisalhamento reduz a zero.

Na Equação 2.12, “o fator 0,99 é usado em substituição do fator 0,97 originalmente adotado por Yuan et al. (2004)” (LU et al., 2005a, p.931, tradução nossa). De acordo com Lu et al. (2005a), o uso do fator 0,99 implica que o comprimento efetivo de colagem é aquele em que 99% da força de aderência de uma área de colagem infinitamente longa é alcançada, sendo uma definição mais rigorosa e mais próxima dos valores obtidos com o modelo de Chen e Teng (2001).

Segundo Lu et al. (2005a), o fator β_L de comprimento de ligação pode ser definido pela Equação 2.13, definida por Chen e Teng (2001), ou pela Equação 2.14, proposta por Neubauer e Rostásy (1997 apud Lu et al., 2005a). A diferença entre os resultados obtidos com estas duas equações é insignificante (LU et al., 2005a).

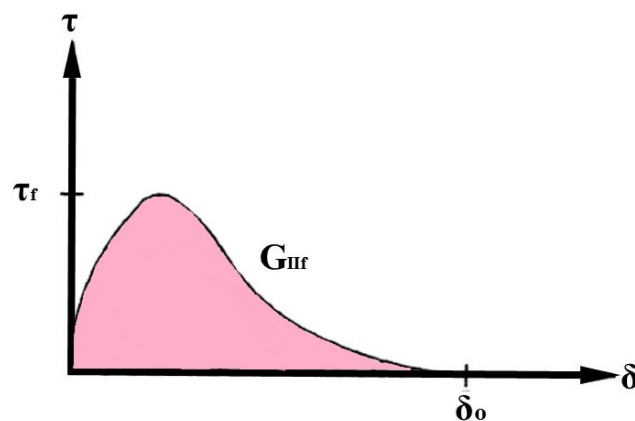
$$\beta_L = \text{sen} \left(\frac{\pi L}{2L_e} \right), \text{ se } L \leq L_e \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$\beta_L = \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e} \right), \text{ se } L \leq L_e \quad (\text{Equação 2.14})$$

Outros modelos para previsão da força máxima (P_{\max}) para o descolamento são apresentados em Toutanji, Han e Ghorbel (2012), que revisam quatorze modelos disponíveis na literatura técnica, e em D’Antino e Pellegrino (2014), que revisam vinte modelos.

Santos (2003) afirma que a falha ocorre quando a taxa de liberação de energia em modo II atinge o valor máximo admitido pelo adesivo. Esse valor é denominado taxa de liberação de energia crítica ou máxima. De acordo com Carloni (2014), a energia de fraturamento é a energia necessária para criar e causar a ruptura da unidade de área elementar da fissura. Segundo Lu et al. (2005a), Mohammadi et al. (2015) e Täljsten (1994), esse valor é dado pela área do gráfico da tensão de cisalhamento na superfície de adesão *versus* o deslocamento relativo da lâmina de PRF e do concreto, conforme Figura 2.44 e Equação 2.15. “O fato de a tensão de cisalhamento reduzir a zero no final do descolamento aponta que existe um comprimento de ligação efetivo a partir do qual um aumento no comprimento da ligação não trará um aumento da força final” (LU et al., 2005a, p.924, tradução nossa). De acordo com Biolzi et al. (2013), a definição desse comprimento efetivo é essencial do ponto de vista econômico e para a segurança e confiabilidade estrutural.

Figura 2.44 – Gráfico da tensão de cisalhamento *versus* deslocamento



Fonte: Adaptado de Täljsten (1994).

$$G_{II f} = \int_0^{\delta_0} \tau \cdot d\delta \quad (\text{Equação 2.15})$$

Em que $G_{II f}$ é a taxa de liberação de energia crítica no modo II; δ_0 é a posição final da falha; 0 é a posição inicial de falha e τ é a tensão de cisalhamento na superfície de adesão.

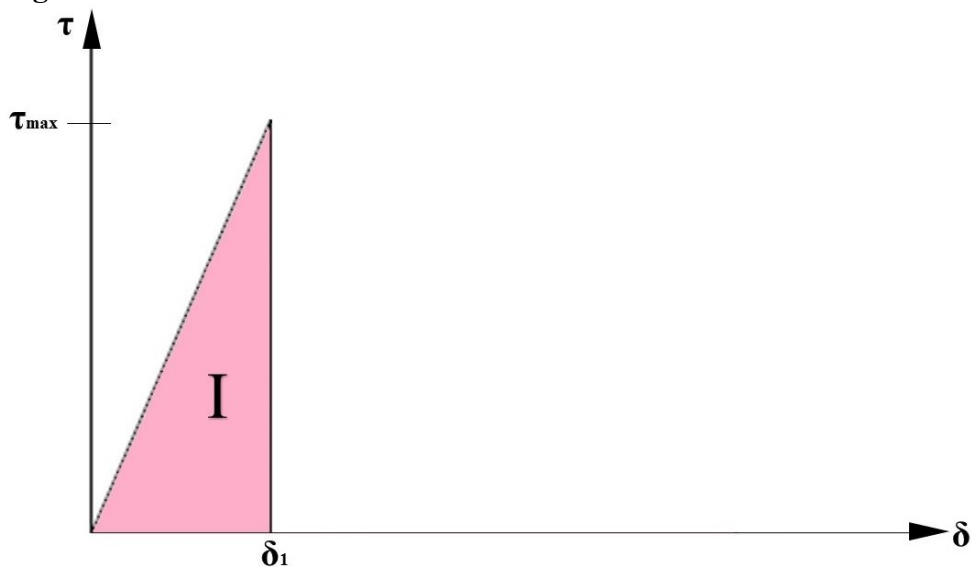
Lu et al. (2005a) afirmam que foram desenvolvidos modelos de deslizamento entre concreto e PRF baseados em medições de deformações ou curvas de tensão *versus* deslocamento. Brosens (2001), Santos (2003) e Teng et al. (2002) destacam que existem diversos modelos para descrever o comportamento da curva tensão de cisalhamento *versus*

deslocamento (Figura 2.44). “Para um modelo de deslizamento fornecer previsões precisas, ele precisa ter uma forma apropriada e fornecer um valor confiável para a energia interfacial de fraturamento” (LU et al., 2005a, p.924, tradução nossa), que conforme apresentado anteriormente, é dada pela área sob a curva de deslizamento. São apresentados alguns modelos para a curva tensão de cisalhamento *versus* deslocamento.

Modelo de deslizamento linear

Segundo Brosens (2001), a relação linear (Figura 2.45) é a função mais simples possível para representação da curva tensão de cisalhamento *versus* deslocamento. Nesse caso, o comportamento pós pico não está presente.

Figura 2.45 – Tensão de cisalhamento *versus* deslocamento: Modelo linear



Fonte: Autora.

O trecho I é representado pela Equação 2.16. Após este trecho, considera-se que $\tau = 0$.

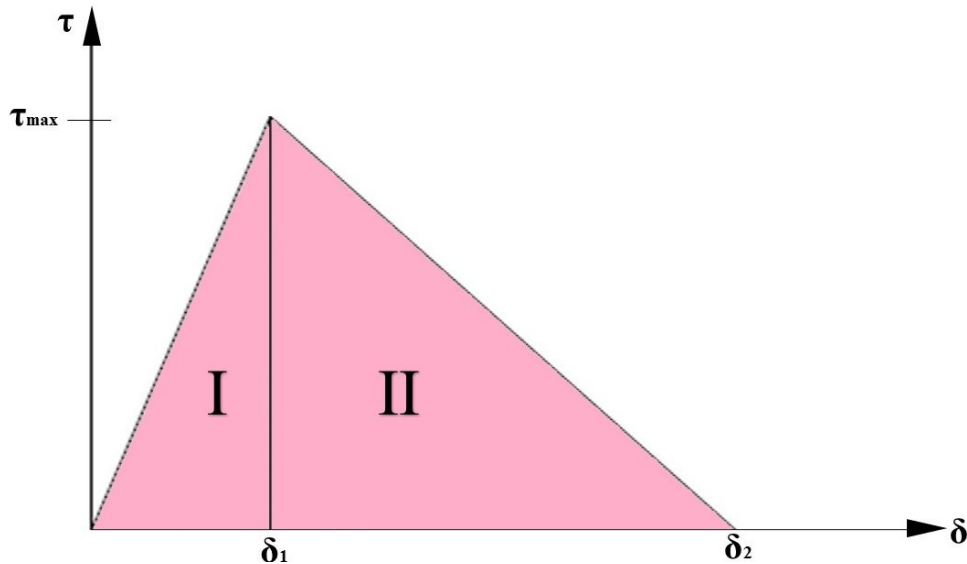
$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{\delta_1} \delta, \text{ se } \delta \leq \delta_1 \quad (\text{Equação 2.16})$$

Em que τ é a tensão de cisalhamento (MPa); τ_{\max} é a tensão máxima de cisalhamento (MPa); δ é o deslocamento (mm) e δ_1 é o deslocamento (mm) referente a tensão máxima.

Modelo de deslizamento bi linear

De acordo com Meneghel (2005), ao se usar uma função bi linear (Figura 2.46) para representar a curva tensão *versus* deslocamento, admite-se um regime de pequenas deformações. Modelos de deslizamento bi linear são apresentados por De Lorenzis; Fernando e Teng (2013); Lu et al. (2005a); Yuan et al. (2004), entre outros. O primeiro trecho é elástico linear, com crescimento de tensões e deslocamentos, e no segundo trecho tem-se um decréscimo das tensões com o crescimento dos deslocamentos. Destaca-se que De Lorenzis; Fernando e Teng (2013) também assumem que a curva de tensão normal *versus* deslocamento possui um formato bi linear.

Figura 2.46 – Tensão de cisalhamento *versus* deslocamento: Modelo bi linear



Fonte: Autora.

O comportamento do modelo é descrito pelas Equações 2.17 e 2.18.

$$\tau = \tau_{\max} \frac{\delta}{\delta_1}, \text{ se } \delta \leq \delta_1; \quad (\text{Equação 2.17})$$

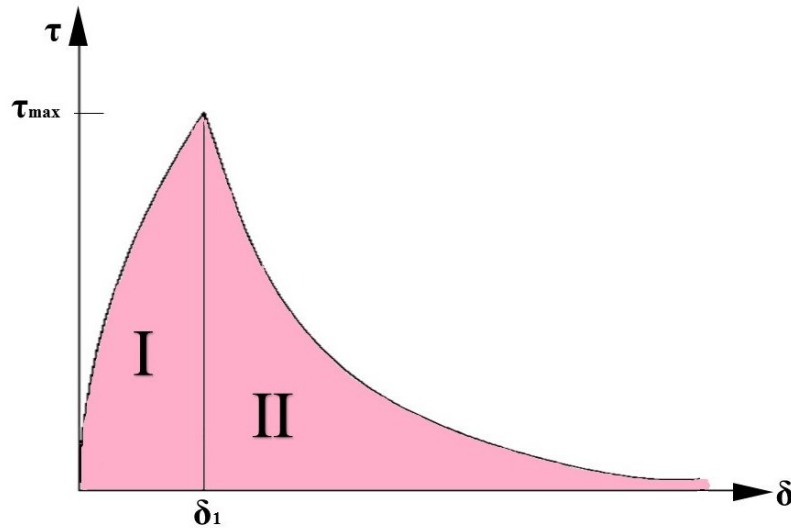
$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{\delta_2 - \delta}{\delta_2 - \delta_1} \right), \text{ se } \delta_1 < \delta < \delta_2 \quad (\text{Equação 2.18})$$

Em que τ é a tensão de cisalhamento (MPa); τ_{\max} é a tensão máxima de cisalhamento (MPa); δ é o deslocamento (mm); δ_1 é o deslocamento (mm) referente a tensão máxima e δ_2 é o deslocamento no final do trecho II.

Modelo de deslizamento exponencial

Lu et al. (2005a), baseados em modelagens em elementos finitos, apresentam um modelo simplificado de deslizamento com dois trechos (Figura 2.47), com ajustes fundamentados em estudos experimentais para incorporar alguns parâmetros no modelo.

Figura 2.47 - Tensão de cisalhamento *versus* deslocamento: Modelo exponencial



Fonte: Adaptado de Lu et al., 2005a.

As Equações 2.19 e 2.20 representam os trechos I e II, respectivamente:

$$\tau = \tau_{\max} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_1}}, \text{ se } \delta \leq \delta_1; \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$\tau = \tau_{\max} e^{-\alpha \left(\frac{\delta}{\delta_1} - 1 \right)}, \text{ se } \delta > \delta_1 \quad (\text{Equação 2.20})$$

Em que τ é a tensão de cisalhamento (MPa); τ_{\max} é a tensão máxima de cisalhamento (MPa); δ é o deslocamento (mm); δ_1 é o deslocamento (mm) referente a tensão máxima de

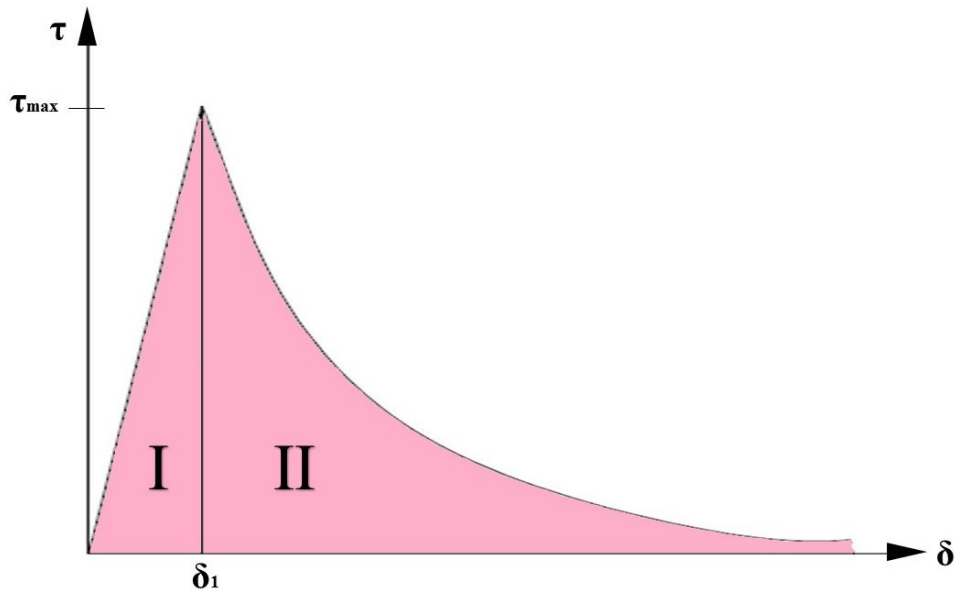
cisalhamento e α é um fator do modelo que é função de τ_{\max} , δ_1 e de características do concreto e do PRF.

Outros modelos de deslizamento exponenciais são apresentados por Abdelouahed (2006), Toutanji, Ueno e Vuddandam (2013), entre outros. Destaca-se que Abdelouahed (2006) assume a curva de tensão normal *versus* deslizamento durante o descolamento também como exponencial.

Modelo de deslizamento linear e exponencial

Pan e Wu (2014) propõem um modelo simplificado de deslizamento com um trecho linear e um exponencial, conforme Figura 2.48. As tensões de cisalhamento são derivadas e verificadas com resultados experimentais.

Figura 2.48 – Tensão de cisalhamento *versus* deslocamento: Modelo linear e exponencial



Fonte: Adaptado de Pan e Wu, 2014.

As Equações 2.21 e 2.22 representam os trechos 1 e 2:

$$\tau = K\delta, \text{ se } \delta \leq \delta_1; \quad (\text{Equação 2.21})$$

$$\tau = \tau_{\max} e^{-\beta(\delta-\delta_1)}, \text{ se } \delta > \delta_1 \quad (\text{Equação 2.22})$$

Em que τ é a tensão de cisalhamento (MPa); K é a inclinação do modelo no estágio elástico, um parâmetro governado pelas propriedades da camada adesiva; δ é o deslocamento (mm); τ_{\max} é a tensão máxima de cisalhamento (MPa); δ_1 é o deslocamento (mm) referente a tensão máxima, que segundo Pan e Wu (2014) é frequentemente um valor muito pequeno, e β é um parâmetro do modelo que é função das propriedades energia de fratura e τ_{\max} .

Independente da forma da curva de deslizamento, a carga máxima para o descolamento é diretamente proporcional a raiz quadrada da energia de fraturamento ($\sqrt{G_f}$), de modo que a comparação da carga máxima é equivalente a uma comparação da energia de fraturamento (LU et al., 2005a).

Segundo Baky, Ebead e Neale (2012), algumas curvas de deslizamento obtidas experimentalmente não são idênticas ao longo do comprimento de ligação. A força de ligação diminui com o aumento da distância com a extremidade carregada (BAKY; EBEAD; NEALE, 2012). Baky, Ebead e Neale (2012) destacam que há variação da tensão de cisalhamento ao longo da profundidade do concreto e ao longo do comprimento ligado de PRF, desenvolvendo componentes de tensões normais para satisfazer o equilíbrio. Nesse sentido, Carloni (2014) destaca que pesquisadores tentaram descrever a variação do esforço de cisalhamento por meio da profundidade, e observaram que a tensão normal no concreto influencia o valor da máxima tensão de cisalhamento.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

Os ensaios realizados neste trabalho, na busca de reproduzir o modo II de fraturamento (apresentado na seção 2.5), têm metodologia apresentada em Santos (2003), conforme será descrito adiante. Buscou-se analisar o efeito de escala em resultados de carga máxima de colapso por deslizamento entre o polímero reforçado com fibra de carbono e o concreto. Além disso, buscou-se a comparação de resultados devido a utilização de corpos de prova moldados e testemunhos (extraídos).

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS

Este tópico trata do concreto e polímero reforçado com fibra (PRF) utilizados nos experimentos. A dosagem do concreto foi realizada de acordo com o método IBRACON. Inicialmente foram feitas as caracterizações dos materiais, conforme procedimentos normativos brasileiros apresentados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Normas utilizadas para caracterização dos materiais

Ensaio	Norma
Massa específica do agregado miúdo	ABNT NBR NM 52: 2009
Massa específica do agregado graúdo	ABNT NBR NM 53: 2009
Massa específica do cimento	ABNT NBR NM 23: 2001
Massa unitária dos agregados	ABNT NBR NM 45: 2006
Material fino dos agregados (# 75µm)	ABNT NBR NM 46: 2003
Granulometria dos agregados	ABNT NBR NM 248: 2003

Fonte: Autora.

Foi utilizado o cimento do tipo CPIV-32 (cimento pozolânico) com massa específica de $3,02 \text{ g/cm}^3$. Optou-se pelo uso de um aditivo superplastificante com composição básica de naftaleno sulfonado, isento de cloretos e com aparência líquida marrom.

O agregado graúdo é de origem basáltica e sua granulometria é comercialmente definida como brita número 0. Na norma ABNT NBR 5738:2015 é definido que a dimensão básica do corpo de prova deve ser no mínimo três vezes maior que a dimensão nominal máxima do agregado graúdo. Neste trabalho também foram utilizados corpos de prova de $5\text{cm} \times 10\text{cm}$, e o agregado graúdo escolhido atende essa exigência normativa. O agregado miúdo é uma areia natural quartzosa de granulometria média. A caracterização dos agregados miúdo e graúdo é apresentada nas Tabelas 3.1 e 3.2, respectivamente, e as Figuras 3.1 e 3.2 são as curvas granulométricas destes materiais.

Tabela 3.1: Caracterização do agregado miúdo

Propriedade	Resultado
Dimensão máxima característica	1,18 mm
Massa específica	$2,70 \text{ g/cm}^3$
Massa unitária (estado solto)	$1,48 \text{ g/cm}^3$
Módulo de finura	1,37

Fonte: Autora.

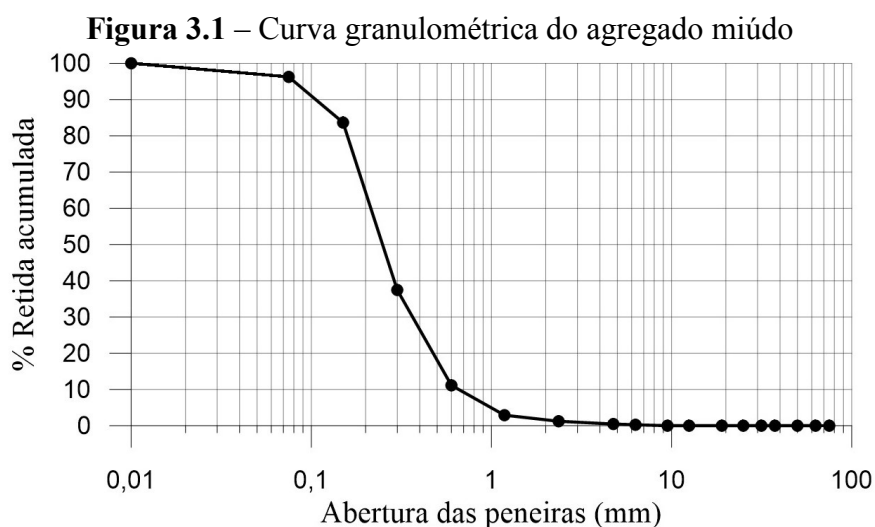
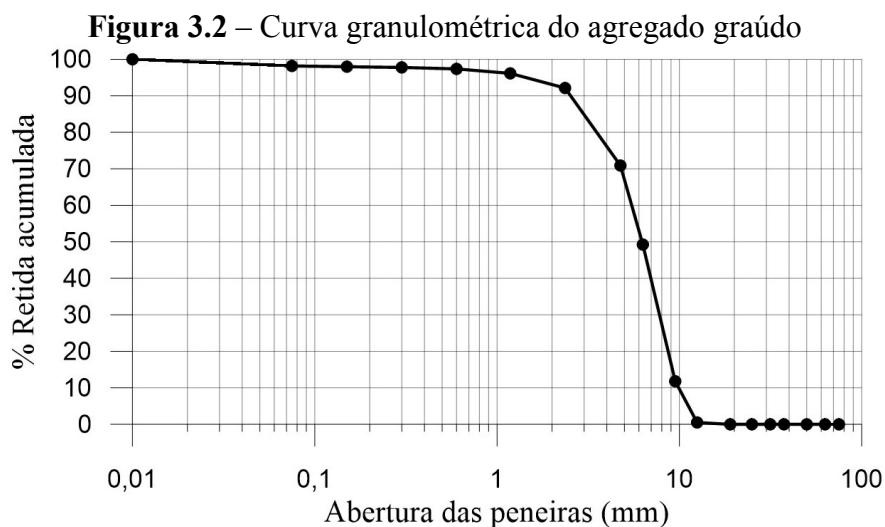


Tabela 3.2: Caracterização do agregado graúdo

Propriedade	Resultado
Dimensão máxima característica	12,5 mm
Massa específica	2,85 g/cm ³
Massa unitária (estado solto)	1,43 g/cm ³
Massa unitária (estado compactado)	1,51 g/cm ³
Módulo de finura	5,64
Absorção de água	2,20%

Fonte: Autora.



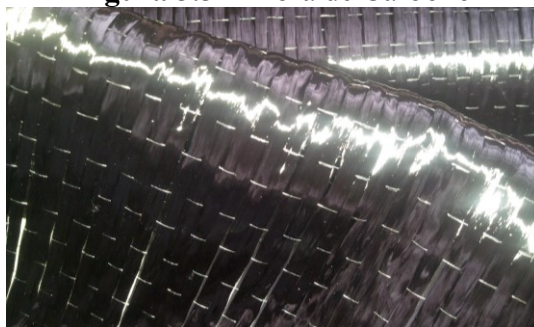
Fonte: Autora.

O concreto utilizado teve o seguinte traço em massa: 1,00 (cimento): 1,50 (agregado miúdo): 1,99 (agregado graúdo): 0,49 (relação água/cimento), com abatimento do tronco de cone de 80 ± 15 mm. O aditivo superplastificante foi utilizado em uma proporção de 1,5% da massa de cimento. Os ensaios para verificação do colapso de interface foram realizados após os 90 dias de moldagem do concreto, pois, após esse período, a taxa de ganho de resistência a compressão é muito reduzida.

O polímero reforçado com fibra de carbono é constituído por manta de fibra de carbono (Figura 3.3) e resina saturante. A fibra de carbono do tipo MBrace CF120, em forma de tecido, é fornecida em rolo de 15 m² (50 metros de comprimento por 0,3 metro de largura), com orientação unidirecional (0°) das fibras, densidade de 1,7 g/cm³ e espessura do tecido de 0,117 milímetro. As propriedades mecânicas da fibra de carbono (seca) são apresentadas na Tabela 3.3. A resina epóxi bi componente é fornecida em kits de 15 Kg e seus dois componentes são apresentados na Figura 3.4. A resina é aplicada em duas

camadas, uma antes e outra após a aplicação da fibra. O “pot life” da mistura é de aproximadamente 40 minutos, ou seja, a resina deve ser aplicada em até 40 minutos após a mistura dos dois componentes. O tempo de secagem ao toque é menor que 11 horas, a cura total é 7 dias, e a relação de mistura entre os dois componentes em peso (P1/P2) é 2/1. Algumas características mecânicas da resina são apresentadas na Tabela 3.4.

Figura 3.3 – Fibra de Carbono



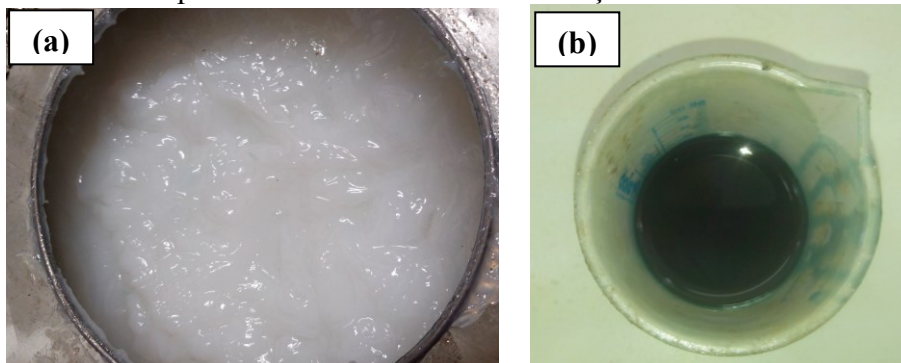
Fonte: Autora.

Tabela 3.3: Propriedades mecânicas da fibra de carbono

Propriedade	Resultado
Resistência à tração	3900 MPa
Módulo de elasticidade	240 GPa
Alongamento na ruptura	1,55 %

Fonte: Catálogo do fornecedor.

Figura 3.4 - Componentes A e B da resina. A relação de mistura é 2:1 em peso.



Fonte: Autora.

Tabela 3.4: Propriedades mecânicas da resina epóxi bi componente saturante

Propriedade	Resultado
Resistência à tração	29 MPa
Resistência à compressão	68 MPa
Módulo de compressão	1470 MPa

Fonte: Catálogo do fornecedor.

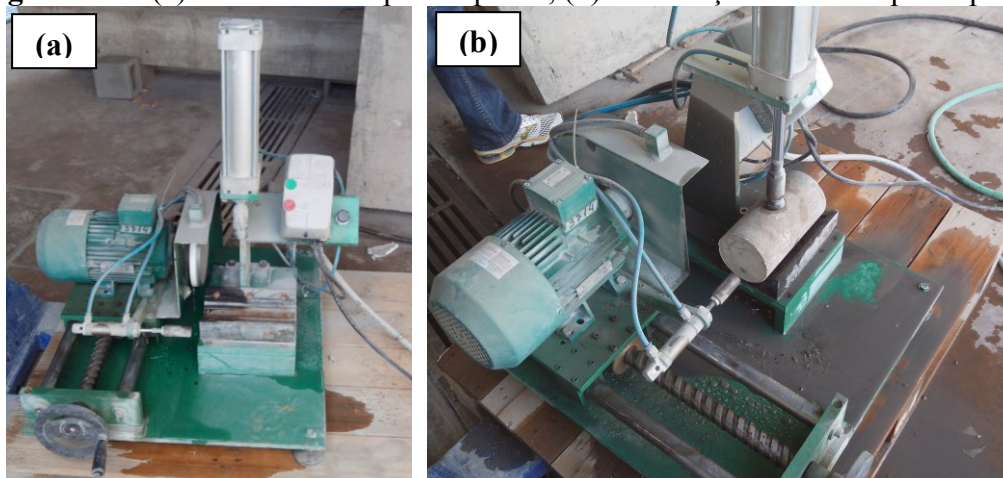
Neste tópico foram apresentados os materiais utilizados neste trabalho, que compreendem os agregados, cimento e aditivo empregados na fabricação do concreto e a fibra de carbono e a resina epóxi que compõem o PRF. No tópico 3.2 são apresentadas as metodologias utilizadas para a caracterização do concreto conforme procedimentos normativos.

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

A caracterização do concreto foi feita por meio de ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade à compressão e resistência à tração por compressão diametral, utilizando corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 10 cm aos 90 dias após a concretagem. A preparação e moldagem dos corpos de prova foi realizada conforme ABNT NBR 5738: 2015 Versão corrigida 2016. A cura inicial foi realizada em local protegido de intempéries, por 24 horas e, após isso, os corpos de prova foram armazenados em solução saturada de hidróxido de cálcio até a data de ensaio.

Antes dos ensaios é necessário tornar as superfícies planas e perpendiculares ao eixo longitudinal do corpo de prova (ABNT NBR 5738: 2015 VERSÃO CORRIGIDA 2016), e tal preparação foi por retificação. Utilizou-se a retífica do Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, apresentada na Figura 3.5.

Figura 3.5 – (a) Retífica de corpos de prova; (b) Retificação de um corpo de prova



Fonte: Autora.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão em dois corpos de prova por betonada, conforme procedimentos de ensaio apresentados na norma ABNT NBR 5739: 2007. O diâmetro do corpo de prova foi obtido como a média de dois diâmetros medidos ortogonalmente na metade da altura do corpo de prova, que foi determinada sobre o eixo longitudinal. O ensaio foi realizado no sentido de moldagem do corpo de prova. Verificou-se a necessidade do uso de fatores de correção (Caso em que a relação entre a altura e o diâmetro do corpo de prova é menor que 1,94). A resistência a compressão é obtida pela Equação 3.1.

$$f_c = \frac{4F}{\pi D^2} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Em que f_c é a resistência à compressão, em MPa; F é a força máxima alcançada, em N; D é o diâmetro do corpo de prova, em mm.

O ensaio para obtenção do módulo de elasticidade à compressão (ABNT NBR 8522: 2008) foi realizado em três corpos de prova por betonada. O diâmetro foi determinado pela média de duas leituras realizadas no terço central do corpo de prova e a altura é uma média de duas medidas.

Foram moldados dois corpos de prova por betonada para o ensaio de tração por compressão diametral (ABNT NBR 7222: 2011). A determinação do diâmetro e altura dos corpos de prova foi feita da mesma maneira que no ensaio de resistência à compressão, conforme descrito anteriormente. A resistência à tração por compressão diametral é obtida pela Equação 3.2.

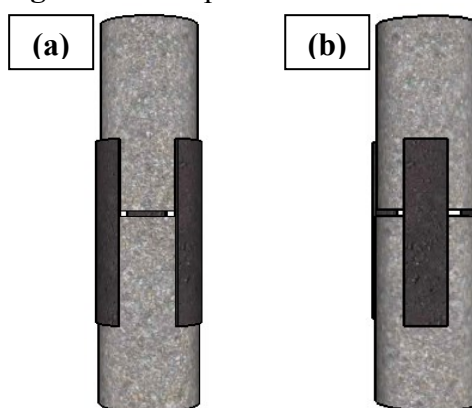
$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi Dh} \quad (\text{Equação 3.2})$$

Em que $f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral, em MPa; F é a força máxima alcançada, em N; D é o diâmetro do corpo de prova, em mm; h é o comprimento do corpo de prova, em mm.

3.3 PREPARO DO ENSAIO PARA ANÁLISE DO COLAPSO DE INTERFACE

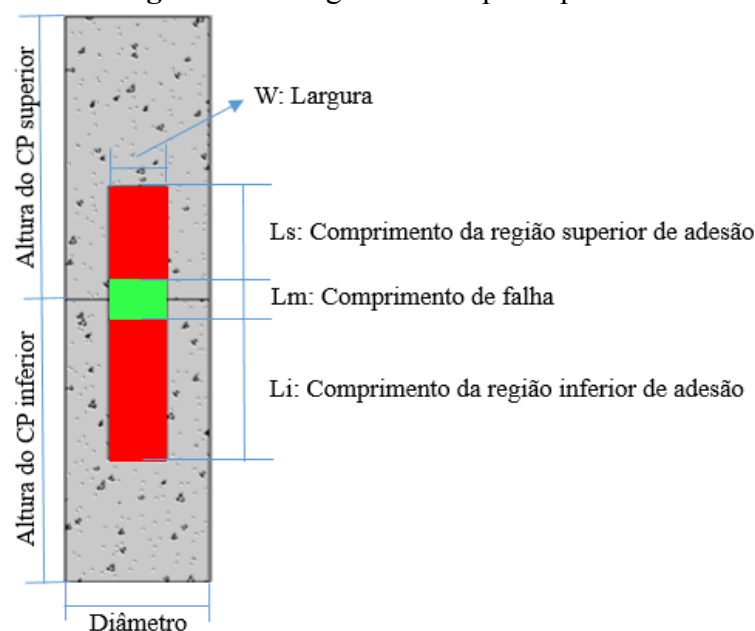
No ensaio de tração direta proposto por Santos (2003), são sobrepostos dois corpos de prova cilíndricos sobre o plano da seção transversal e ligados por três tiras de polímero reforçado com fibras aderidas no perímetro longitudinal de forma simétrica, ou seja, entre o centro de uma tira e outra deve existir um ângulo de 120° para obtenção de uma aplicação simétrica da carga (Figura 3.6). É importante destacar que se obtém para cada tira “um ensaio de interface, otimizando a “nuvem de dados” obtidos com um único procedimento” (SANTOS, 2003, p.85).

Figura 3.6 - Aspecto do ensaio de interface



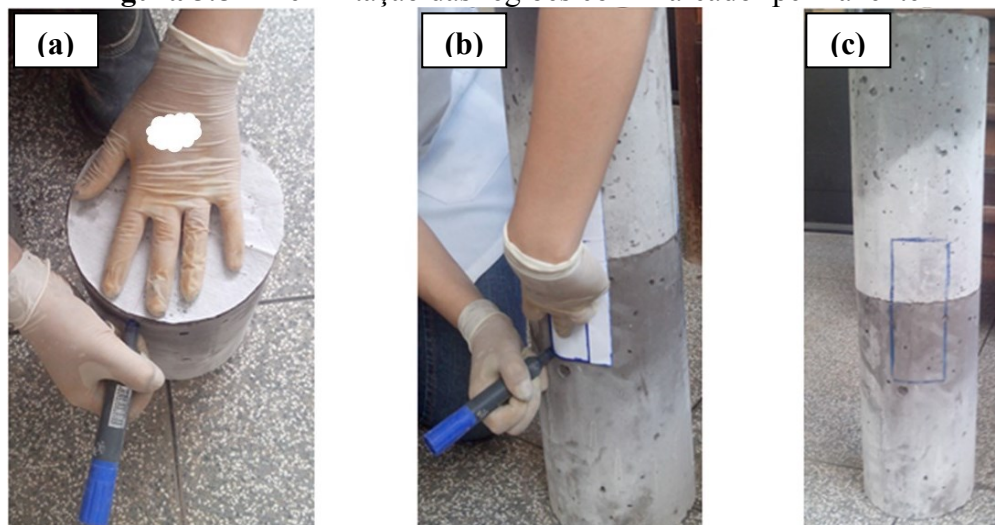
Fonte: Autora.

Cada tira aderida apresenta três regiões: Região superior de adesão, região de falha (em que não há aderência entre concreto e PRF) e região inferior de adesão (Figura 3.7). O comprimento da região inferior é 1,5 vezes maior que o da região superior para induzir a falha na região superior.

Figura 3.7 – Regiões do corpo de prova

Fonte: Autora

O corpo de prova inferior é fixo em sua base e o deslocamento é aplicado no corpo de prova superior. Inicialmente é feita a retificação dos corpos de prova, utilizando procedimentos e equipamento apresentado no tópico 3.2. Com isso, busca-se obter o paralelismo entre as duas faces de cada corpo de prova, e também que as faces sejam perpendiculares ao eixo longitudinal. A delimitação das regiões é feita utilizando um marcador permanente, conforme Figura 3.8.

Figura 3.8 – Delimitação das regiões com marcador permanente

Fonte: Autora.

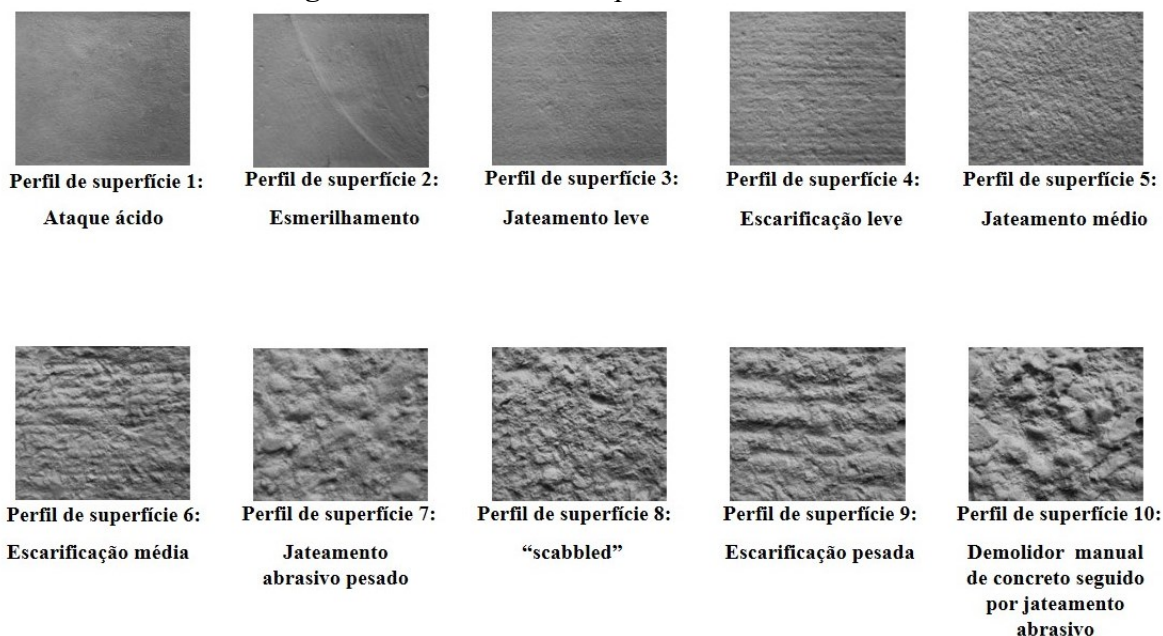
Após a demarcação da área onde será colada fibra, a região delimitada é tratada de forma a expor parcialmente os agregados do concreto. Assim como feito por Santos (2003), foi realizado o lixamento da superfície (Figura 3.9) até obter uma textura dentro dos padrões ICRI (Figura 3.10).

Figura 3.9 – Lixamento da superfície para expor parcialmente os agregados do concreto



Fonte: Autora.

Figura 3.10 – Perfis de superfícies de concreto



Fonte: Adaptado de ICRI Guideline No. 310.2R: 2013.

Santos (2003) destaca que quando se trabalha com mantas e tecidos, a superfície de adesão deve apresentar irregularidade superficial pequena. Devido a isso, buscou-se a obtenção de perfil de superfície próximo ao **perfil 1** (Figura 3.10). Após isso, jogou-se água na lateral

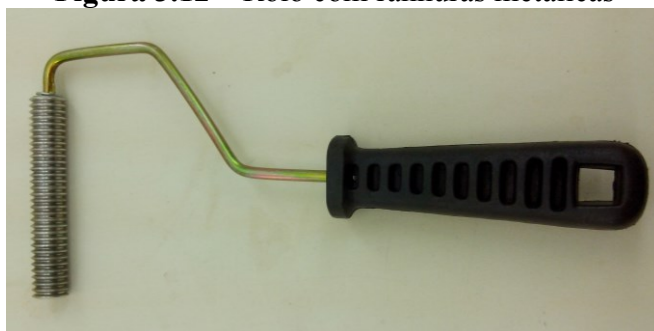
dos corpos de prova, com uma mangueira, para retirar o pó gerado na etapa de lixamento, e aguardou-se algumas horas para a secagem da superfície. As 3 regiões foram novamente demarcadas com marcador permanente e foi aplicado silicone na parte exterior ao perímetro das regiões de adesão e no interior da região de falha, conforme Figura 3.11. Foi verificado se a superfície onde seria aplicado o PRF estava limpa e livre de impregnações como óleos e graxas, conforme recomendação do fabricante da resina. Após a preparação dos corpos de prova, esperou-se algumas horas para que o silicone adquirisse uma boa consistência. Santos (2003) destaca que a adesão da resina é impedida nos locais com silicone.

Figura 3.11 – Corpos de prova com regiões de adesão e de falha lixadas e com silicone na parte exterior do perímetro e interior da região de falha



Fonte: Autora.

As tiras de fibra de carbono foram recortadas com tesoura para obtenção das dimensões desejadas e foi utilizada a resina epóxi saturante apresentada no tópico 3.1 para aplicação da fibra, seguindo os procedimentos recomendados pelo fornecedor da resina. Aplicou-se uma camada de consumo $0,4 \text{ Kg/m}^2$ da resina sobre a superfície, com espátula, imediatamente após seu preparo, e prosseguiu-se com a colagem da fibra sobre o material. A fibra foi pressionada firmemente ao substrato com o uso de um rolo de ranhuras metálicas apropriado (Figuras 3.12) e, imediatamente após isso, foi aplicada sobre a fibra uma nova camada de resina de mesmo consumo que a anterior. As fibras de carbono na região de falha são preparadas da mesma maneira que nas outras regiões (superior e inferior de adesão), mas sua adesão no concreto é impedida pelo silicone. Aguardou-se um período de 7 dias após a colagem das fibras para realização dos ensaios.

Figura 3.12 – Rolo com ranhuras metálicas

Fonte: Autora.

Um dos grandes desafios deste trabalho foi a etapa de projeto, fabricação e teste do aparato composto pelas peças metálicas para realização do ensaio de tração direta. Esse aparato (Figuras 3.13 a 3.15) é constituído por um eixo, dois adaptadores, uma célula de carga de tração de 100 KN, peças metálicas que possibilitam a rotulação no ponto de aplicação da carga, placas e anéis metálicos onde o conjunto (corpos de prova de concreto + tiras de PRF) é fixado por meio de adesivo à base de resina epóxi e parafusos. Foram feitos 3 pares de anéis metálicos: No primeiro par, cada anel possui diâmetro interno de 150 mm e altura de 75 mm, no segundo possui diâmetro interno de 100 mm e altura de 50 mm e, além disso, foi feito um par de anéis de 50mm de diâmetro interno e 22 mm de altura, que são adaptados dentro dos de 100mm. Cada anel metálico é bipartido e a união das duas partes é feita por meio de parafusos, exceto no 3º par de anéis metálicos, que são inseridos dentro dos anéis de diâmetro interno de 100mm (nesse caso, os parafusos são colocados nos anéis externos). O Quadro 3.2 é um resumo das dimensões dos anéis metálicos fabricados.

Quadro 3.2 – Dimensões dos anéis metálicos fabricados para ensaio de tração direta em corpos de prova cilíndricos

	Diâmetro interno (mm)	Altura do anel metálico (mm)
1º par de anéis metálicos	150	75
2º par de anéis metálicos	100	50
3º par de anéis metálicos*	50	22

*Durante a realização de experimentos com corpos de prova de diâmetro de 50mm, o 3º par de anéis é adaptado dentro do 2º par.

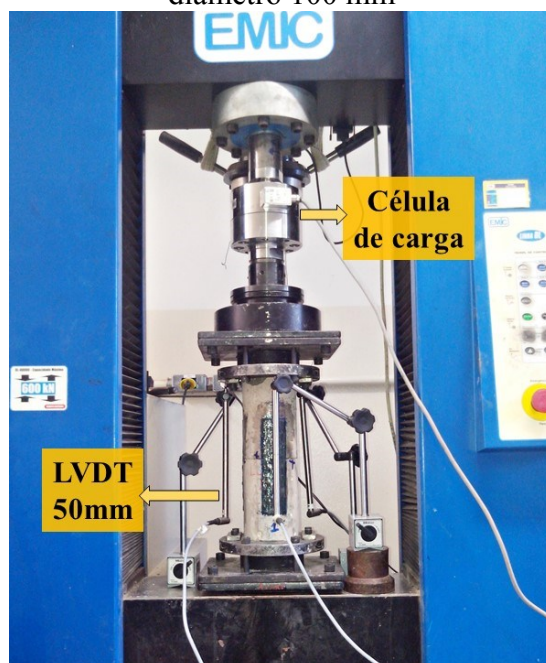
Fonte: Autora.

Figura 3.13 – Aparato para realização de ensaios de tração direta em corpos de prova de diâmetro 150 mm



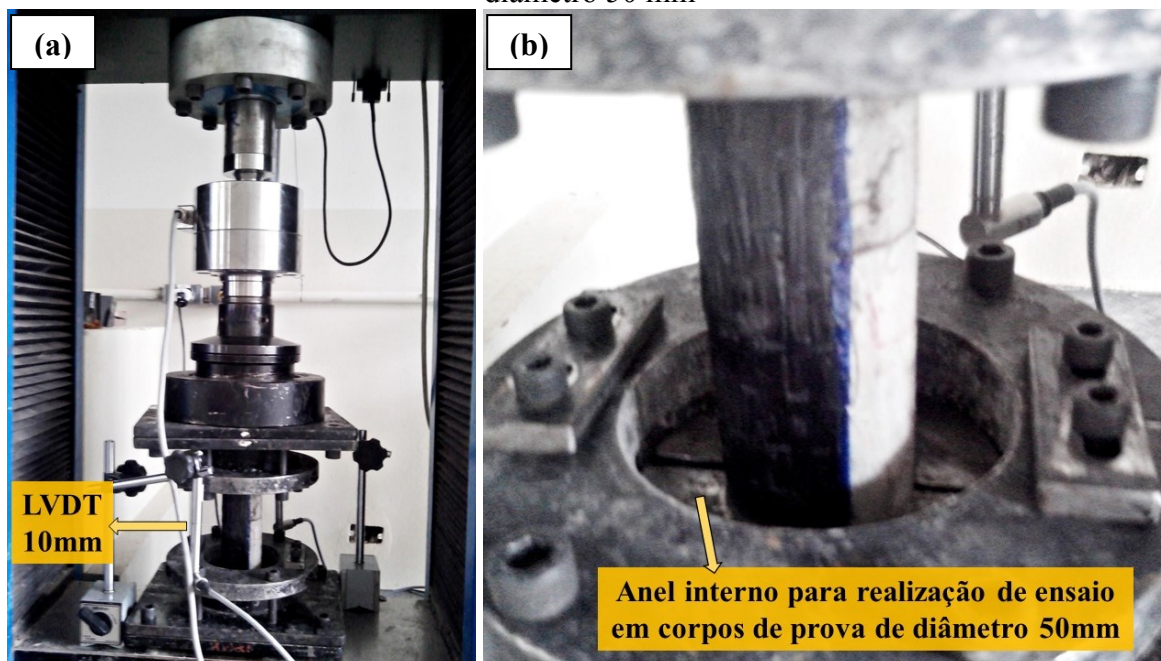
Fonte: Autora.

Figura 3.14 – Aparato para realização de ensaio de tração direta em corpos de prova de diâmetro 100 mm



Fonte: Autora.

Figura 3.15 – Aparato para realização de ensaios de tração direta em corpos de prova de diâmetro 50 mm



Fonte: Autora.

A colagem do conjunto no sistema de aplicação de carga é feita na máquina universal de ensaios EMIC modelo DL60000 (a mesma máquina usada nos experimentos). Foi utilizada uma resina para colar o concreto nas peças metálicas: um adesivo bi componente à base de resina epóxi, de elevada viscosidade, com elevado poder de aderência. A mistura e aplicação foi realizada com espátula metálica. Inicialmente é feita a colagem do anel e placa superior e, após alguns minutos levanta-se o conjunto com um pequeno deslocamento e faz-se a colagem do anel e placa inferior. Além do uso do adesivo, a fixação do corpo de prova no anel metálico é feita com utilização de parafusos, sendo empregados parafusos para unir as duas partes do anel e também para ligar o anel na placa metálica. Após a aplicação do adesivo aguardou-se alguns minutos para retirada do conjunto da máquina. O ensaio foi realizado após três dias de aplicação, quando se retornou com o conjunto, composto por corpos de prova, tiras de PRF, placas e anéis metálicos colados no concreto, para a máquina.

Durante os ensaios são utilizados 3 transformadores diferenciáveis variáveis lineares (LVDT) nos anéis metálicos (corpos de prova com diâmetro 10 cm ou 15 cm) ou placas metálicas (corpos de prova com diâmetro 5 cm), conforme pode ser verificado nas Figuras 3.13 a 3.15 anteriores. Nos experimentos com corpos de prova de diâmetro 10 cm e 15 cm

foram utilizados LVDT's de 50 mm e nos experimentos com corpos de prova de diâmetro 5 cm, de 10 mm. Eles foram fixados utilizando bases magnéticas e colocados verticalmente, paralelos ao centro de cada tira de PRF para medição do deslocamento linear.

Após a realização do ensaio, foram retirados os parafusos que prendiam o corpo de prova cilíndrico de concreto, que foi removido do anel e da placa com o uso de uma ponteira metálica e um martelo ou marreta e posteriormente foi descartado. A remoção do adesivo das peças metálicas é facilitada pela exposição a altas temperaturas. A placa metálica foi colocada dentro de uma fôrma metálica e levada ao fogão durante alguns minutos e foi aplicado calor nas partes componentes do anel metálico com o uso de um soprador térmico. Após a aplicação de calor, a resina foi retirada com ponteira, marreta e espátula metálica.

3.4 FORMA DE CARREGAMENTO

Santos (2003) apresenta três formas de carregamento: Ensaio monotônico, cíclico e de relaxação. O corpo de prova inferior é fixo em sua base e o deslocamento é aplicado no corpo de prova superior. Neste trabalho foi realizado o ensaio monotônico, no qual o carregamento é aplicado por meio de um deslocamento controlado do pistão a uma velocidade de 2 micrômetros por segundo (igual a 0,12 milímetros por minuto). A aquisição de dados é realizada na frequência de 10 Hz com um sistema de aquisição de dados HBM.

3.5 ANÁLISE DO EFEITO DE ESCALA

Para analisar o efeito de escala, foram utilizados corpos de prova cilíndricos de concreto moldados de 3 dimensões (diâmetro x altura): 5cm x 10cm, 10cm x 20cm e 15cm x 30cm, conforme Figura 3.16. Foi verificada a variação do comprimento de adesão e da largura do PRF, e a influência dessa variação ao se utilizar corpos de prova de concreto de diferentes dimensões.

Figura 3.16 – Variação das dimensões dos corpos de prova de concreto

Fonte: Autora.

Na Tabela 3.5 são apresentadas as dimensões dos corpos de prova e das tiras de PRF para cada ensaio. Em todos os experimentos foi adotado o comprimento de falha de 40mm, sendo 20mm referentes ao corpo de prova superior e 20mm referentes ao inferior. Este valor foi definido em Santos (2003) por meio de simulações numéricas considerando corpos de prova de 15cm x 30cm. Destaca-se que, em dois casos referentes ao uso de corpos de prova de 5cm x 10cm foram utilizadas 2 tiras de PRF ao invés de 3: os ensaios com geometrias $L_s = 33\text{mm}$, $W = 40\text{mm}$ e $L_s = 33\text{mm}$, $W = 60\text{mm}$.

Tabela 3.5: Programa experimental para análise do efeito de escala (continua)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
$L_s = 33\text{ mm}$ $Li = 50\text{mm}$ $W = 10\text{ mm}$	X	X	X
$L_s = 33\text{ mm}$ $Li = 50\text{mm}$ $W = 20\text{ mm}$	X	X	X
$L_s = 33\text{ mm}$ $Li = 50\text{ mm}$ $W = 40\text{ mm}$	X (2 tiras de PRF)	X	X
$L_s = 33\text{ mm}$ $Li = 50\text{ mm}$ $W = 60\text{ mm}$	X (2 tiras de PRF)	X	X
$L_s = 33\text{ mm}$ $Li = 50\text{mm}$ $W = 80\text{ mm}$		X	X

Tabela 3.5: Programa experimental para análise do efeito de escala (continuação)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm Li = 50 mm W = 100 mm			X
Ls = 50mm Li = 75mm W = 10mm		X	X
Ls = 50 mm Li = 75 mm W = 20 mm		X	X
Ls = 50 mm Li = 75 mm W = 40 mm		X	X
Ls = 50 mm Li = 75 mm W = 60 mm		X	X
Ls = 50 mm Li = 75 mm W = 80 mm		X	X
Ls = 50 mm Li = 75 mm W = 100 mm			X
Ls = 66 mm Li = 100 mm W = 100 mm			X
	4 ensaios 8 corpos de prova	10 ensaios 20 corpos de prova	13 ensaios 26 corpos de prova

Fonte: Autora.

3.6 ENSAIOS COM CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS

O ensaio de colapso de interface também foi realizado em corpos de prova extraídos de vigas de concreto sem armadura. Com isso, é analisado o resultado utilizando corpos de prova que apresentam características compatíveis com uma situação real de execução. A obtenção da carga máxima de descolamento entre o reforço e o concreto fazendo uso de amostras retiradas diretamente do elemento a ser reforçado (testemunhos) pode contribuir muito com a segurança e previsibilidade do comportamento estrutural. Na Tabela 3.6 são

apresentadas as dimensões dos corpos de prova e das tiras de PRF para cada ensaio com testemunhos.

Tabela 3.6: Programa experimental para ensaios com testemunhos

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm Li = 50 mm W = 10 mm	X	X	X
Ls = 33 mm Li = 50 mm W = 60 mm	X (2 tiras de PRF)	X	X
Ls = 50 mm Li = 75 mm W = 60 mm		X	X
	2 ensaios 4 corpos de prova	3 ensaios 6 corpos de prova	3 ensaios 6 corpos de prova

Fonte: Autora.

Para a determinação das dimensões das vigas foram consideradas as recomendações sobre extração presentes na norma ABNT NBR 7680: 2015 (Partes 1 e 2). Uma das recomendações, contidas na parte 1 da norma, é que o diâmetro do corpo de prova extraído deve ser pelo menos três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Como foram extraídos também testemunhos de diâmetro 5 cm, optou-se pela utilização de agregado graúdo comercialmente definido como brita 0. Destaca-se que o traço do concreto para a concretagem das vigas foi o mesmo adotado para os corpos de prova moldados, definido em 3.1.

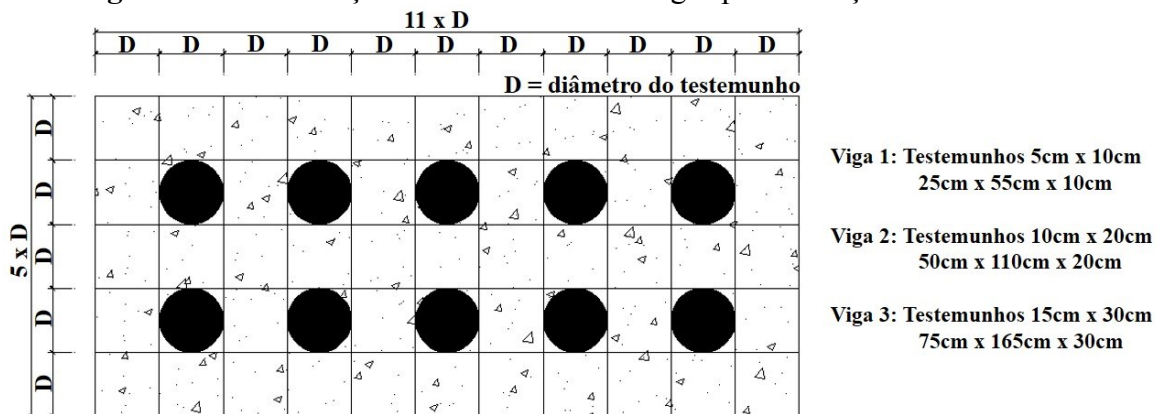
Nas duas partes da norma é recomendado também que corpos de prova com fissuras, ondulações, segregações e presença de materiais estranhos sejam descartados. Devido a isso, a dimensão das vigas possibilitou a extração de 10 corpos de prova de cada dimensão, e não apenas a quantidade necessária (Tabela 3.6), obtendo assim uma maior segurança referente a possível necessidade de descarte de corpos de prova extraídos.

Na parte 1 da norma ABNT NBR 7680: 2015, que trata da extração de testemunhos cilíndricos, são apresentadas as seguintes recomendações:

- os testemunhos devem ser extraídos a uma distância maior ou igual ao seu diâmetro com relação às bordas do elemento estrutural ou a juntas de concretagem;
- a distância mínima entre as bordas das perfurações não pode ser inferior a um diâmetro do testemunho.

Com base nas recomendações anteriormente apresentadas, foram definidas as dimensões das vigas (Figura 3.17), sendo feita uma viga para extração de cada dimensão de testemunhos. O Apêndice A contém fotografias das etapas de extração dos corpos de prova.

Figura 3.17 – Definição das dimensões das vigas para extração de testemunhos



Fonte: Autora.

Conforme recomendações normativas, foi utilizada uma extratora provida de cálice e coroa diamantada que possibilita realizar o corte de testemunhos com as dimensões estabelecidas sem danificar excessivamente as vigas. O equipamento possibilita a refrigeração à água do local do corte do concreto.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados referentes à caracterização do concreto utilizado nos experimentos e são discutidos os resultados dos ensaios para verificação do colapso de interface. Destaca-se que, para algumas das geometrias de PRF adotadas, a falha se deu por ruptura do concreto e, por isso, no tópico 4.2 são analisados os modos de falha nos experimentos. Nos tópicos 4.3 e 4.4 são discutidas as interferências da variação da largura e do comprimento das tiras de PRF no deslizamento. Nos outros tópicos deste capítulo é feita uma avaliação da influência do efeito de escala e do uso de testemunhos nos casos com ruptura no concreto e nas situações de colapso de interface. Verifica-se o efeito nos valores de força máxima (P_{max}), tensão normal no concreto (σ), tensão de cisalhamento na interface entre concreto e PRF (τ) e rigidez por meio de gráficos de força *versus* deslocamento.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

O concreto utilizado neste trabalho foi produzido em dez betonadas, sendo que, para cada uma delas foram retirados dois corpos de prova de 10cm x 20cm para ensaio de resistência à compressão, três corpos de prova para o ensaio de módulo de elasticidade e dois para o ensaio de tração por compressão diametral. A resistência média à compressão do concreto aos 90 dias é 38,9 MPa, e o desvio padrão amostral é 4,7 MPa. O módulo de elasticidade médio à compressão aos 90 dias é 36,5 GPa e o desvio padrão amostral é 3,6 GPa. A resistência média à tração por compressão diametral aos 90 dias é 3,41 MPa e o desvio

padrão amostral é 0,7 MPa. Os resultados médios por betonada são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Caracterização do concreto aos 90 dias

Betonada	Utilização	Resistência à compressão (Média) MPa	Módulo de elasticidade (Média) GPa	Resistência à tração por compressão diametral (Média) MPa
1	CPs 5cm x 10cm CPs 10cm x 20cm CPs 15cm x 30cm CPs para caracterização	42,08	37,03	3,76
2	CPs 5cm x 10cm CPs 10cm x 20cm CPs 15cm x 30cm CPs para caracterização	43,99	33,73	3,84
3	CPs 15cm x 30cm Viga 1 CPs para caracterização	41,24	39,67	4,27
4	Viga 2 CPs para caracterização	39,73	40,40	3,75
5	Viga 2 CPs para caracterização	41,50	39,00	3,37
6	Viga 3 CPs para caracterização	42,16	35,57	3,31
7	Viga 3 CPs para caracterização	37,90	39,30	2,12
8	Viga 3 CPs para caracterização	37,85	33,15	3,52
9	Viga 3 CPs para caracterização	34,10	37,75	3,00
10	Viga 3 CPs para caracterização	27,96	29,03	3,14
Média		38,9	36,5	3,41
Desvio padrão amostral		4,7	3,6	0,7

Fonte: Autora.

4.2 MODOS DE FALHA

Na Tabela 4.2 são apresentados os modos de ruptura verificados nos experimentos descritos em 3.5 com corpos de prova moldados. Em alguns casos, a falha aconteceu devido a ruptura do concreto. O Apêndice B contém fotografias referentes aos modos de falha. Sobre os modos exibidos na Tabela 4.2, no caso de colapso na interface entre concreto e PRF é descrito em qual parte da tira de PRF (superior ou inferior) esse ocorreu, já no caso de ruptura do concreto é especificado em qual corpo de prova (superior ou inferior) essa aconteceu. A ruptura aconteceu na interface entre concreto e PRF em 25% dos experimentos realizados com corpos de prova de 5cm x 10cm, em 40% dos realizados com 10cm x 20cm e em 77% dos realizados com 15cm x 30cm.

Tabela 4.2: Modos de falha (continua)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 10 mm	Descolamento (3 superiores)	Descolamento (3 superiores)	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)
Ls = 33 mm W = 20 mm	Ruptura no concreto (CP inferior)	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)
Ls = 33 mm W = 40 mm	Ruptura no concreto (CP inferior)	Ruptura no concreto (CP superior)	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)
Ls = 33 mm W = 60 mm	Ruptura no concreto (CP inferior)	Ruptura no concreto (CP superior)	Descolamento (3 superiores)
Ls = 33 mm W = 80 mm	-	Ruptura no concreto (CP inferior)	Descolamento (3 superiores)
Ls = 33 mm W = 100 mm	-	-	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)
Ls = 50 mm W = 10 mm	-	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)	Descolamento (3 superiores)
Ls = 50 mm W = 20 mm	-	Descolamento (3 superiores)	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)
Ls = 50 mm W = 40 mm	-	Ruptura no concreto (CP superior)	Descolamento (2 superiores, 1 inferior)
Ls = 50 mm W = 60 mm	-	Ruptura no concreto (CP inferior)	Descolamento (3 superiores)
Ls = 50 mm W = 80 mm	-	Ruptura no concreto (CP superior)	Ruptura no concreto (CP superior)

Tabela 4.2: Modos de falha (continuação)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 50 mm W = 100 mm	-	-	Ruptura no concreto (CP inferior)
Ls = 66 mm W = 100 mm	-	-	Ruptura no concreto (CP superior)

Fonte: Autora.

Os valores de força máxima alcançada em cada experimento (P_{max}), da tensão normal no concreto referente a essa força ($\sigma = P_{max}$ dividido pela área de seção transversal do corpo de prova cilíndrico) e a tensão de cisalhamento máxima na interface ($\tau = P_{max}$ dividido pela área de adesão superior das 3 tiras de PRF) estão na Tabela 4.3. No caso de falha por deslizamento entre concreto e PRF, a tensão de cisalhamento representada nessa tabela é correspondente à força alcançada no descolamento da primeira tira de PRF.

Tabela 4.3: Modo de falha, força máxima (P_{max}), tensão normal no concreto (σ) e tensão de cisalhamento máxima (τ) nos experimentos (continua)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 10 mm	Descolamento $P_{max} = 4,30$ KN $\sigma = 0,2191$ KN/cm ² $\tau = 0,4346$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 4,60$ KN $\sigma = 0,0586$ KN/cm ² $\tau = 0,4651$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 4,51$ KN $\sigma = 0,0255$ KN/cm ² $\tau = 0,4554$ KN/cm ²
Ls = 33 mm W = 20 mm	Ruptura no concreto $P_{max} = 4,74$ KN $\sigma = 0,2413$ KN/cm ² $\tau = 0,2393$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 9,12$ KN $\sigma = 0,1161$ KN/cm ² $\tau = 0,4604$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 8,90$ KN $\sigma = 0,0504$ KN/cm ² $\tau = 0,4494$ KN/cm ²
Ls = 33 mm W = 40 mm	Ruptura no concreto $P_{max} = 4,22$ KN $\sigma = 0,2151$ KN/cm ² $\tau = 0,1600$ KN/cm ²	Ruptura no concreto $P_{max} = 10,92$ KN $\sigma = 0,1390$ KN/cm ² $\tau = 0,2757$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 17,92$ KN $\sigma = 0,1014$ KN/cm ² $\tau = 0,4525$ KN/cm ²
Ls = 33 mm W = 60 mm	Ruptura no concreto $P_{max} = 5,21$ KN $\sigma = 0,2652$ KN/cm ² $\tau = 0,0877$ KN/cm ²	Ruptura no concreto $P_{max} = 11,99$ KN $\sigma = 0,1527$ KN/cm ² $\tau = 0,2019$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 11,75$ KN $\sigma = 0,0665$ KN/cm ² $\tau = 0,1979$ KN/cm ²
Ls = 33 mm W = 80 mm	-	Ruptura no concreto $P_{max} = 9,21$ KN $\sigma = 0,1172$ KN/cm ² $\tau = 0,1162$ KN/cm ²	Descolamento $P_{max} = 22,47$ KN $\sigma = 0,1272$ KN/cm ² $\tau = 0,2837$ KN/cm ²

Tabela 4.3: Modos de falha, força máxima (P_{max}), tensão normal no concreto (σ) e tensão de cisalhamento máxima (τ) nos experimentos (continuação)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
$L_s = 33 \text{ mm}$ $W = 100 \text{ mm}$	-	-	Descolamento $P_{max} = 26,55 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1503 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,2682 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50 \text{ mm}$ $W = 10 \text{ mm}$	-	Descolamento $P_{max} = 6,30 \text{ KN}$ $\sigma = 0,0802 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,4198 \text{ KN/cm}^2$	Descolamento $P_{max} = 6,15 \text{ KN}$ $\sigma = 0,0348 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,4099 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50 \text{ mm}$ $W = 20 \text{ mm}$	-	Descolamento $P_{max} = 8,95 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1139 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,2982 \text{ KN/cm}^2$	Descolamento $P_{max} = 10,47 \text{ KN}$ $\sigma = 0,0593 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,3492 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50 \text{ mm}$ $W = 40 \text{ mm}$	-	Ruptura no concreto $P_{max} = 10,61 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1351 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,1769 \text{ KN/cm}^2$	Descolamento $P_{max} = 19,64 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1111 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,3273 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50 \text{ mm}$ $W = 60 \text{ mm}$	-	Ruptura no concreto $P_{max} = 14,84 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1889 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,1648 \text{ KN/cm}^2$	Descolamento $P_{max} = 29,69 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1680 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,3299 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50 \text{ mm}$ $W = 80 \text{ mm}$	-	Ruptura no concreto $P_{max} = 13,60 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1732 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,1134 \text{ KN/cm}^2$	Ruptura no concreto $P_{max} = 34,23 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1937 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,2853 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50 \text{ mm}$ $W = 100 \text{ mm}$	-	-	Ruptura no concreto $P_{max} = 30,19 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1708 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,2012 \text{ KN/cm}^2$
$L_s = 66 \text{ mm}$ $W = 100 \text{ mm}$	-	-	Ruptura no concreto $P_{max} = 23,74 \text{ KN}$ $\sigma = 0,1344 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,1199 \text{ KN/cm}^2$

Fonte: Autora.

Verifica-se na Tabela 4.3 que, para algumas geometrias de PRF (como, por exemplo, $L_s = 33\text{mm}$ e $W = 40\text{mm}$), a ruptura foi no concreto em experimentos com corpos de prova menores ($5\text{cm} \times 10\text{cm}$ ou $10\text{cm} \times 20\text{cm}$), enquanto que nos experimentos com corpos de prova maiores ($15\text{cm} \times 30\text{cm}$) aconteceu o colapso de interface. Sabendo que se trata do mesmo concreto e que a área de seção transversal do corpo de prova de $15\text{cm} \times 30\text{cm}$ é

maior, é possível a aplicação de uma força superior à aplicada nos corpos de prova de 10cm x 20cm ou 5cm x 10cm. Nos experimentos em que a falha foi por ruptura no concreto não se atingiu a tensão de cisalhamento necessária para o descolamento do PRF, pois se alcançou primeiro a tensão normal limite que o corpo de prova de concreto resiste.

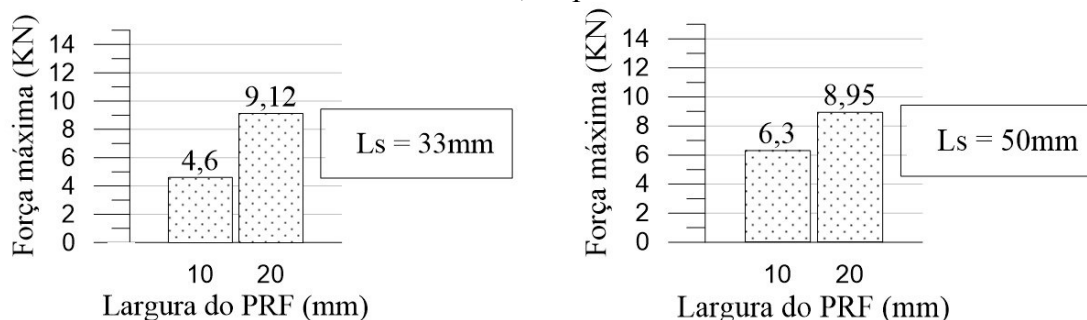
Nos experimentos em que aconteceu a ruptura no concreto, verifica-se (Apêndice B) que, em quase todos os casos, as falhas foram muito próximas ao final do anel no qual o corpo de prova está inserido. Provavelmente há uma concentração de tensões nesse local e recomenda-se que, em trabalhos futuros, seja feita uma análise das tensões, considerando o aparato metálico fabricado neste trabalho e a metodologia de Santos (2003).

No geral, foi verificado que para uma mesma dimensão de corpo de prova, ao aumentar a área de reforço, o modo de falha foi alterando para ruptura no concreto. Isso mostra a eficiência do reforço, pois ao aumentar a área de PRF aderido, o concreto vai se tornando o “elemento mais fraco” do sistema, e não mais a interface entre concreto e PRF.

4.3 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA LARGURA DE PRF NO COLAPSO DE INTERFACE

Os gráficos com a variação da força máxima nos experimentos com descolamento, ao se modificar a largura do PRF, são apresentados nas Figuras 4.1 a 4.4.

Figuras 4.1 e 4.2 – Força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm, para os comprimentos superiores de adesão $L_s = 33\text{mm}$ e $L_s = 50\text{mm}$, respectivamente



Fonte: Autora.

Figura 4.3 – Força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 33\text{mm}$

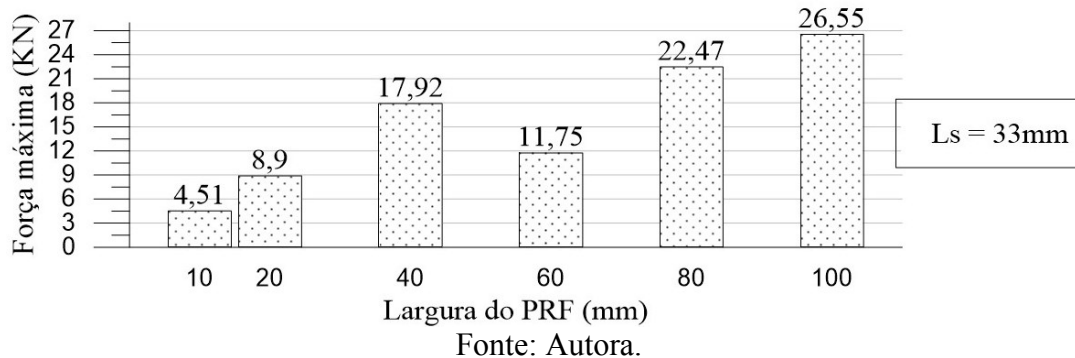
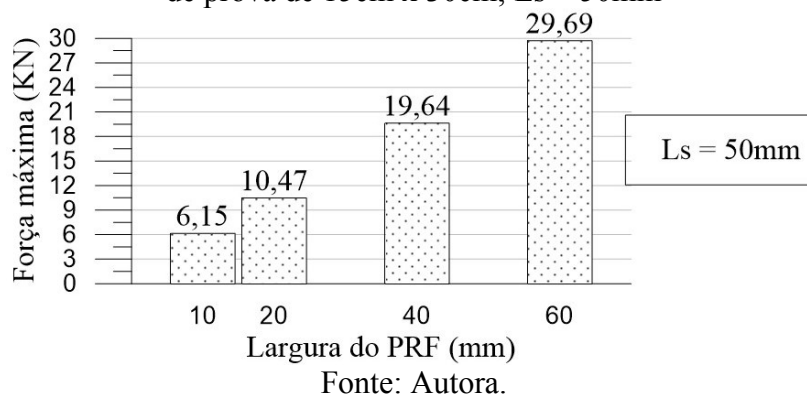


Figura 4.4 – Força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$



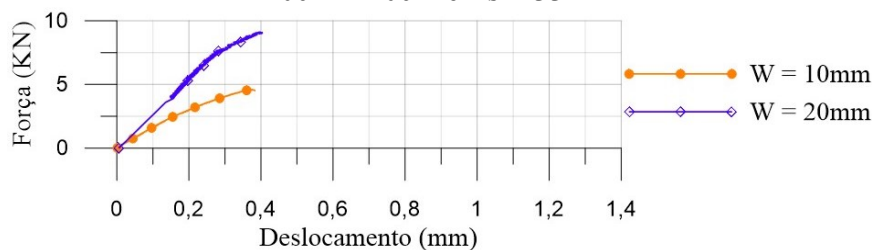
Com o aumento da largura há uma tendência de aumento da força máxima para o descolamento, comportamento que já era esperado. Por meio do tópico 2.5 e dos modelos revisados por Toutanji, Han e Ghorbel (2012) verifica-se que a largura de reforço é um dos parâmetros considerados em vários modelos para previsão da força máxima para acontecer o colapso de interface.

No experimento com corpo de prova de 15cm x 30cm e tira de PRF com comprimento de adesão superior de 33mm e largura de 60mm, obteve-se uma diminuição da força máxima em comparação com o experimento realizado com largura 40mm, conforme Figura 4.3. Além disso, também em relação a essa geometria de tira de PRF ($L_s = 33\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$), observa-se na Tabela 4.3 que com o uso de corpo de prova 10cm x 20cm atingiu-se uma força maior que no experimento com 15cm x 30cm e ainda assim não se observou o descolamento, pois aconteceu a ruptura do concreto. Alguns motivos que podem ter causado a diminuição da força máxima atingida no descolamento nesse caso (CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$) são: o uso de corpo de prova de concreto com algum

defeito; uso de corpo de prova com resistência muito menor que o valor médio apresentado em 4.1; erro na dosagem da resina, prejudicando a aderência; deficiência no processo de preparação do substrato (etapa de lixamento); deficiência no processo de colagem da fibra (por exemplo, não aplicar a pressão necessária); entre outros. Esse experimento será desconsiderado nas outras análises deste tópico.

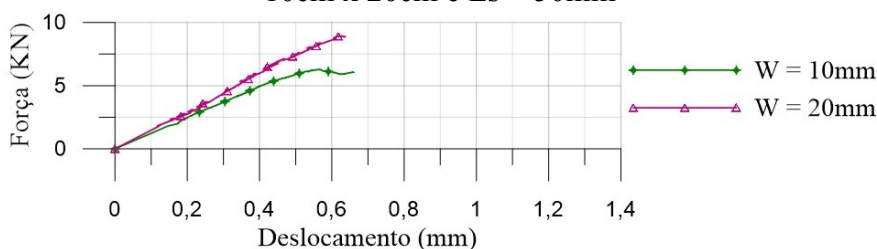
Nas Figuras 4.5 a 4.8 são apresentados os trechos dos gráficos de força *versus* deslocamento até o pico (deslizamento da primeira tira de PRF) nos experimentos em que a ruptura foi por colapso de interface. O comportamento dos 3 LVDTs nos experimentos foi muito parecido e, por isso, o deslocamento representado nesses gráficos é a média dos 3 valores obtidos em cada ensaio (Isso é válido também para os outros gráficos deste capítulo). Nessas figuras é possível verificar que com o acréscimo da largura do PRF há uma tendência de aumento na inclinação do gráfico, ou seja, um aumento na rigidez.

Figura 4.5 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 10cm x 20cm e $L_s = 33\text{mm}$



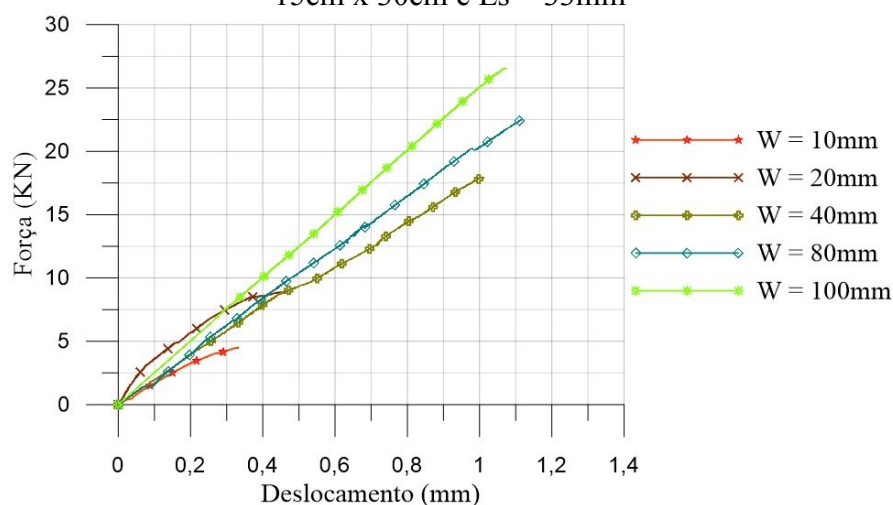
Fonte: Autora.

Figura 4.6 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 10cm x 20cm e $L_s = 50\text{mm}$



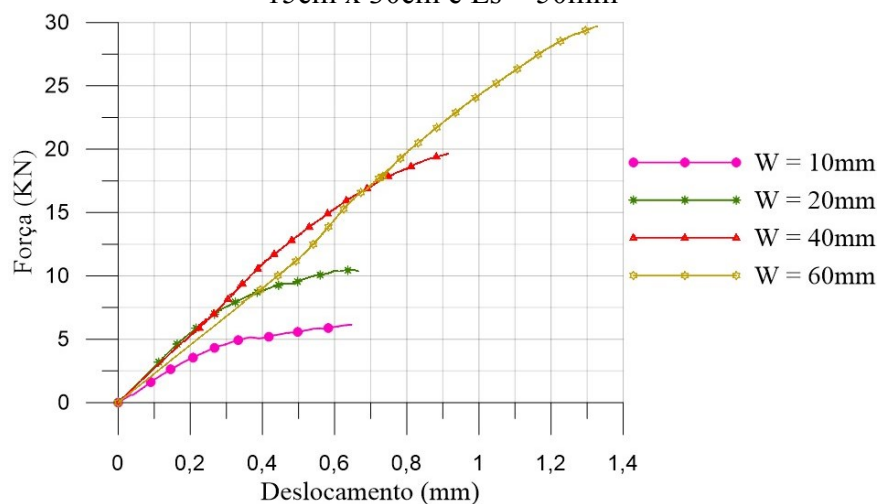
Fonte: Autora.

Figura 4.7 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e $L_s = 33\text{mm}$



Fonte: Autora.

Figura 4.8 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e $L_s = 50\text{mm}$



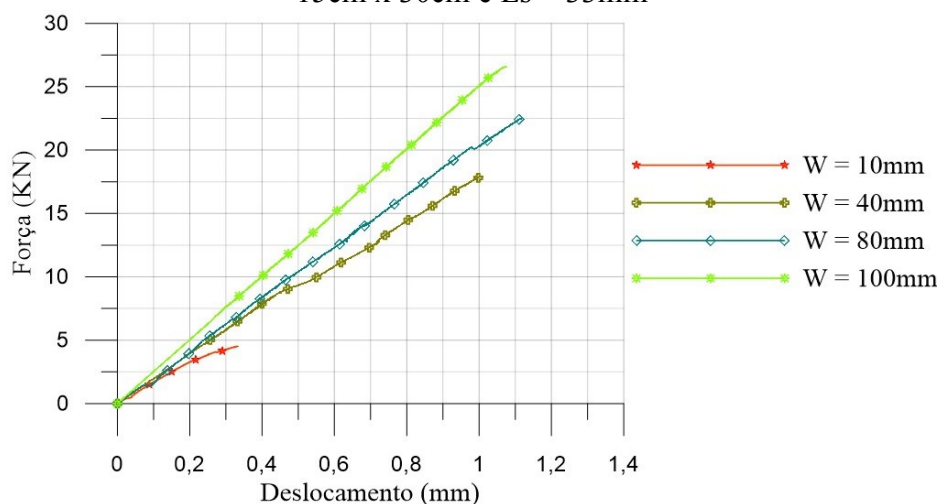
Fonte: Autora.

Na Figura 4.8 referente aos ensaios com corpos de prova 15cm x 30cm e $L_s = 50\text{mm}$, verifica-se que o conjunto teve uma acomodação no experimento com largura do PRF de 60mm. No início do gráfico há uma inclinação menor, porém, a partir de um certo ponto há uma mudança de comportamento e, desse modo, o ensaio com essa geometria também passa a seguir a tendência de aumento da inclinação com o acréscimo da largura.

Nos ensaios com corpos de prova 15cm x 30cm e $L_s = 33\text{mm}$, por meio da Figura 4.7 verifica-se que um dos experimentos não segue a tendência de aumento da inclinação: o de largura 20mm. Nota-se que esse gráfico apresenta um aspecto mais curvo que os demais.

Possivelmente aconteceu alguma acomodação na realização do experimento ou algum fator pode ter contribuído para a obtenção dessa curva. Na Figura 4.9 apresenta-se a comparação dos gráficos sem esse experimento, no qual é possível visualizar melhor a tendência de aumento da inclinação com o acréscimo da largura.

Figura 4.9 – Gráfico de força versus deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e Ls = 33mm



Fonte: Autora.

Sobre o comportamento individual de curvas de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento em experimentos para verificação do colapso de interface, Lu et al. (2005a) encontraram uma alta rigidez inicial, que representa o estado completamente linear elástico da interface, e essa rigidez diminui rapidamente com o aparecimento de microfissuras no concreto à medida que a tensão aumenta. Esse comportamento de mudança da rigidez também foi verificado nos gráficos de força *versus* deslocamento (Figuras 4.5 a 4.9).

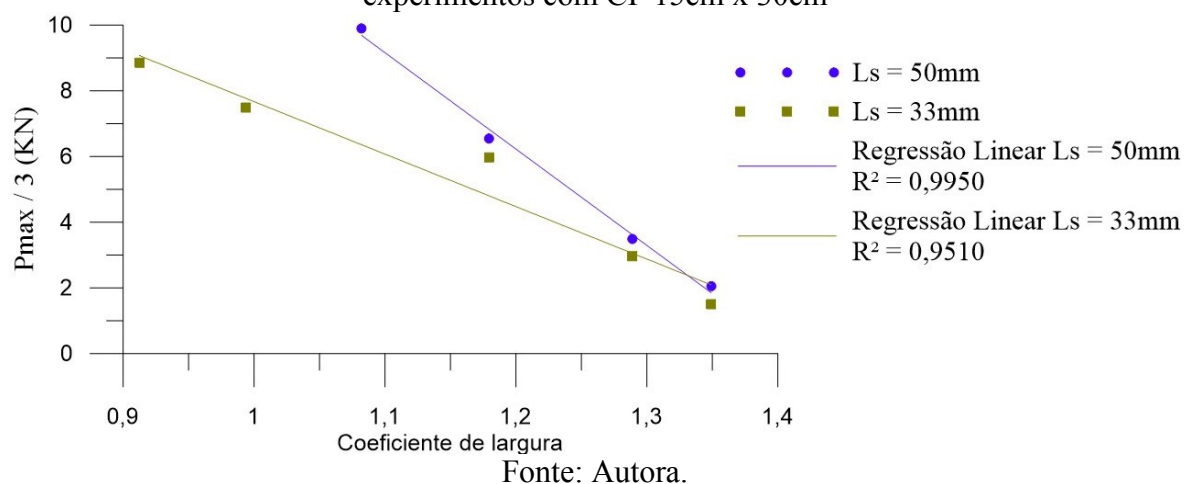
Chen e Teng (2001) destacam que a relação entre a largura do PRF e a largura da face da viga reforçada tem um efeito significativo sobre a força máxima. O coeficiente de largura (β_p) representado pela Equação 4.1 e já citado no tópico 2.5 deste trabalho foi obtido pelos autores a partir de regressão de dados de vários testes de cisalhamento simples e duplo.

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - (b_{PRF}/b_c)}{1 + (b_{PRF}/b_c)}} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Em que β_P é o coeficiente de largura; b_{PRF} é a largura do PRF, em mm e b_c é a largura da face da viga de concreto reforçada, em mm.

O efeito da relação entre as larguras de PRF e concreto também foi notado nos experimentos com corpos de prova cilíndricos de 15cm x 30cm descritos neste trabalho. Na Figura 4.10 é apresentada a relação entre a força máxima e o coeficiente de largura. Considera-se, no gráfico, o valor da força máxima dividido por 3 porque o valor máximo alcançado é distribuído nas três tiras de PRF. A largura de concreto considerada na Equação 4.1 foi definida como o comprimento da circunferência (2π vezes o raio) dividido por 3.

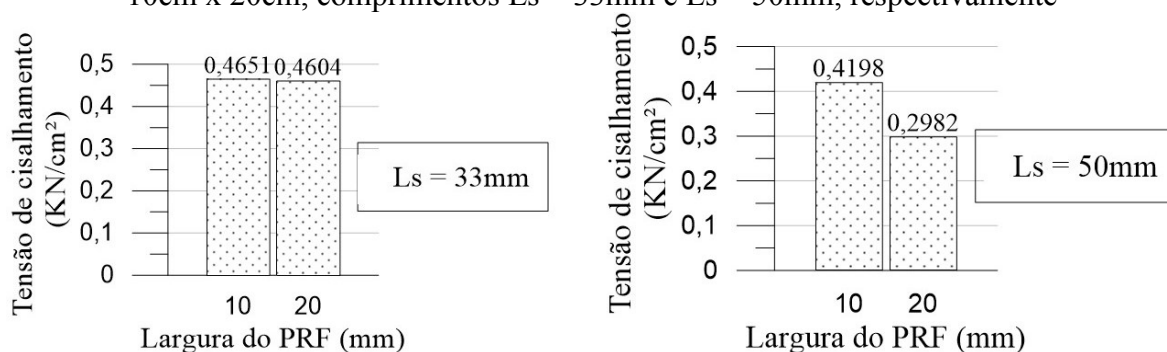
Figura 4.10 – Gráfico de força máxima dividida por 3 *versus* coeficiente de largura para experimentos com CP 15cm x 30cm



Na Figura 4.10 nota-se o comportamento linear dos pontos no gráfico de força *versus* coeficiente de largura para experimentos com corpos de prova cilíndricos. É recomendado que, em pesquisas futuras, sejam realizados experimentos com mais valores de largura para confirmação do comportamento linear.

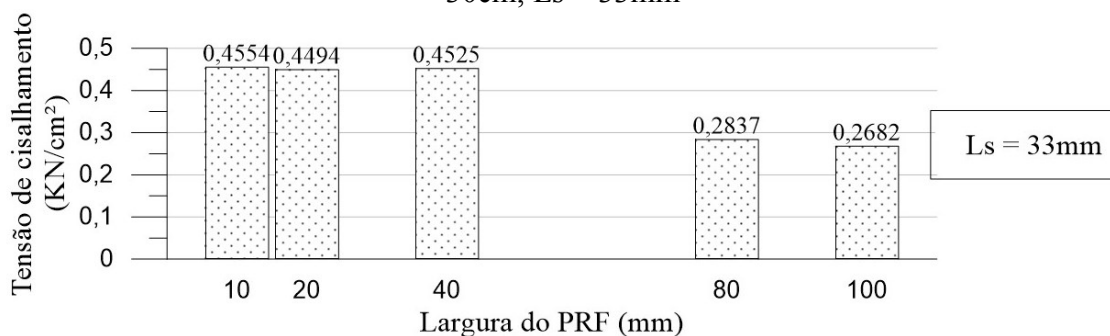
Além da influência na força máxima, ao se aumentar a largura do PRF há uma variação na tensão de cisalhamento, conforme verificado nas Figuras 4.11 a 4.14.

Figuras 4.11 e 4.12 –Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm, comprimentos $L_s = 33\text{mm}$ e $L_s = 50\text{mm}$, respectivamente



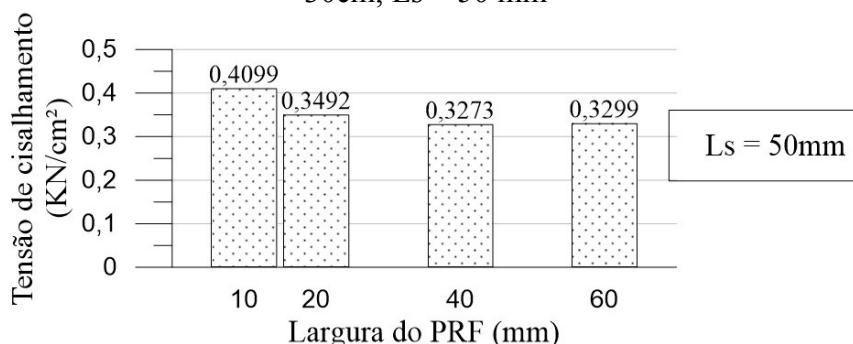
Fonte: Autora.

Figura 4.13 –Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 33\text{mm}$



Fonte: Autora.

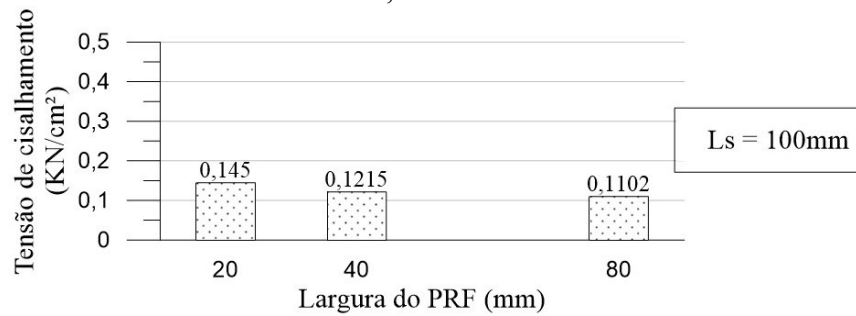
Figura 4.14 –Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 50\text{mm}$



Fonte: Autora.

Com o aumento da largura há uma diminuição na tensão de cisalhamento. Nos experimentos realizados por Santos (2003) com corpos de prova cilíndricos de 15cm x 30cm, PRF de carbono e com a mesma metodologia adotada neste trabalho, também se nota esse comportamento de redução da tensão de cisalhamento ao se acrescer a largura, conforme apresentado na Figura 4.15. Para determinação dos valores do gráfico dividiu-se a força máxima obtida no ensaio pela área superior de adesão das três tiras de PRF.

Figura 4.15 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova 15cm x 30cm, $L_s = 100\text{mm}$

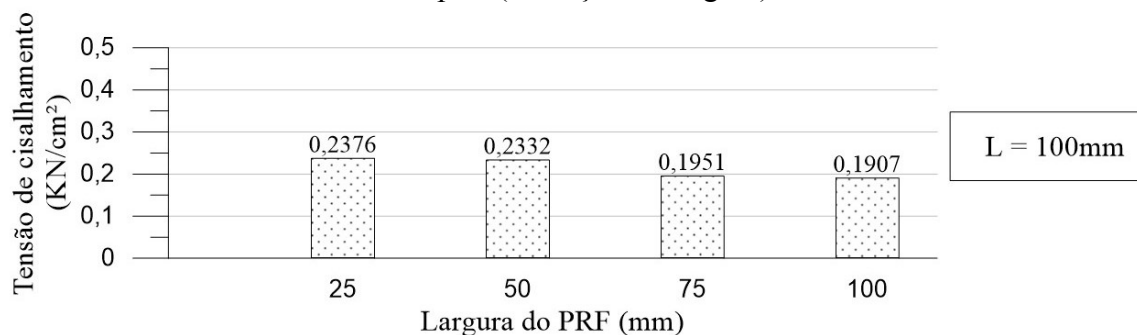


Resistência à compressão do concreto = 48,6 MPa; PRF de carbono; $E_{PRF} = 182\text{GPa}$;
Espessura do PRF = 0,69mm.

Fonte: Adaptado de Santos, 2003.

Em outros testes utilizando metodologias diferentes também foi notado esse comportamento de diminuição da tensão de cisalhamento com o aumento da largura, por exemplo nos resultados de experimentos de cisalhamento simples realizados por Yao, Teng e Chen (2005) representados nas Figuras 4.16 e 4.17.

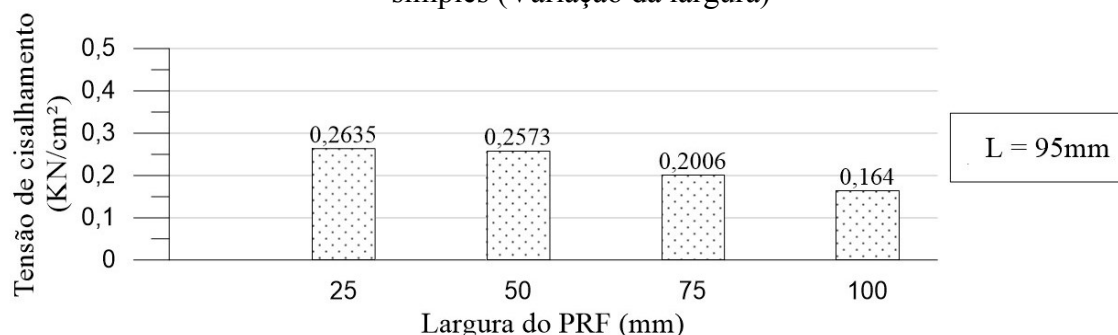
Figura 4.16 – Valores de tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação da largura)



Resistência à compressão do concreto = 27,1 MPa; Largura do prisma de concreto = 150mm; Comprimento de aderência = 100mm; Comprimento da região de falha (não aderido) = 120mm; PRF de carbono; $E_{PRF} = 256\text{GPa}$; Resistência à tração do PRF = 4114MPa; Espessura da fibra= 0,165 mm.

Fonte: Adaptado de Yao, Teng e Chen, 2005.

Figura 4.17 – Valores de tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação da largura)



Resistência à compressão do concreto = 21,1 MPa; Largura do prisma de concreto = 150mm; Comprimento de aderência = 95mm; Comprimento da região de falha (não aderido) = 60mm; PRF de carbono; $E_{PRF} = 256\text{GPa}$; Resistência à tração do PRF = 4114 MPa; Espessura da fibra = 0,165 mm.

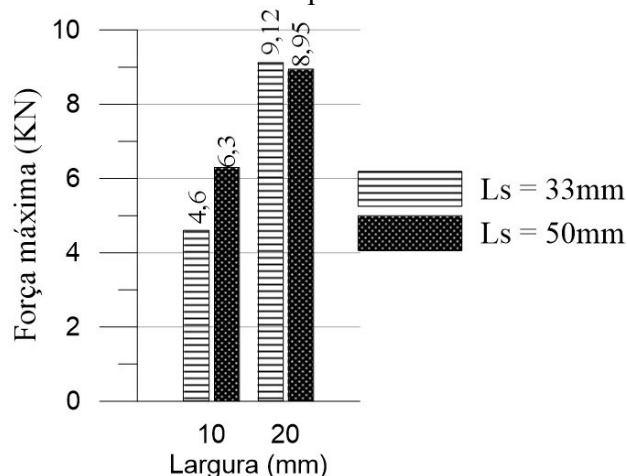
Fonte: Adaptado de Yao, Teng e Chen, 2005.

As principais observações nesta seção foram que, com o acréscimo da largura de PRF aderido há um aumento da força máxima para o descolamento, um aumento na inclinação do gráfico de força *versus* deslocamento até o pico e redução na tensão de cisalhamento máxima. Nesse sentido, Chen e Teng (2001) destacam que uma largura pequena de PRF comparada com a largura do concreto pode resultar em uma alta tensão de cisalhamento e isso está atribuído à contribuição do concreto fora da área aderida. Meneghetti (2007) explica que se a largura do reforço é muito menor que a da viga, a distribuição de tensões acontece de forma não uniforme ao longo da largura, podendo resultar um aumento da tensão de cisalhamento na interface. No tópico 4.4 discute-se sobre a influência da variação do comprimento de adesão no colapso de interface.

4.4 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ADESÃO NO COLAPSO DE INTERFACE

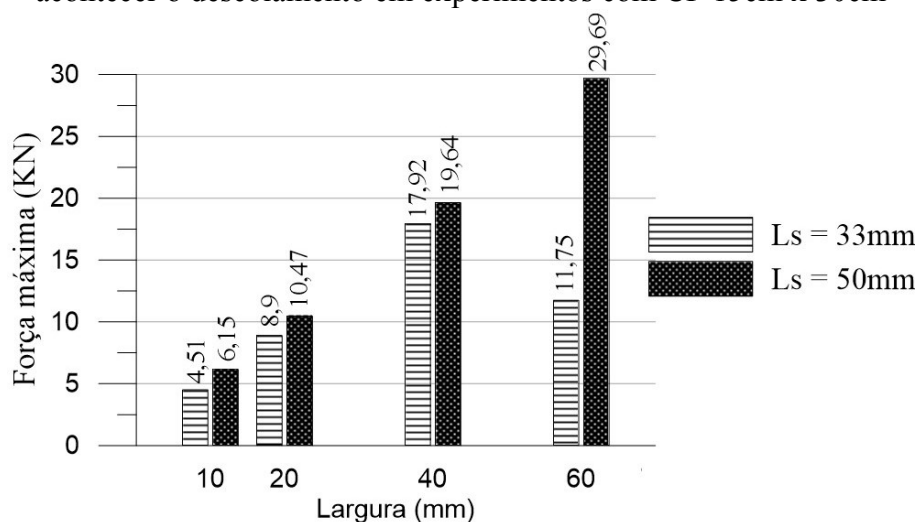
A variação da força máxima para o descolamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm é apresentada nas Figuras 4.18 e 4.19. Verifica-se que com o acréscimo no comprimento de adesão superior há uma tendência de aumentar a força máxima alcançada durante o experimento.

Figura 4.18 – Influência do comprimento de adesão superior na força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com CP 10cm x 20cm



Fonte: Autora.

Figura 4.19 – Influência do comprimento de adesão superior na força máxima para acontecer o descolamento em experimentos com CP 15cm x 30cm



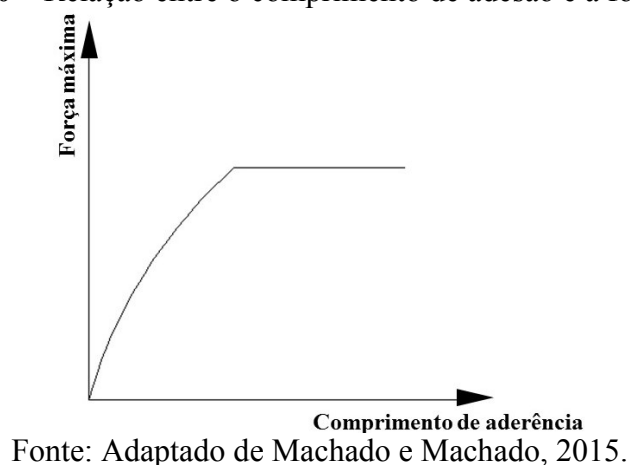
Fonte: Autora.

Nos experimentos com corpos de prova 10cm x 20cm e largura 20mm (Figura 4.18) a força máxima diminuiu ao se aumentar o comprimento de adesão, e acredita-se que algum fator pode ter contribuído para esse decréscimo da força ao se utilizar o comprimento de adesão superior de 50mm. Os motivos que podem ter causado essa redução são os mesmos especificados no tópico 4.3 (para CP 15cm x 30cm; comprimento superior de 33mm e largura de 60mm): o uso de corpo de prova de concreto com algum defeito; uso de corpo de prova com resistência muito menor que o valor médio apresentado na seção 4.1; erro na dosagem da resina, prejudicando a aderência; deficiência no processo de colagem da fibra (por exemplo, não aplicar a pressão necessária); entre outros. Na comparação de forças em

experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, a geometria $L_s = 33\text{mm}$ e $W = 60\text{mm}$ foi considerada, mas na seção 4.3 foi verificado que se alcançou uma força baixa nesse ensaio e que provavelmente algum fator contribuiu para isso. Nota-se na Figura 4.19 que a força alcançada no experimento com essa geometria é muito menor que a atingida com $L_s = 50\text{mm}$. Nas próximas análises deste tópico, esses dois casos (CP 10cm x 20cm; $W = 20\text{mm}$ e CP15cm x 30cm; $W = 60\text{mm}$) serão desconsiderados.

Por meio de outros trabalhos (BIOLZI et al., 2013; HOSSEINI; MOSTOFINEJAD, 2014; LU et al., 2005a, 2005b; MACHADO; MACHADO, 2015; YUAN et al., 2004; entre outros) nota-se que existe um determinado comprimento a partir do qual seu aumento não traz um acréscimo da força máxima final, conforme Figura 4.20. Na literatura técnica, esse valor é definido como *comprimento efetivo*. Como foram analisados apenas 2 valores de comprimento de adesão superior no descolamento, não foi possível verificar experimentalmente, neste trabalho, a tendência de estabilização da força.

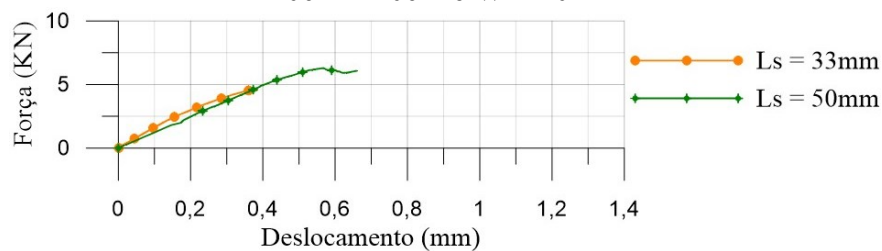
Figura 4.20 – Relação entre o comprimento de adesão e a força máxima



Fonte: Adaptado de Machado e Machado, 2015.

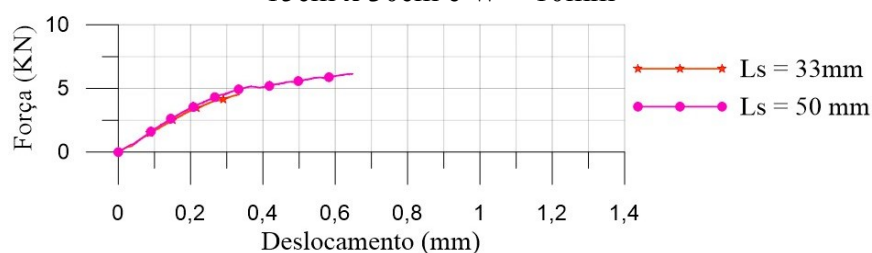
Nas Figuras 4.21 a 4.24 são feitas algumas comparações da influência da alteração do comprimento de adesão nas inclinações dos trechos dos gráficos de força *versus* deslocamento até o pico (descolamento da primeira tira de PRF) nos experimentos em que a ruptura foi por colapso de interface. Não foi notada uma influência significativa da variação do comprimento de adesão na inclinação da curva.

Figura 4.21 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 10cm x 20cm e W = 10mm



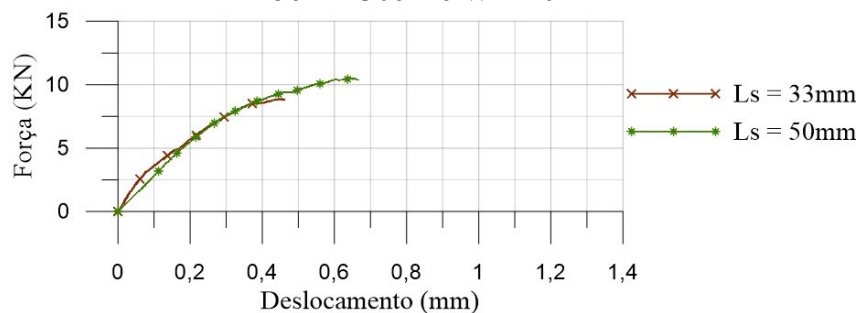
Fonte: Autora.

Figura 4.22 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e W = 10mm



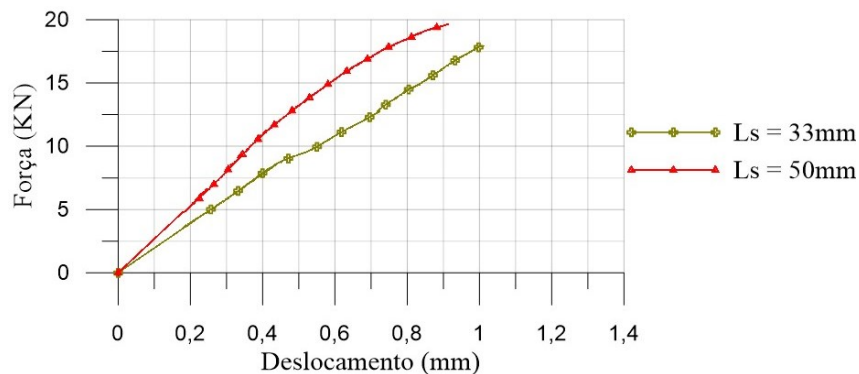
Fonte: Autora.

Figura 4.23 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e W = 20mm



Fonte: Autora.

Figura 4.24 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos com CP 15cm x 30cm e W = 40mm



Fonte: Autora.

A variação da tensão de cisalhamento máxima nos experimentos ao se modificar o comprimento de adesão é apresentada nas Figuras 4.25 (corpos de prova de 10cm x 20cm) e 4.26 (corpos de prova de 15cm x 30cm).

Figura 4.25 – Influência do comprimento de adesão na tensão de cisalhamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm

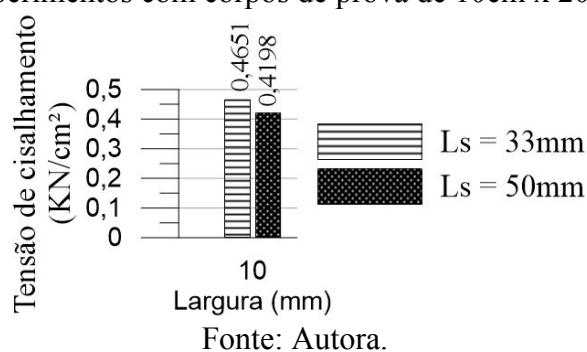
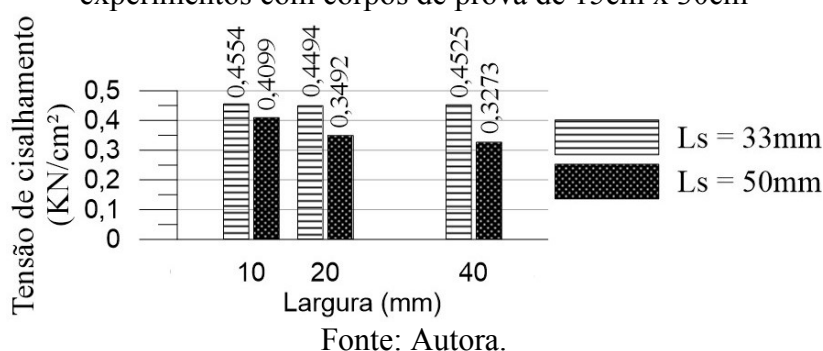


Figura 4.26 – Influência do comprimento de adesão na tensão de cisalhamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm



Com o aumento do comprimento de adesão também se nota uma redução na tensão de cisalhamento máxima obtida no experimento. Meneghetti (2007) explica que, uma vez iniciado o descolamento do reforço, o processo prossegue até alcançar todo seu comprimento. Van Gemert (1980) verificou que a força decai ao longo do comprimento, sendo que a tensão no PRF é transferida para o concreto principalmente no curto comprimento mais próximo ao ponto de aplicação da carga. Por meio disso explica-se a diminuição da tensão de cisalhamento com o aumento do comprimento. Com os resultados obtidos nos tópicos 4.3 e 4.4 conclui-se que com o aumento do perímetro de adesão superior há uma diminuição da tensão de cisalhamento máxima para acontecer o descolamento. Isso é confirmado também por meio da análise da Tabela 4.4. Nesse sentido, Meneghetti (2007) destaca que vários autores estão de acordo com a noção de que o mecanismo de falha é governado pelo cisalhamento que ocorre no concreto adjacente à

área de ligação, isso porque, segundo Meneghel (2005), a tensão de aderência é distribuída na extremidade carregada do PRF ou na fissura, e não ao longo de toda área do comprimento de adesão.

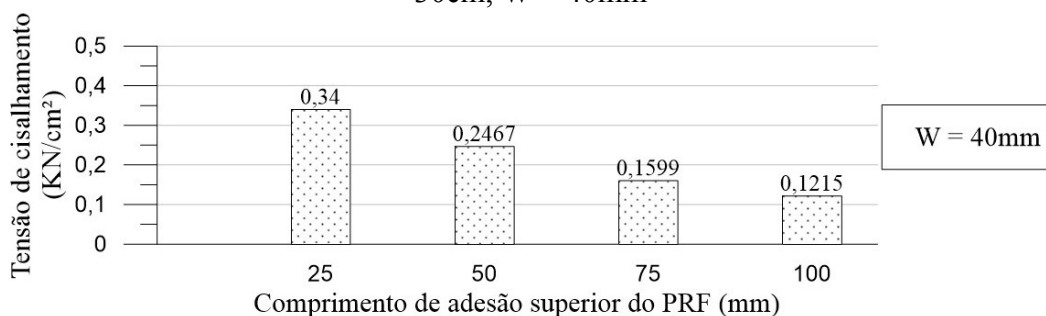
Tabela 4.4: Análise da variação da tensão de cisalhamento máxima no descolamento ao se aumentar o perímetro de adesão superior (Experimentos com CP 15cm x 30cm)

Geometria PRF	Perímetro de adesão superior (cm)	Tensão de cisalhamento máxima (KN/cm ²)
Ls = 33 mm; W = 10 mm	8,6	0,4554
Ls = 33 mm; W = 20 mm	10,6	0,4494
Ls = 50 mm; W = 10 mm	12,0	0,4099
Ls = 50 mm; W = 20 mm	14,0	0,3492
Ls = 33 mm; W = 40 mm	14,6	0,4525
Ls = 50 mm; W = 40 mm	18,0	0,3273
Ls = 50 mm; W = 60 mm	22,0	0,3299
Ls = 33 mm; W = 80 mm	22,6	0,2873
Ls = 33 mm; W = 100 mm	26,6	0,2682

Fonte: Autora.

Santos (2003) também verificou essa diminuição da tensão de cisalhamento (Figura 4.27) em testes utilizando a mesma metodologia deste trabalho.

Figura 4.27 – Tensão de cisalhamento para experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm, W = 40mm

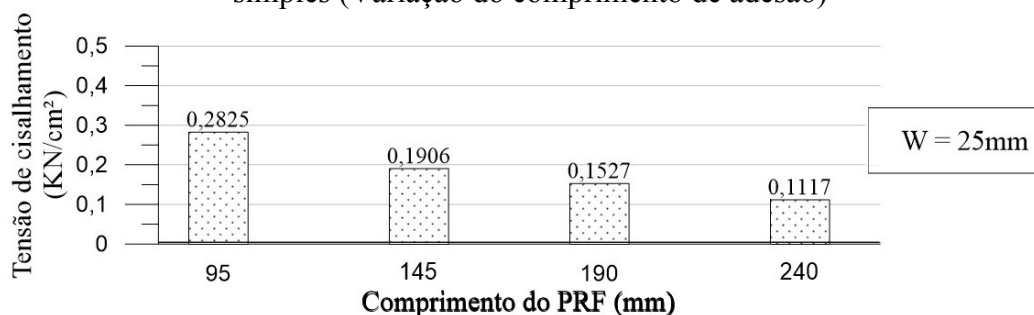


Resistência à compressão do concreto = 48,6 MPa; PRF de carbono; $E_{PRF} = 182\text{GPa}$;
Espessura do PRF = 0,69mm

Fonte: Adaptado de Santos, 2003.

Nas Figuras 4.28 e 4.29 verifica-se que, em alguns experimentos de cisalhamento simples, essa tendência de diminuição da tensão de cisalhamento máxima quando se aumenta o comprimento do PRF também foi confirmada.

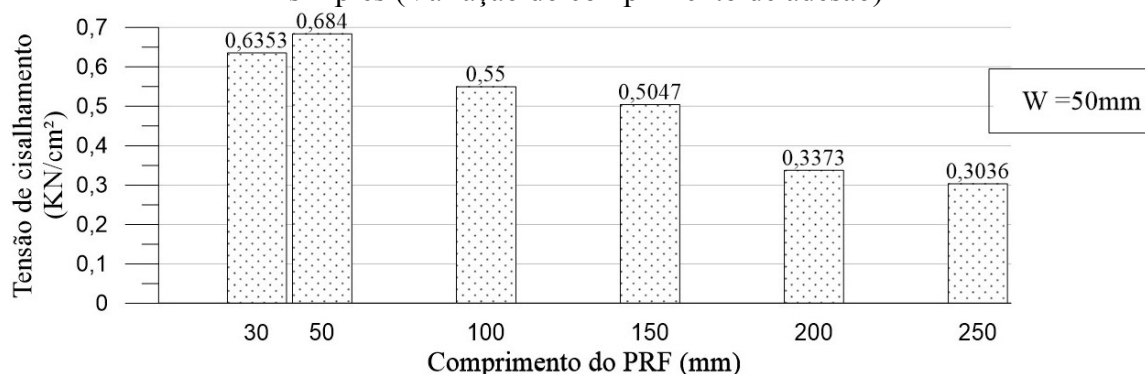
Figura 4.28 – Valores da tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação do comprimento de adesão)



Resistência à compressão do concreto = 24,9 MPa; Largura do prisma de concreto = 150mm; Largura do PRF = 25mm; Comprimento da região de falha (não aderido) = 60mm; PRF de carbono; $E_{PRF} = 256\text{GPa}$; Resistência à tração do PRF = 4114 MPa; Espessura da fibra = 0,165 mm.

Fonte: Adaptado de Yao, Teng e Chen, 2005.

Figura 4.29 – Valores de tensão de cisalhamento em experimentos de cisalhamento simples (Variação do comprimento de adesão)



Resistência à compressão do concreto = 32,6 MPa; Largura do prisma de concreto = 150mm; Largura do PRF = 50mm; Comprimento da região de falha (não aderido) = 60mm; PRF de carbono; $E_{PRF} = 170\text{GPa}$; Espessura do PRF = 1,4 mm.

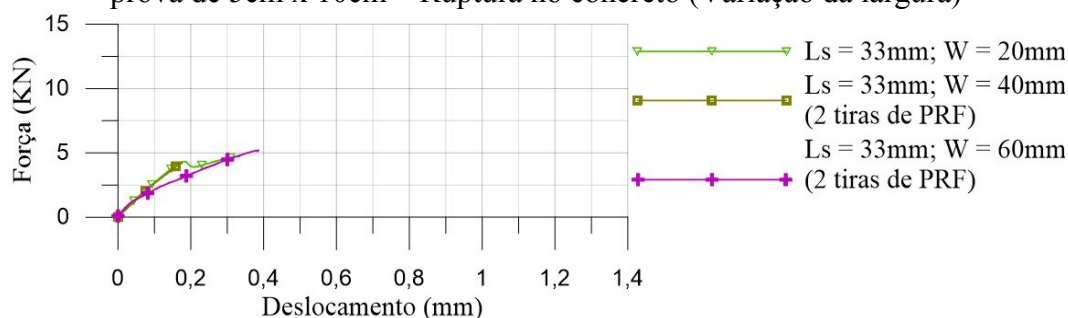
Fonte: Adaptado de Biolzi et al., 2013.

4.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS EXPERIMENTOS COM RUPTURA NO CONCRETO

Neste tópico é feita a análise dos testes em que a falha foi pela ruptura no concreto. Os modos de falha verificados nos experimentos foram apresentados no tópico 4.2. Por meio da Tabela 4.3, constata-se que, nos ensaios com ruptura no concreto, não foi notada nenhuma tendência clara (aumento ou diminuição) da tensão normal limite no concreto (σ) ao modificar a largura ou comprimento do PRF para uma mesma dimensão de corpo de prova de concreto.

A influência da largura e comprimento nos trechos dos gráficos de força *versus* deslocamento até o pico nos experimentos em que a falha foi por ruptura no concreto é apresentada nas Figuras 4.30 a 4.36. Alguns experimentos não foram plotados porque aconteceu uma acomodação durante o ensaio, alterando a inclinação do gráfico.

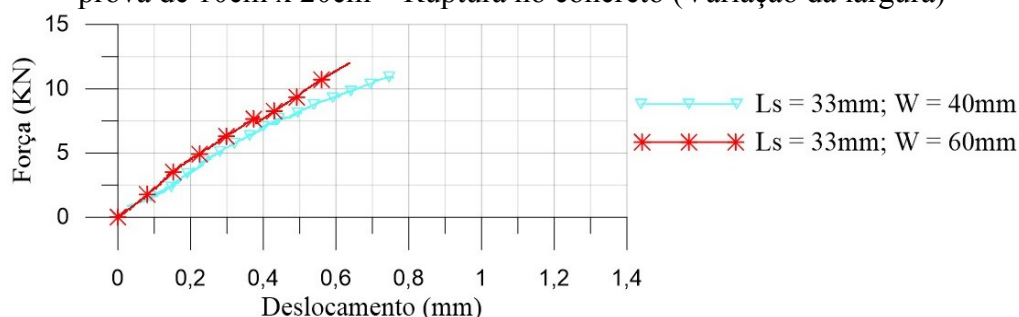
Figura 4.30 – Gráficos de força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 5cm x 10cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)



Fonte: Autora.

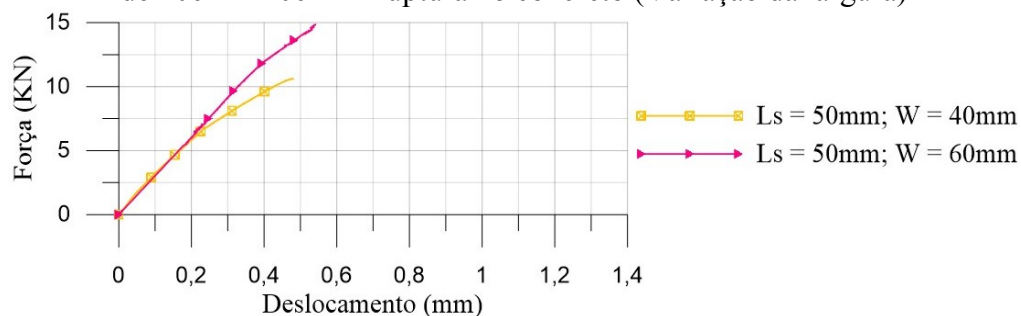
Nos experimentos com corpos de prova de 5cm x 10cm não foi notada uma tendência clara no comportamento do gráfico de força *versus* deslocamento devido ao aumento da largura. Nos experimentos com largura 20mm e 40mm (2 tiras de PRF) as inclinações são muito parecidas, provavelmente porque os valores de largura total aderida são próximos, considerando que, no primeiro caso são três tiras de PRF, e no segundo são duas tiras. No experimento com largura 60mm, a curva começa com uma inclinação alta (um pouco maior que nos outros dois casos), mas a partir de um certo ponto há uma modificação na inclinação.

Figura 4.31 – Gráficos de força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)



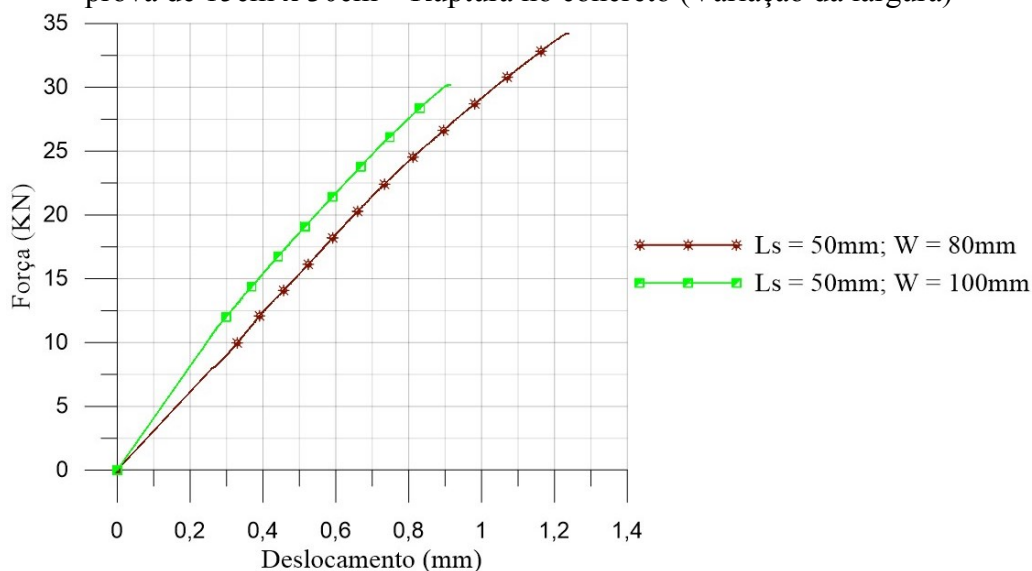
Fonte: Autora.

Figura 4.32 – Gráficos força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)



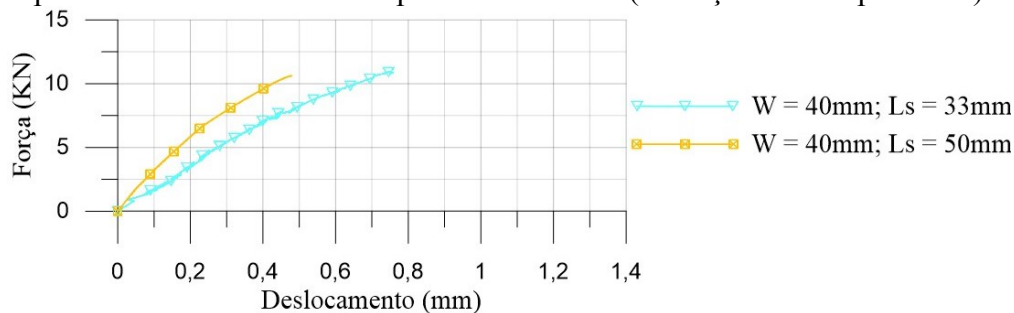
Fonte: Autora.

Figura 4.33 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm – Ruptura no concreto (Variação da largura)



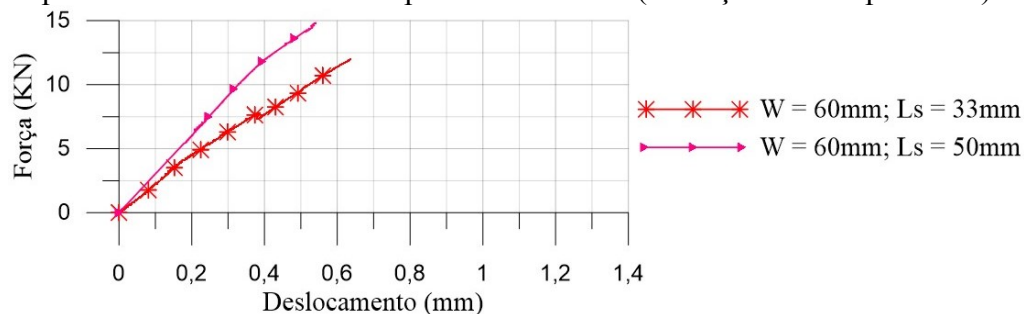
Fonte: Autora.

Figura 4.34 – Gráficos de força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação do comprimento)



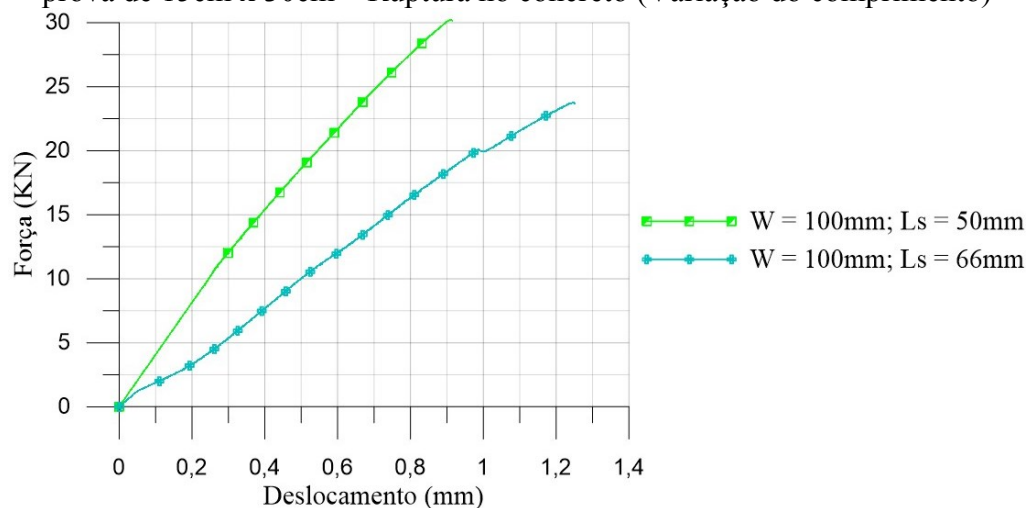
Fonte: Autora.

Figura 4.35 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 10cm x 20cm – Ruptura no concreto (Variação do comprimento)



Fonte: Autora.

Figura 4.36 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com corpos de prova de 15cm x 30cm – Ruptura no concreto (Variação do comprimento)



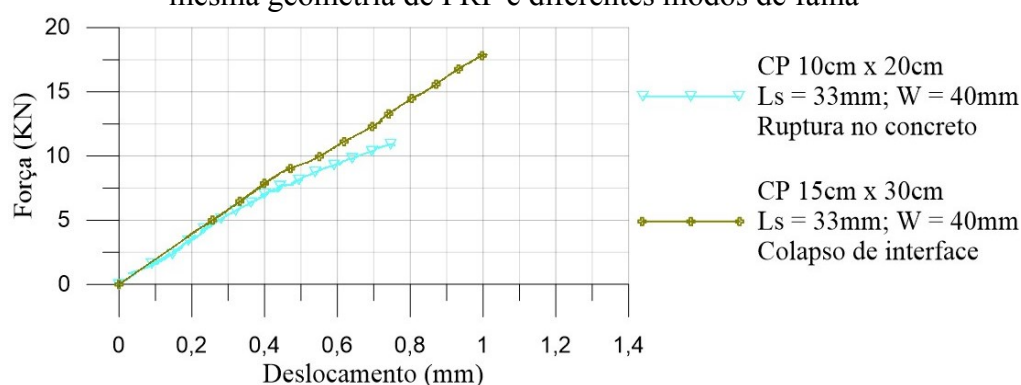
Fonte: Autora.

Em relação aos casos com corpos de prova 10cm x 20cm e 15cm x 30cm em que a ruptura foi no concreto, há um aumento na inclinação do gráfico de força *versus* deslocamento ao se acrescer a largura da tira de PRF, representando um aumento na rigidez, conforme apresentado nas Figuras 4.31 a 4.33. Não se notou um efeito claro da variação do comprimento de adesão na inclinação do gráfico, pois nas Figuras 4.34 e 4.35 nota-se que há um aumento na inclinação ao se acrescer o comprimento, mas na Figura 4.36 há uma considerável redução na inclinação ao se aumentar o comprimento.

A mudança de comportamento das curvas devido à modificação da largura de PRF é semelhante aos casos nos quais a ruptura foi na interface e também se verificou um acréscimo da inclinação do gráfico ao se aumentar a largura de PRF (tópico 4.3). Como curiosidade são apresentados dois gráficos em que foram consideradas as mesmas

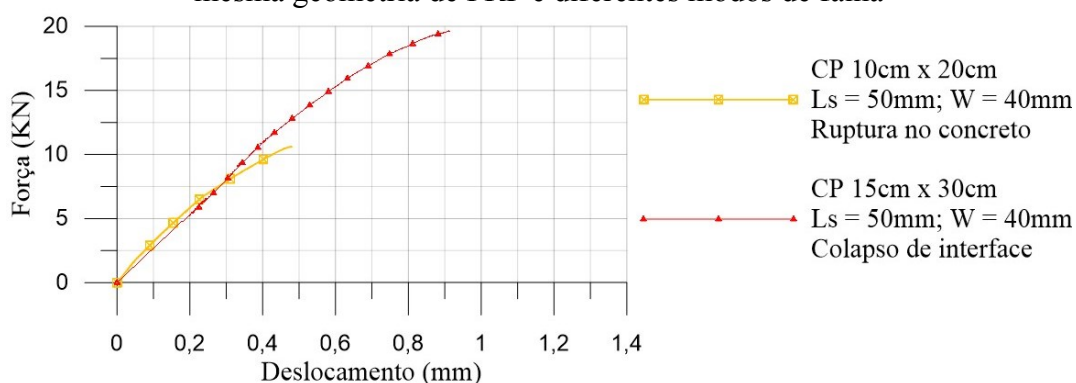
geometrias de PRF, porém diferentes dimensões de corpos de prova e resultando distintos modos de falha (Figuras 4.37 e 4.38). Nesses casos verifica-se que, para uma mesma geometria de PRF, a inclinação dos gráficos para os dois modos de falha (deslizamento e ruptura no concreto) foi muito parecida, principalmente no início da curva de força *versus* deslocamento. Na curva correspondente à ruptura no concreto nota-se que quando se aproxima da falha há uma diminuição na rigidez, mas o início do gráfico é muito parecido com o do caso de descolamento.

Figura 4.37 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico para experimentos com mesma geometria de PRF e diferentes modos de falha



Fonte: Autora.

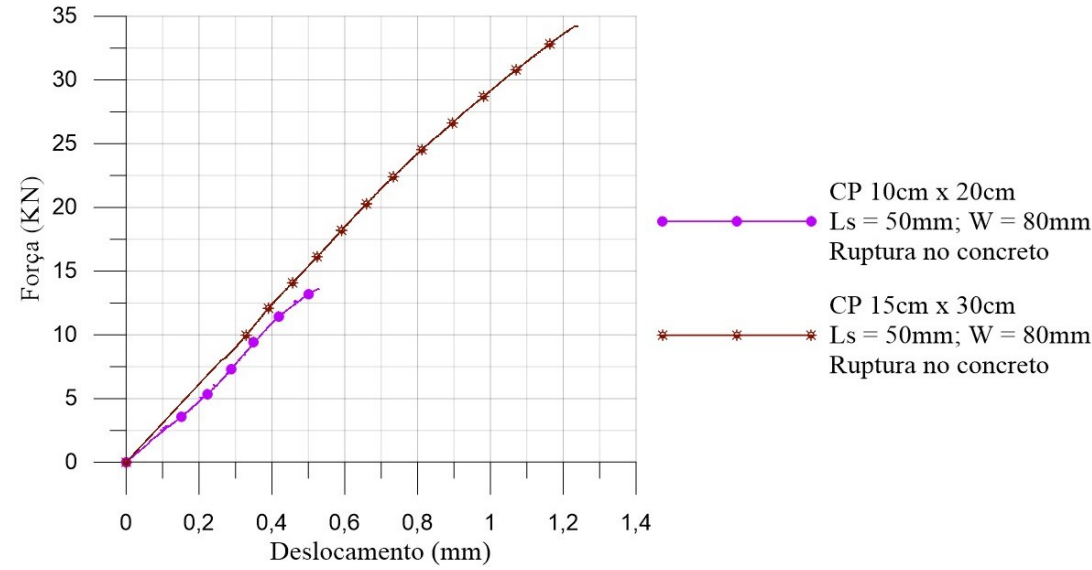
Figura 4.38 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico para experimentos com mesma geometria de PRF e diferentes modos de falha



Fonte: Autora.

Na Figura 4.39 é feita uma comparação de rigidez em dois experimentos com mesma geometria de PRF nos quais a falha foi por ruptura no concreto. Com o uso de corpos de prova de 10cm x 20cm atingiu-se uma força menor que com os de 15cm x 30cm, mas a inclinação do gráfico é muito parecida nos dois casos.

Figura 4.39 – Gráfico de força *versus* deslocamento até o pico para experimentos com mesma geometria de PRF e ruptura no concreto



Fonte: Autora.

Por meio da análise da tensão normal limite alcançada nos experimentos com ruptura no concreto é possível fazer uma verificação do efeito de escala na resistência do concreto. Os valores de tensão normal no concreto nesses experimentos são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Valores de tensão normal no concreto alcançados em experimentos com ruptura no concreto (continua)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 10 mm	-	-	-
Ls = 33 mm W = 20 mm	$\sigma = 0,2413 \text{ KN/cm}^2$	-	-
Ls = 33 mm W = 40 mm	$\sigma = 0,2151 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,1390 \text{ KN/cm}^2$	-
Ls = 33 mm W = 60 mm	$\sigma = 0,2652 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,1527 \text{ KN/cm}^2$	-
Ls = 33 mm W = 80 mm	-	$\sigma = 0,1172 \text{ KN/cm}^2$	-
Ls = 33 mm W = 100 mm	-	-	-
Ls = 50 mm W = 10 mm	-	-	-
Ls = 50 mm W = 20 mm	-	-	-

Tabela 4.5: Valores de tensão normal no concreto alcançados em experimentos com ruptura no concreto (continuação)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 50 mm W = 40 mm	-	$\sigma = 0,1351 \text{ KN/cm}^2$	-
Ls = 50mm W = 60mm	-	$\sigma = 0,1889 \text{ KN/cm}^2$	-
Ls = 50 mm W = 80 mm	-	$\sigma = 0,1732 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,1937 \text{ KN/cm}^2$
Ls = 50 mm W = 100 mm	-	-	$\sigma = 0,1708 \text{ KN/cm}^2$
Ls = 66 mm W = 100 mm	-	-	$\sigma = 0,1344 \text{ KN/cm}^2$

Fonte: Autora.

Apesar de ser o mesmo concreto, verifica-se que nos experimentos com corpos de prova de 5cm x 10cm foi atingida uma tensão normal na ruptura maior que em experimentos com 10cm x 20cm ou 15cm x 30cm. A dimensão do corpo de prova influenciou na resistência do concreto. Uma revisão bibliográfica do efeito de escala na resistência do concreto é apresentada no tópico 2.1 deste trabalho. O efeito de escala no descolamento é discutido no tópico 4.6.

4.6 EFEITO DE ESCALA NO COLAPSO DE INTERFACE ENTRE CONCRETO E PRF

A influência da variação da dimensão do corpo de prova de concreto no colapso de interface é analisada neste tópico. Os valores de força máxima e tensão de cisalhamento em experimentos com diferentes dimensões de corpo de prova e mesma geometria de PRF são exibidos na Tabela 4.6.

Por meio da análise dos resultados da Tabela 4.6 não se notou uma influência significativa da dimensão do corpo de prova na força máxima e tensão de cisalhamento no colapso de interface. Para uma mesma geometria de PRF, os valores de força máxima e tensão de cisalhamento foram muito próximos ao se modificar o tamanho do corpo de prova. A

maior diferença foi notada no caso de $L_s = 50\text{mm}$ e $W = 20\text{mm}$. Porém, no tópico 4.4 verificou-se, por meio da Figura 4.17, que no experimento com CP 10cm x 20cm alcançou-se uma força mais baixa do que a tendência esperada e que algum fator pode ter influenciado na aderência.

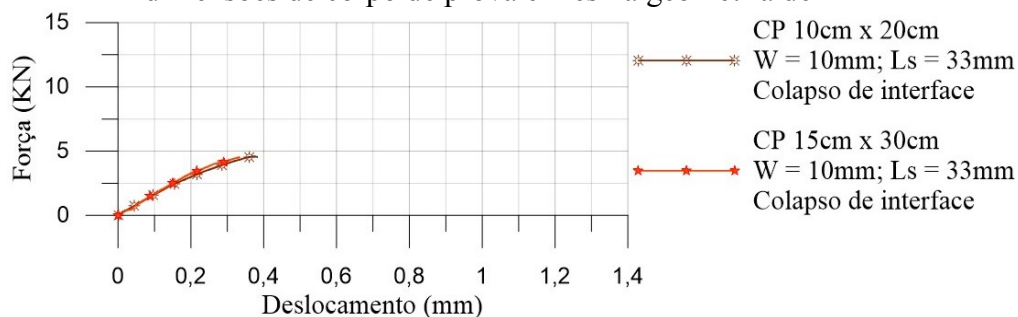
Tabela 4.6: Força máxima e tensão de cisalhamento no colapso de interface em experimentos com diferentes dimensões de corpos de prova

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
$L_s = 33\text{ mm}$ $W = 10\text{ mm}$	$P_{\max} = 4,30\text{ KN}$ $\tau = 0,4346\text{ KN/cm}^2$	$P_{\max} = 4,60\text{ KN}$ $\tau = 0,4651\text{ KN/cm}^2$	$P_{\max} = 4,51\text{ KN}$ $\tau = 0,4554\text{ KN/cm}^2$
$L_s = 33\text{ mm}$ $W = 20\text{ mm}$	-	$P_{\max} = 9,12\text{ KN}$ $\tau = 0,4604\text{ KN/cm}^2$	$P_{\max} = 8,90\text{ KN}$ $\tau = 0,4494\text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50\text{ mm}$ $W = 10\text{ mm}$	-	$P_{\max} = 6,30\text{ KN}$ $\tau = 0,4198\text{ KN/cm}^2$	$P_{\max} = 6,15\text{ KN}$ $\tau = 0,4099\text{ KN/cm}^2$
$L_s = 50\text{ mm}$ $W = 20\text{ mm}$	-	$P_{\max} = 8,95\text{ KN}$ $\tau = 0,2982\text{ KN/cm}^2$	$P_{\max} = 10,47\text{ KN}$ $\tau = 0,3492\text{ KN/cm}^2$

Fonte: Autora.

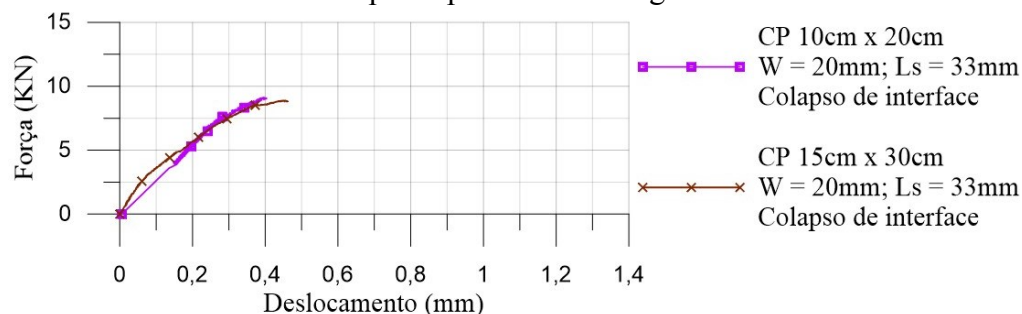
Por fim, avalia-se a influência da dimensão do corpo de prova na rigidez por meio das Figuras 4.40 e 4.41. Aconteceram acomodações em alguns experimentos não plotados neste tópico, influenciando na inclinação do gráfico. Apesar da mudança de dimensão de corpo de prova, não se notou uma influência significativa na rigidez.

Figura 4.40 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com diferentes dimensões de corpo de prova e mesma geometria de PRF



Fonte: Autora.

Figura 4.41 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com diferentes dimensões de corpo de prova e mesma geometria de PRF



Fonte: Autora.

4.7 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM CORPOS DE PROVA MOLDADOS E TESTEMUNHOS

Na Tabela 4.7 é feita uma comparação dos modos de falha, força máxima e tensões normal e de cisalhamento nos experimentos com corpos de prova moldados e testemunhos. O Apêndice B contém algumas fotografias dos modos de falhas em experimentos com corpos de prova moldados e testemunhos.

Tabela 4.7: Comparação de experimentos com corpos de prova moldados e extraídos: Modo de falha, força máxima (Pmax), tensão normal no concreto (σ) e tensão de cisalhamento (τ) na interface entre concreto e PRF (continua)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 10 mm	<u>MOLDADO</u>	<u>MOLDADO</u>	<u>MOLDADO</u>
	Descolamento	Descolamento	Descolamento
	(3 superiores)	(3 superiores)	(2 superiores; 1 inferior)
	Pmax = 4,30 KN	Pmax = 4,60 KN	Pmax = 4,51 KN
	$\sigma = 0,2191 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,0586 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,0255 \text{ KN/cm}^2$
	$\tau = 0,4346 \text{ KN/cm}^2$	$\tau = 0,4651 \text{ KN/cm}^2$	$\tau = 0,4554 \text{ KN/cm}^2$
	<u>EXTRAÍDO</u>	<u>EXTRAÍDO</u>	<u>EXTRAÍDO</u>
	Ruptura no concreto	Ruptura no concreto	Descolamento
	(CP inferior)	(CP superior)	(1 superior; 2 inferiores)
	Pmax = 0,63 KN	Pmax = 6,22 KN	Pmax = 4,35 KN
	$\sigma = 0,0321 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,0792 \text{ KN/cm}^2$	$\sigma = 0,0246 \text{ KN/cm}^2$
	$\tau = 0,0638 \text{ KN/cm}^2$	$\tau = 0,6283 \text{ KN/cm}^2$	$\tau = 0,4398 \text{ KN/cm}^2$

Tabela 4.7: Comparação de experimentos com corpos de prova moldados e extraídos: Modo de falha, força máxima (Pmax), tensão normal no concreto (σ) e tensão de cisalhamento (τ) na interface entre concreto e PRF (continuação)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 60 mm	<u>MOLDADO*</u> Ruptura no concreto (CP inferior) Pmax = 5,21 KN $\sigma = 0,2652 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,0877 \text{ KN/cm}^2$	<u>MOLDADO</u> Ruptura no concreto (CP superior) Pmax = 11,99 KN $\sigma = 0,1527 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,2019 \text{ KN/cm}^2$	<u>MOLDADO</u> Descolamento (3 superiores) Pmax = 11,75 KN $\sigma = 0,0665 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,1979 \text{ KN/cm}^2$
	<u>EXTRAÍDO*</u> Ruptura no concreto (CP inferior) Pmax = 2,15 KN $\sigma = 0,1093 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,0542 \text{ KN/cm}^2$	<u>EXTRAÍDO</u> Ruptura no concreto (CP superior) Pmax = 5,75 KN $\sigma = 0,0732 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,0967 \text{ KN/cm}^2$	<u>EXTRAÍDO**</u> Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Pmax = 19,81 KN $\sigma = 0,1121 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,3335 \text{ KN/cm}^2$
		<u>MOLDADO</u> Ruptura no concreto (CP inferior) Pmax = 14,84 KN $\sigma = 0,1889 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,1648 \text{ KN/cm}^2$	<u>MOLDADO</u> Descolamento (3 superiores) Pmax = 29,69 KN $\sigma = 0,1680 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,3299 \text{ KN/cm}^2$
	-	<u>EXTRAÍDO</u> Ruptura no concreto (CP inferior) Pmax = 7,42 KN $\sigma = 0,0945 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,0825 \text{ KN/cm}^2$	<u>EXTRAÍDO</u> Ruptura no concreto (CP superior) Pmax = 26,57 KN $\sigma = 0,1504 \text{ KN/cm}^2$ $\tau = 0,2952 \text{ KN/cm}^2$
Ls = 50 mm W = 60 mm			

* Nos experimentos com CP de 5cm x 10cm e Ls = 33mm; W = 60mm, foram utilizadas duas tiras de PRF.

** No experimento com CP de 15cm x 30cm extraído e Ls = 50mm; W = 60mm, foi verificado o arrancamento do concreto próximo de uma das tiras de PRF.

Fonte: Autora.

Por meio da Tabela 4.7 observa-se que nos casos de experimentos com corpos de prova extraídos e com ruptura no concreto foram atingidos menores valores de tensão normal no concreto (σ) em comparação com o uso de corpos de prova moldados (Tabela 4.4). Neville (2016) destaca que, em geral, a resistência dos testemunhos é menor que a de corpos cilíndricos padrão devido aos procedimentos de extração, que apresentam elevado risco de danos mesmo quando realizada de forma cuidadosa e também, em parte, pela condição de

cura em campo ser quase sempre inferior à cura normatizada para corpos de prova em laboratórios. O processo de extração provoca o surgimento de microfissuração no concreto (MEDEIROS et al., 2017). O processo de adensamento também pode ter influenciado na diferença de resistência: nos corpos de prova moldados foi feito o adensamento manual, com número de golpes definido na ABNT NBR 5738: 2015, enquanto que nas vigas foi realizado o adensamento mecânico (uso de vibrador). Destaca-se que o principal fator foi o processo de extração, que provoca danos no concreto. Foram realizados ensaios de resistência à compressão em dois corpos de prova extraídos (dimensão 10cm x 20cm) para comparação com a resistência obtida com corpos de prova moldados. Essa comparação é apresentada na Tabela 4.8, em que se observa que a resistência média à compressão com corpo de prova extraído foi aproximadamente 14% menor.

Tabela 4.8: Valores médios de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos moldados e testemunhos com dimensões 10cm x 20cm

	Corpo de prova moldado*	Corpo de prova extraído
Resistência média à compressão	38,9 MPa	33,5 MPa

* Valor médio das 10 betonadas

Fonte: Autora.

A redução da tensão normal nos experimentos com testemunhos (verificada na Tabela 4.7) em comparação com moldados foi mais significativa em corpos de prova menores (5cm x 10cm e 10cm x 20cm). O emprego de testemunhos menores os torna mais vulneráveis aos efeitos da extração, podendo afetar negativamente a interface entre agregado e pasta (BUNGEY E MILLARD, 1996 apud MEDEIROS et al., 2017).

Nota-se também, na Tabela 4.7, que aconteceu uma variação significativa nos dois resultados de tensão normal de ruptura no concreto (σ) em experimentos com testemunhos de 5cm x 10cm. Neville (2016) destaca que testemunhos pequenos possuem maior variabilidade do que testemunhos de dimensão padrão, o que foi notado também neste trabalho, em que se verificou uma maior dispersão nas resistências de testemunhos menores. Em relação ao uso de corpos de prova extraídos, “quanto menor o diâmetro, mais baixa é a resistência e menor a precisão de seus ensaios, o que obriga o emprego de maior número de testemunhos” (BUNGEY E MILLARD, 1996 apud MEDEIROS et al., 2017, p.243). Nesse sentido, na norma ABNT NBR 7680:2015 Parte 1 é definido que, desde que

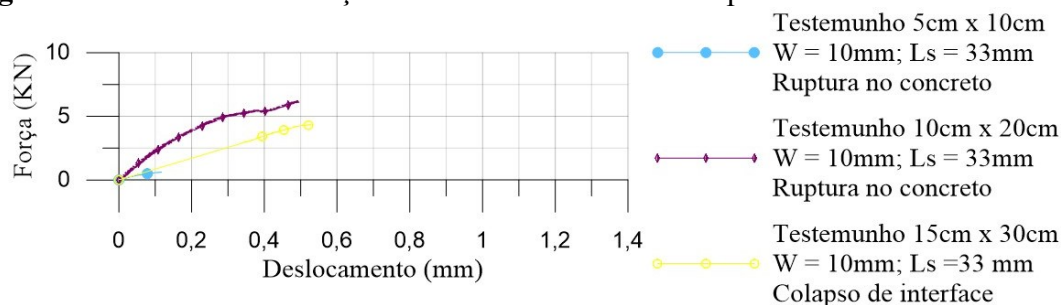
combinado entre as partes envolvidas, podem ser realizados ensaios de compressão em amostras de diâmetro menor que 75mm e igual ou maior que 50mm, mas nesse caso é necessário que o número de amostras seja o dobro do definido para dimensões maiores.

Sobre a influência do uso de testemunhos no descolamento, em uma situação foi verificado um aumento da tensão de cisalhamento ao se utilizar corpos de prova extraídos, o que indica uma possível melhoria na aderência devido ao uso de testemunhos. Com o uso de corpo de prova extraído de 10cm x 20cm; $L_s = 33\text{mm}$ e $W = 10\text{mm}$ atingiu-se uma tensão de cisalhamento superior ao experimento com uso de corpo de prova moldado e, ainda assim, não foi verificado o colapso na interface. Porém, em dois casos foi constatado o alcance de valores de força máxima e tensão de cisalhamento muito próximas dos experimentos com corpos de prova moldados. O primeiro é o experimento com corpo de prova de 15cm x 30cm, $L_s = 33\text{mm}$ e $W = 10\text{mm}$, no qual atingiu-se, no descolamento, valor muito próximo (ou ligeiramente inferior) da força máxima alcançada com corpo de prova moldado. O segundo caso é referente ao uso de CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$ e $W = 60\text{mm}$. No tópico 4.3 foi verificado, por meio da Figura 4.3, que o valor de 11,75 KN é baixo em comparação com a tendência de crescimento da força ao se variar a largura de PRF (algum fator influenciou na diminuição da aderência) e que, nesse ensaio era esperado o alcance de uma força entre 17,92 a 22,47 KN (Referente a experimentos com larguras 40mm e 80mm), ou seja, o valor expectável é próximo do obtido com corpo de prova extraído (19,81 KN). Devido às diferenças verificadas na análise da variação da tensão de cisalhamento, não é possível concluir sobre uma possível influência do uso de corpos de prova extraídos no colapso de interface, em comparação com o uso de corpos de prova moldados.

Nos experimentos com uso de testemunhos há a tendência de aumento da rigidez ao se aumentar a largura ou comprimento do PRF. Não se notou uma tendência clara (aumento ou diminuição) da inclinação do gráfico de força *versus* deslocamento na comparação de resultados de experimentos com testemunhos ou corpos de prova moldados de mesma dimensão e geometrias de PRF iguais. Nos tópicos 4.5 e 4.6 foi verificado que nos experimentos com corpos de prova moldados de diferentes dimensões, para uma mesma geometria de PRF, as inclinações dos gráficos eram muito parecidas. Nas Figuras 4.42 a

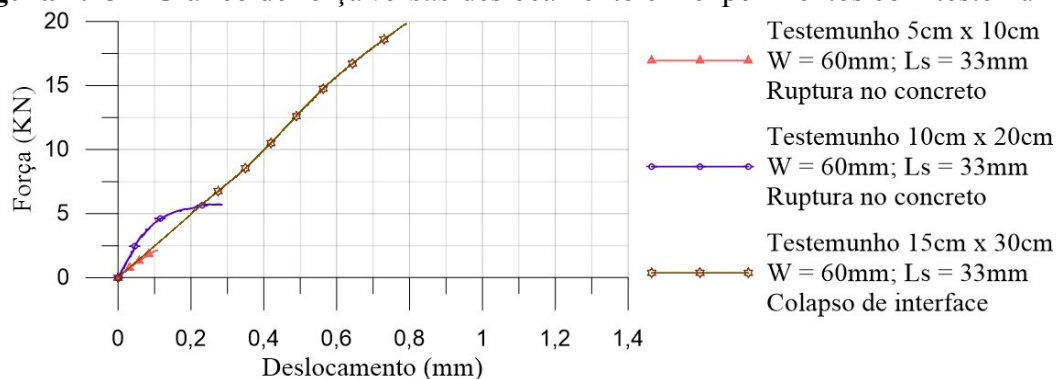
4.44 verifica-se que isto não foi observado com o uso de testemunhos. Assim, conclui-se que o uso de testemunhos influenciou na rigidez, e em cada experimento de uma forma.

Figura 4.42 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com testemunhos



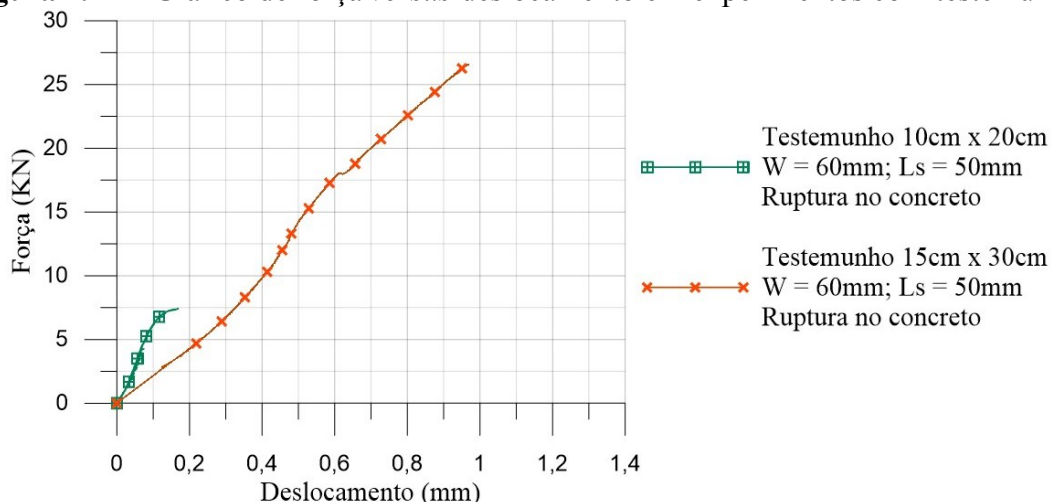
Fonte: Autora.

Figura 4.43 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com testemunhos



Fonte: Autora.

Figura 4.44 – Gráfico de força *versus* deslocamento em experimentos com testemunhos



Fonte: Autora.

Neste capítulo foram verificadas as influências da variação da dimensão do corpo de prova, do comprimento e da largura do compósito nos experimentos com colapso de interface e

com ruptura no concreto. Além disso foi feita uma comparação de resultados obtidos com corpos de prova moldados e extraídos, ambos com mesmo traço de concreto. As principais conclusões deste trabalho são apresentadas no Capítulo 5.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Neste trabalho foram realizados experimentos com corpos de prova cilíndricos para análise do efeito de escala no colapso de interface entre concreto e polímero reforçado com fibra (PRF) de carbono. Foram utilizados corpos de prova de diferentes dimensões (5cm x 10cm, 10cm x 20cm e 15cm x 30cm) e variou-se a geometria do reforço de PRF nos experimentos.

Ao se aumentar a largura do PRF nos testes foi verificada uma tendência de aumento da força para acontecer o descolamento e uma diminuição da tensão de cisalhamento máxima. A mesma tendência foi verificada ao se aumentar o comprimento do PRF e, desse modo, notou-se que o aumento do perímetro de reforço leva a uma diminuição da tensão de cisalhamento máxima.

Em alguns experimentos observou-se a falha por ruptura no concreto, que ocorreu porque atingiu-se a tensão normal limite que o corpo de prova resiste antes de se atingir a tensão de cisalhamento necessária para acontecer o colapso na interface entre concreto e PRF. Levando em conta que foi utilizado o mesmo concreto para todas as dimensões de corpos de prova, um corpo de prova de 15cm x 30cm resiste a uma força maior de tração do que os de 10cm x 20cm e 5cm x 10cm. Devido a isso, para algumas geometrias de PRF foi verificada a falha no concreto ao se utilizar corpos de prova menores e o descolamento ao se utilizar os de 15cm x 30cm. Desse modo, recomenda-se que, em trabalhos futuros que sejam realizados com a metodologia adotada neste trabalho com o objetivo de verificar outros parâmetros no colapso de interface, sejam utilizados corpos de prova maiores (por exemplo, os de 15cm x 30cm), pois atingem a tensão normal limite do concreto com uma

força maior. Além disso, ao se utilizar os corpos de prova maiores, há uma maior possibilidade de variação das dimensões do PRF.

Com o aumento do perímetro de reforço notou-se a diminuição da tensão de cisalhamento máxima para acontecer o colapso na interface. Em algumas situações foi possível verificar o descolamento utilizando corpos de prova de 5cm x 10cm ou 10cm x 20cm. Porém, para isso foi necessário utilizar uma geometria muito pequena, que conduz a uma elevada tensão de cisalhamento máxima, um valor muito alto em comparação com o valor de tensão de cisalhamento que seria observado no descolamento de uma geometria usual na construção civil (por exemplo, as dimensões do compósito para reforço de uma viga à flexão).

Nos experimentos com ruptura no concreto, a falha aconteceu porque a força correspondente à tensão normal limite foi atingida. Nesses cenários também foi verificado o acréscimo da inclinação do gráfico de força *versus* deslocamento com o aumento da largura, assim como nos casos de descolamento, ou seja, por meio da análise da rigidez verifica-se que nesses ensaios estava sendo repetida a mesma tendência das situações com colapso de interface. Fundamentado nisso, acredita-se que na hipótese de essa tensão normal não ter sido alcançada, se fosse possível aplicar mais força até acontecer o descolamento entre concreto e PRF, obter-se-iam as mesmas tendências referentes à força e tensão de cisalhamento observadas nos experimentos com colapso de interface. Nos ensaios com ruptura no concreto foi possível verificar o efeito de escala, devido ao alcance de uma maior tensão normal limite no concreto em testes com corpos de prova de 5cm x 10cm, em comparação com os de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm.

A principal contribuição deste trabalho é a análise do efeito de escala, a influência no descolamento ao se utilizar diferentes dimensões de corpos de prova com mesma geometria de PRF. Não se notou uma interferência da dimensão do corpo de prova na força máxima (P_{max}), tensão de cisalhamento (τ) até o pico e na rigidez. Foi possível verificar o colapso de interface utilizando corpos de prova de pequenas dimensões, com a obtenção de bons resultados em comparação aos obtidos com corpos de prova maiores (15cm x 30cm), ou seja, esses resultados são confiáveis. Porém, apesar de os ensaios com CPs menores também levarem a bons resultados, foi verificado neste trabalho que o que limita seu uso

não é o fato de a dimensão do corpo de prova interferir no processo de deslizamento, e sim o fato de que, muitas vezes, a tensão normal máxima que o concreto resiste será atingida antes, causando sua ruptura.

O processo de extração influencia na resistência do concreto, principalmente devido às microfissurações causadas no procedimento. Essa influência é maior ao se utilizar pequenas dimensões de corpos de prova e, além disso, nesses casos há uma maior variabilidade da resistência nas amostras. Não foi possível concluir sobre o efeito do uso de testemunhos no colapso de interface. Foi notada uma alteração das curvas de força *versus* deslocamento ao se usar CPs extraídos em comparação com moldados, e em cada ensaio o uso de testemunhos influenciou de uma maneira. Recomenda-se muito cuidado ao se analisar o deslizamento em testes com corpos de prova extraídos, pois o processo de extração gera microfissuras no concreto que podem influenciar no fenômeno do descolamento, principalmente nos testemunhos menores (por exemplo, 5cm x 10cm), que são mais suscetíveis aos efeitos da extração.

Por fim, são sugeridos alguns temas para trabalhos futuros, pesquisas que podem ser feitas na busca de melhorar o conhecimento referente ao colapso de interface entre concreto e PRF:

- Análise da influência da velocidade de carregamento no efeito de escala em ensaios monotônicos com metodologia adotada neste trabalho;
- Apuração da influência do modo de preparação de superfície (uso de outros perfis de superfícies de concreto) no descolamento, e sua influência no efeito de escala;
- Verificação do efeito de escala considerando os carregamentos cíclicos e de relaxação;
- Realização de experimentos para análise do colapso de interface utilizando também as fibras de vidro e aramida;

- Avaliação do efeito de escala utilizando outras metodologias, como os experimentos de cisalhamento simples;
- Investigação da influência da temperatura no efeito de escala. Para isso é sugerido que a aplicação do PRF no concreto e o tempo de cura sejam realizados em condições controladas de umidade e temperatura semelhantes às de períodos de inverno e verão de regiões brasileiras;
- Sugere-se a realização de uma análise estatística referente ao efeito de escala do corpo de prova de concreto no colapso de interface. Para isso é necessário a realização de ensaios com réplicas e analisar a repetitividade dos experimentos;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDELOUAHED, Tounsi. Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate. **International Journal of Solids and Structures**, v.43, p. 4154-4174, 2006.

ALAM, Syed Yasir; KOTRONIS, Panagiotis; LOUKILI, Ahmed. Crack propagation and size effect in concrete using a non-local damage model. **Engineering Fracture Mechanics**, v.109, p.246-261, sep. 2013.

ALARCON-RUIZ, Lucia et al. Size effect in concrete intrinsic permeability measurements. **Transport in Porous Media**, v.85, n.2, p.541-564, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440-2R**: Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills, 2008.

_____. **State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures**. ACI Committee 440. Detroit, Jan. 1996.

ARAM, Mohammad Reza; CZADERSKI, Christoph; MOTAVALLI, Mazoud. Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams. **Composites: Part B**, [S.l.], v.39, p.826-841, 2008.

ARAÚJO, Caroline Maia. **Reforço de vigas de concreto à flexão e ao cisalhamento com tecidos de fibra de carbono**. 2002. 140p. Tese (Mestrado em Engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

ASHOUR, Ashraf F.; KARA, Ilker Fatih. Size effect on shear strength of FRP reinforced concrete beams. **Composites: Part B**, v.60, p.612-660, apr. 2014.

ASLAN 200 Application Photos. In: Aslan FRP. Atualizado em [2011?]. Disponível em: < http://aslanfrp.com/Aslan200/Aslan_200_Application_Photos.html > Acesso em 03 jun. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Versão corrigida 2016. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739:** Concreto – Ensaio de compressão de corpos e prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 7222:** Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 7680-1:** Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 7680-2:** Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 2: Resistência à tração na flexão. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 8522:** Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR NM 23:** Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 45:** Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR NM 46:** Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro: 2003.

_____. **NBR NM 52:** Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 53:** Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

AYKAC, Sabahattin et al. Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Beams using External Steel Plates. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.139, n.6, p.929-939, jun. 2013.

BAKY, H. Abdel; EBEAD, U. A.; NEALE, K. W. Nonlinear micromechanics-based bond-slip model for FRP/concrete interfaces. **Engineering Structures**, v.39, p.11-23, 2012.

BANK, Lawrence C. **Composites for construction:** Structural Design with FRP materials. Hoboken: John Wiley & Sons, 2006.

BAZANT, Zdenek P. **Scaling of structural strength.** 2ed. Burlington: Elsevier. 2005. 327p.

_____. Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal. **Journal of engineering mechanics**, v.110, n.4, p.518-535, 1984.

BAZANT, Z. P. et al. Size effects in Brazilian split-cylinder tests: measurements and fracture analysis, **ACI Materials Journal**, v.88, n.33, p. 325-332, 1991 apud SANTOS, Ayrtton Hugo de Andrade e; PITANGUEIRA, Roque Luiz da Silva; RIBEIRO, Gabriel de Oliveira. Estudo experimental do efeito de escala na compressão diametral. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 57., 2015, Bonito. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2015, p.1-10.

BAZANT, Zdenek P.; LE, Jia-Liang. **Probabilistic mechanics of quasibrittle structures: Strength, Lifetime and Size Effect**. Cambridge: Cambridge University Press, 2017. 301p.

BEBER, Andriei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 317f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BERNARDI, Stefania Tesi. **Avaliação do comportamento de materiais compósitos de matrizes cimentícias reforçadas com fibra de aramida Kevlar**. 2003. 179f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BIOLZI, L. et al. Experimental and theoretical issues in FRP-concrete bonding. **Construction and Building Materials**, v.41, p.182-190, 2013.

BISCAIA, Hugo C.; CHASTRE, Carlos; SILVA, Manuel A. G. Double shear tests to evaluate the bond strength between GFRP/concrete elements. **Composite structures**, v.94, n.2, p.681-694, 2012.

BOOTHBY, T. E.; BAKIS, C. E. Durability of externally bonded fiber-reinforced polymer (FRP) composite systems. In: HOLLAWAY, Len; TENG, Jin-Guang (Ed.). **Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fiber-reinforced polymer (FRP) composites**. Boca Raton: CRC Press, 2008, chap.11, pp.292-322.

BROSENS, Kris. **Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements**. 2001. 275f. Dissertation (Doctor in Civil Engineering) – Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee, 2001.

BROSENS, K. VAN GEMERT, D. Plate end shear design for external CFRP laminates. In: FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE STRUCTURES, 3., 1998, Gifu. **Proceedings...** Freiburg: International Association of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures, 1998.

BRUNETAUD, Xavier; KHELIFA, Mohammed-Rissel; AL-MUKHTAR, Muzahim. Size effect of concrete samples on the kinetics of external sulfate attack. **Cement & Concrete Composites**, v.34, n.3, p.370-376, mar. 2012.

BUNGEY, J.; MILLARD, S. **Testing of concrete in structures**. 3th ed. London: Blackie Academic & Professional, 1996 apud MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de et al. Resistência à compressão em testemunhos de concreto: Influência do fator de esbeltez, diâmetro da amostra e método de extração. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v.13, n.1, p.240-250, jun. 2017.

BURTSCHER, S. L.; KOLLEGER, J. Size-effect experiments on concrete in compression. **Structural concrete**, v.4, n.4, p.163-174, 2003.

BÜYÜKÖZTÜRK, Oral; YU, Tzu-Yang. Understanding and Assessment of Debonding Failures in FRP-Concrete Systems. In: International Congress on Advances in Civil Engineering, 7., 2006. **International ...** Istanbul: Advances in Civil Engineering ACE, 2006, p. 1-22.

CALLISTER, William D. Jr. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução**. 5ed. Rio de Janeiro, 2000.

CAMLI, Umit Serdar; BINICI, Baris. Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry. **Construction and Building Materials**, v.21, n.7, p.1431-1446, 2007.

CARLONI, C. Analyzing bond characteristics between composites and quasi-brittle substrates in the repair of bridges and other concrete structures. In: KIM, Yail J. (Ed.). **Advanced Composites in Bridge Construction and Repair**. Cambridge: Elsevier, 2014. chap.3, p.61-93.

CARPINTERI, A. et al. Towards a unified approach for the analysis of failure modes in FRP-Retrofitted concrete beams. **Advances in Structural Engineering**, v.12, n.5, p. 715-729, 2009.

CARPINTERI, Alberto. Scaling laws and renormalization groups for strength and toughness of disordered materials. **International Journal of solids and structures**, v.31, n.3, p.291-302, 1994.

CHATAIGNER, Sylvain et al. Use of a single lap shear test to characterize composite-to-concrete or composite-to-steel-interfaces. **Construction and building materials**, v.25, p.468-478, 2011.

CHEN, J. F.; TENG, J. G. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. **Journal of structural engineering**, v.127, n.7, p.784-791, 2001.

CORREIA, J. R.; BRANCO, F. A.; FERREIRA, J. G. Structural behavior of GFRP-concrete hybrid beams. In: Composites in Construction, 2005. Third International Conference, Lyon, France, 2005. **Proceedings...** CD Rom, 2005 apud MENEGHETTI, Leila Cristina. **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**. 2007. 277f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre: 2007.

D'ANTINO, Tommaso; PELLEGRINO, Carlo. Bond between FRP composites and concrete: Assessment of design procedures and analytical models. **Composites: Part B**, v.60, p.440-456, 2014.

DAOUADJI, T. Hassaine et al. Interfacial stress concentrations in FRP-damaged RC hybrid beams. **Composite Interfaces**, v.15, n.4, p.425-440, 2008.

DAVALOS, Julio F.; QIAO, Pizhong. Interface durability of construction materials externally reinforced with FRP composites. In: MONTEIRO, P. J. M. et al. (Ed.). **Long term durability of structural materials: Durability 2000**. Berkeley: Elsevier Science, 2000, p.57-68.

DE LORENZIS, Laura; FERNANDO, Dilum; TENG, Jin-Guang. Coupled mixed-mode cohesive zone modeling of interfacial debonding in simply supported plated beams. **International Journal of Solids and Structures**, v.50, n.14-15, p.2477-2494, jul. 2013.

DEL VISO, J. R.; CARMONA, J. R.; RUIZ, G. Shapes and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. **Cement and concrete research**, v.38, n.3, p.386-395, mar. 2008.

DIAS, Fabrício Moura et al. A utilização de fibra de vidro como reforço em madeira compensada. **Madeira: arquitetura e engenharia**, v.4, n.10, p.1-10, 2003.

EL-SAYED, Ahmed; SOUDKI, Khaled. Evaluation of Shear Design Equations os Concrete Beams with FRP Reinforcement. **Journal of Composites for Construction**, v.15, n.1, p.9-20, jan./feb.2011.

FAYYADH, Moatasem M.; RAZAK, H. Abdul. Analytical and experimental stuty on repair effectiveness of CFRP sheets for RC beams. **Journal of civil engineering and management**, v.20, n.1, p.21-31, 2014.

FERRARI, Vladimir José; PADARATZ, Ivo José; LORIGGIO, Daniel Domingues. Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem. **Acta Scientiarum**, Maringá, v.24, n.6, p.1783-1791, 2002.

FIORELLI, Juliano. **Estudo teórico e experimental de vigas de madeira laminada colada reforçadas com fibra de vidro**. 2005. 108f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FIORELLI, Juliano; DIAS, Antonio Alves. Avaliação do comportamento da madeira na compressão paralela às fibras e sua influência na resistência de vigas de MLC reforçadas com PRF. **Madeira: arquitetura e engenharia**, v.6, n.16, p.1-10, 2005.

_____. Vigas de madeira de baixa e média densidade reforçadas com PRF – avaliação teórica e experimental. **Madeira: arquitetura e engenharia**, v.3, n.8, p.1-18, 2002.

FUKUYAMA, Kunio; HIGASHIBATA, Yasuo; MIYAUCHI, Yasuyoshi. Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns. **Cement & concrete composites**, v.22, p.81-88, 2000.

GARCEZ, Mônica Regina; MENEGHETTI, Leila Cristina. Patologia, recuperação e reforço em alvenaria estrutural. In: MOHAMAD, Gihad (Coord.). **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. São Paulo: Blucher, 2015, cap.6, p.189-218.

GARCIA, Reyes et al. Bond behavior of substandard splices in RC beams externally confined with CFRP. **Construction and building materials**, v.50, p.340-351, 2014.

GOUVEIA, Fernanda Pereira; SOUSA, Fernanda dos Santos; SILVA, Marcelo Otaviano Barbosa e. Estudo da influência do tipo de agregado e da dimensão do molde na resistência à compressão do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 57., 2015, Bonito. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2015, p.1-13.

GOWAYED, Y. Types of fiber and fiber arrangement in fiber-reinforced polymer composites. In: UDDIN, Nasim (Ed.). **Development in fiber-reinforced polymer (FRP) composites for Civil Engineering**. Oxford, Cambridge, Philadelphia and New Delhi: Woodhead Publishing, 2013, cha.1, p.1-17.

GRECO, Fabrizio; LEONETTI, Lorenzo; LONETTI, Paolo. A two-scale failure analysis of composite materials in presence of fiber/matrix crack initiation and propagation. **Composite Structures**, v.95, p. 582-597, jan. 2013.

GUNES, O. **A fracture-based approach to understanding debonding in FRP bonded structural members**. 2004. PhD Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge MA, 2004 apud BÜYÜKÖZTÜRK, Oral; YU, Tzu-Yang. Understanding and Assessment of Debonding Failures in FRP-Concrete Systems. In: International Congress on Advances in Civil Engineering, 7., 2006. **International ...** Istanbul: Advances in Civil Engineering ACE, 2006, p. 1-22.

HADDAD, R.H.; AL-ROUSAN, R.Z.; AL-SEDYIRI, B.Kh. Repair of shear-deficient and sulfate-damaged reinforced concrete beams using FRP composites. **Engineering Structures**, Irbid, v.56, p. 228-238, 2013.

HADIGHEH, S. A.; GRAVINA, R. J.; SETUNGE, S. Identification of the interfacial fracture mechanism in the FRP laminated substrates using a modified single lap shear test set-up. **Engineering fracture mechanics**, v.134, p.317-329, 2015.

HOLLAWAY, L. C.; LEEMING, M. B. **Strengthening of reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering**. 1ed. Cambridge: Woodhead Publishing Limited, 1999, 327p. apud BEBER, Andriei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 317f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

HOSSEINI, Ardalan; MOSTOFINEJAD, Davood. Effect of groove characteristics on CFRP-to-concrete bond behavior of EBROG joints: Experimental study using particle image velocimetry (PIV). **Construction and building materials**, v.49, p.364-373, 2013.

_____. Effective bond length of FRP-to-concrete adhesively-bonded joints: Experimental evaluation of existing models. **International Journal of adhesion & adhesives**, v.48, p.150-158, 2014.

HOUACHINE, H. R. E. et al. Combined cohesive-bridging zone model for prediction of the debonding between the FRP and concrete beam interface with of adherend shear deformations. **Composites: Part B**, v.45, n.1, p.871-880, 2013.

INTERNATIONAL CONCRETE REPAIR INSTITUTE. **Guideline No. 310.2R:** Selecting and specifying concrete surface preparation for sealers, coatings, polymer overlays, and concrete repair. Rosemont: 2013.

KIRANE, Kedar; SINGH, Konjengbam Darunkumar; BAZANT, Zdenek P. Size effect in torsional strength of Plain and Reinforced Concrete. **ACI Structural Journal**, v.113, n.6, p. 1253- 1262, nov.-dec. 2016.

LAI, W. L. et al. Effects of elevated water temperatures on interfacial delaminations failure modes and shear strength in externally-bonded CFRP-concrete beams using infrared termography, gray-scale images and direct shear test. **Construction and Building materials**, v.23, p. 3152-3160, 2009.

LANG, Kerstin; SCHUMACHER, Ann. Strengthening of masonry and metallic structures. In: ZOGHI, Manoochehr (Ed.). **The International Handbook of FRP composites in Civil Engineering**. Boca Raton, London, New York: CRC Press, 2014, chap. 17, pp. 293-312.

LU, X. Z. et al. Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering Structures**, v.27, n.6, p.920-937, may. 2005a.

_____. Meso-scale finite element model for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering Structures**, v.27, n.4, p.564-575, mar.2005b.

MACHADO, Ari de Paula; MACHADO, Bruno Alberto. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini, 2015. 517p.

MAZZOTTI, C.; SAVOIA, M.; FERRACUTI, B. A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joins. **Construction and building materials**, v.23, n.4, p.1529-1537, 2009.

MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de et al. Resistência à compressão em testemunhos de concreto: Influência do fator de esbeltez, diâmetro da amostra e método de extração. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v.13, n.1, p.240-250, jun. 2017.

MENEGHEL, Juliana Martinelli. **Análise experimental da aderência entre o concreto e compósitos com tecidos de fibras de carbono**. 2005. 203f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

MENEGHETTI, Leila Cristina. **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**. 2007. 277f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre: 2007.

MIOTTO, José Luiz; DIAS, Antonio Alves. Reforço e recuperação de estruturas de madeira. **Semina: Ciências exatas e tecnológicas**, Londrina, v.27, n.2, p.163-174, 2006.

MOALLEMI, S.; PIETRUSZCZAK, S.; MRÓZ, Z. Deterministic size effect in concrete structures with account for chemo-mechanical loading. **Computers & structures**, v.182, p.74-86, 2017.

MOHAMMADI, Tayyeb. **Failure mechanisms and key parameters of FRP debonding from cracked concrete beams**. 2014. 199p. Dissertation (Doctor of Philosophy) – Marquette University, Milwaukee, 2014.

MOHAMMADI, Tayyeb et al. Prediction of load capacity variation in FRP bonded concrete specimens using Brownian motion. **Mathematical Problems in Engineering**, p. 1-9, 2015.

MOTAVALLI, Masoud. Composite Materials used in Rehabilitation. In: ZOGHI, Manoochehr (Ed.). **The International Handbook of FRP composites in Civil Engineering**. Boca Raton, London, New York: CRC Press, 2014. chap.13, p. 225-234.

MUCIACCIA, Giovanni; ROSATTI, Gianpaolo; DI LUZIO, Giovanni. Compressive failure and size effect in plain concrete cylindrical specimens. **Construction and building materials**, v.137, p.185-194, apr. 2017.

NARAYANAMURTHY, V. et al. Plate end debonding in the constant bending moment zone of plated beams. **Composites: Part B**, v.43, p. 3361-3373, 2012.

NEGRÃO, João Henrique Jorge de Oliveira; BALSEIRO, Ana Maria Resende; FARIA, José Manuel Araújo de Amorim. Uso de laminados de carbono para reforço e reabilitação de vigas de madeira. **Madeira: arquitetura e engenharia**, v.12, n.29, p.51-63, 2011.

NEUBAUER, U. ROSTÁSY, F. S. **Bond failure of CFRP-plates at inclined cracks – Experiments and fracture mechanics model**. Forschungsarbeiten 1995-1999. Heft 144.iBMB, TU Braunschweig, Deutschland, 1999, p. 59-62 apud MENEGHEL, Juliana Martinelli. **Análise experimental da aderência entre o concreto e compósitos com tecidos de fibras de carbono**. 2005. 203f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

_____. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL FAULTS AND REPAIR, 7th, 1997, Edinburgh. **Proc. of...** v.2. Edinburgh: ECS Publications, 1997, p.109-118 apud LU, X. Z. et al. Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering Structures**, v.27, n.6, p.920-937, may. 2005a.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução de Ruy Alberto Cremonini. 5ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

PAN, Jinlong; HUANG, Yifang; XING, Feng. Effect of chloride content on bond behavior between FRP and concrete. **Transitions of Tianjin University**, Tianjin, v.16, n.6, p.405-410, 2010.

PAN, Jinlong; WU, Yu-Fei. Analytical modeling of bond behavior between FRP plate and concrete. **Composites: Part B**, v.61, p.17-25; may. 2014.

QIAO, Pizhong; CHEN, Ying. Cohesive fracture simulation and failure modes of FRP-concrete bonded interfaces. **Theoretical and applied fracture mechanics**, v.49, p. 213-225, 2008.

RABINOVITCH, Odeb. Dynamic debonding in concrete beams strengthened with composite materials. **International Journal of Solids and Structures**, v.49, n.26, p. 3641 – 3658, dec. 2012.

RANGEL, George Wilton Albuquerque. **Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC**. 2013. 189f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

RANGEL, George W. A. et al. Análise numérico-experimental de vigas de madeira reforçadas por PRFC. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, XIII, 2010, Canela. **Anais...** Porto Alegre: ANTAC, 2010.

RAY, Sonalisa; KISHEN, J. M. Chandra. Fatigue crack propagation model and size effect in concrete using dimensional analysis. **Mechanics of materials**, v.43, n.2, p.75-86, feb. 2011.

RIBEIRO, Thiago Augusto Silva. **Análise da ligação com filme termo-ativado ou formulação epóxi do reforço à flexão de PRFC em vigas de concreto armado com variação de temperatura utilizando confiabilidade estrutural**. 2012. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2012.

SANTOS, Antonio Carlos dos. **Ensaio para análise da interface entre o concreto e polímero reforçado com fibra**. 2003. 179f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SANTOS, Ayrton Hugo de Andrade e; PITANGUEIRA, Roque Luiz da Silva; RIBEIRO, Gabriel de Oliveira. Estudo experimental do efeito de escala na compressão diametral. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 57., 2015, Bonito. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2015, p.1-10.

SAYED, Ahmed M.; WANG, Xin; WU, Zhishen. Finite element modeling of the shear capacity of RC beams strengthened with FRP sheets by considering different failure modes. **Construction and Building Materials**, v.59, p. 169-179, 2014.

SERBESCU, Andreea; GUADAGNINI, Maurizio; PILAKOUTAS, Kypros. Standardised double-shear test for determining bond of FRP to concrete and corresponding model development. **Composites: Part B**, v.55, p.277-297, 2013.

SIMÕES, Maria Luisa de Faria. **Reforço a flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial**. 2007. 162p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SINAIE, S. et al. Effect of size on the response of cylindrical concrete samples under cyclic loading. **Construction and Building Materials**, v.84, p.399-408, 2015.

SMITH, S. T.; TENG, J. G. FRP-strengthened RC beams I: review of debonding strength models. **Engineering Structures**, v.24, n.4, p. 385-395, apr. 2002a.

_____. FRP-strengthened RC beams II: assessment of debonding strength models. **Engineering Structures**, v.24, n.4, p. 397-417, apr. 2002b.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998. 255p.

SOUZA JUNIOR, Dogmar Antonio; CUNHA, Jesiel. Análise do comportamento mecânico de placas de madeira reforçadas por fibras de carbono. In: CONGRESSO NACIONAL DE ENGENHARIA MECÂNICA, II, 2002, João Pessoa. **Anais...** Rio de Janeiro: ABCM, 2002.

TÄLJSTEN, Björn. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete. **International Journal of Adhesion and Adhesives**, Great Britain, v.17, n.4, p.319-327, 1997.

_____. **Plate Bonding** – Strengthening of Existing Concrete Structures with Epoxy Bonded Plates of Steel or Fibre Reinforced Plastics. 1994. 308p. Thesis (Doctoral) – Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, [S.l.], 1994.

_____. Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets. **Construction and Building Materials**, v.17, p.15-26, 2003.

_____. Strengthening of concrete prisms using the plate-bonding technique. **International Journal of Fracture**, Netherlands, v.82, p.253-266, 1996.

TENG, J. G. et al. **FRP Strengthened RC Structures**. Chichester: John Wiley & Sons, 2002. 245p.

THOMSEN, Henrik et al. Failure mode of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure with externally bonded fiber-reinforced polymers. **Journal of Composites for Construction**, v.8, n.2, p. 123-131, mar./apr. 2004.

TOUTANJI, H.; UENO, S.; VUDDANDAM, R. Prediction of the interfacial shear stress of externally bonded FRP to concrete substrate using critical stress state criterion. **Composite Structures**, v.95, p.375-380, 2013.

TOUTANJI, Houssam; HAN, Meng; GHORBEL, Elhem. Interfacial bond strength characteristics of FRP and RC substrate. **Journal of Composites for Construction**, v.16, n.1, p.35-46, 2012.

VAN GEMERT, D. Force transfer in epoxy bonded steel/concrete joints. **International Journal of Adhesion and Adhesives**, v.1, n.2, p.67-72, 1980.

VOREL, Jan; GATTU, Mahendra; BAZANT, Zdenek P. Size effect in flexure of prestressed concrete beams failing by compression softening. **Journal of structural engineering**, v.140, n.10, p.04014068.1-04014068.8, 2014.

WAGHMARE, Shri Pravin B. Materials and jacketing technique for retrofitting of structures. **International Journal of Advanced Engineering Research and Studies**, v.I, n.I, p. 15-19, oct./dec. 2011.

YAO, J.; TENG, J. G.; CHEN, J. F. Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. **Composites: Part B**, v.36, p.99-113, 2005.

YAZICI, Semsî; SEZER, Gözde İnan. The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete. **Building and Environment**, v.42, n.6, p.2417-2420, jun.2007.

YI, Seong-Tae; YANG, Eunk Ik; CHOI, Joong-Cheol. Effect of specimens sizes specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. **Nuclear Engineering and Design**, v.236, n.2, p.115-127, jan.2006.

YUAN, H. et al. Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints. **Engineering Structures**, v.26, n.5, p.553-565, 2004.

ZHOU, F. P.; BALENDRAN, R. V.; JEARY, A. P. Size effect on flexural, splitting tensile, and torsional strengths of high-strength concrete. **Cement and concrete research**, v.28, n.12, p.1725-1736, dec.1998.

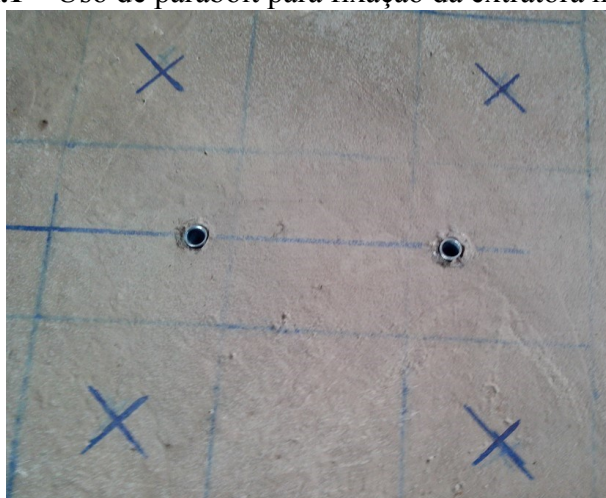
APÊNDICE A

FOTOGRAFIAS: EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS

As Figuras A.1 a A.10 são fotografias das etapas de extração de testemunhos cilíndricos de concreto de diferentes dimensões: 5cm x 10cm, 10cm x 20cm, 15cm x 30cm. Foi feita uma viga para extração de cada tamanho de corpo de prova, com as dimensões:

- Viga 1 – 25cm x 55cm x 10cm (Extração de testemunhos de 5cm x 10cm);
- Viga 2 – 50cm x 110cm x 20cm (Extração de testemunhos de 10cm x 20cm);
- Viga 3 – 75cm x 165cm x 30cm (Extração de testemunhos de 15cm x 30cm).

Figura A.1 – Uso de parabolt para fixação da extratora no concreto



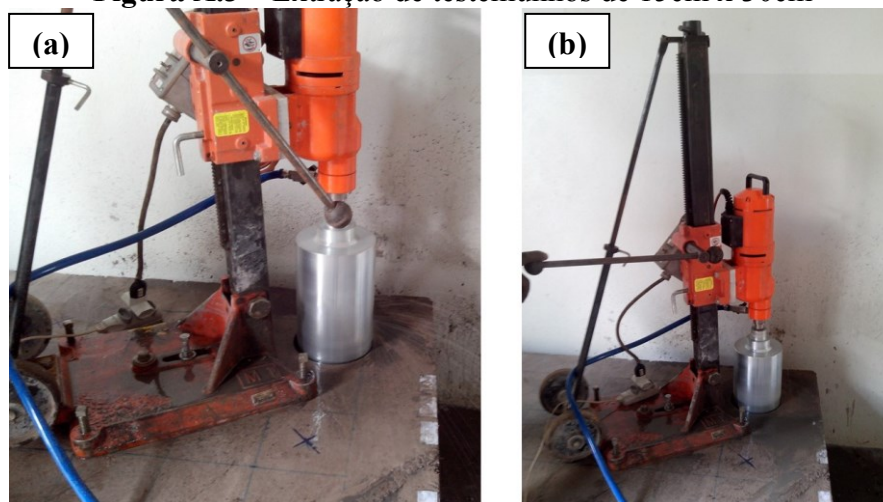
Fonte: Autora.

Figura A.2 – Extratora fixada na viga 3



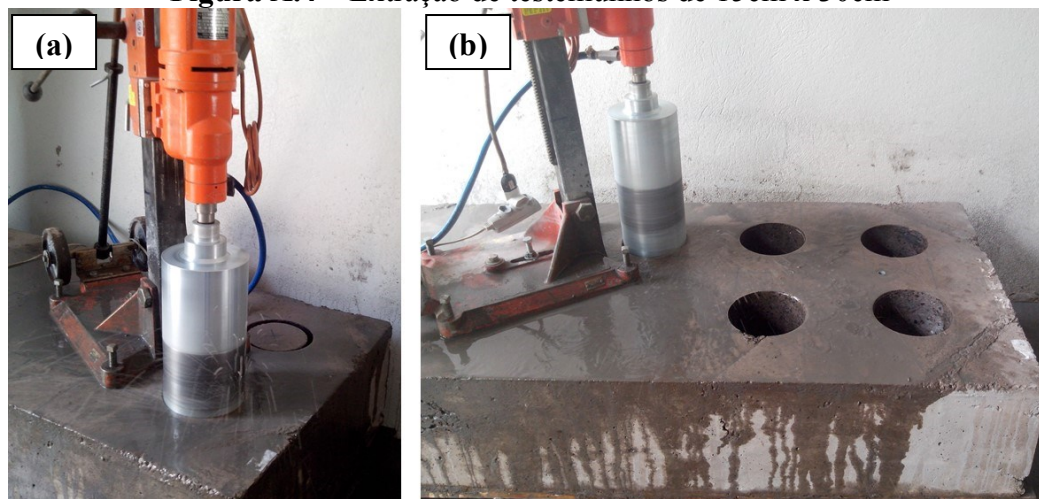
Fonte: Autora.

Figura A.3 – Extração de testemunhos de 15cm x 30cm



Fonte: Autora.

Figura A.4 – Extração de testemunhos de 15cm x 30cm



Fonte: Autora.

Figura A.5 – Viga 3 após a extração dos corpos de prova



Fonte: Autora.

Figura A.6 – Extração de testemunhos de 10cm x 20cm



Fonte: Autora.

Figura A.7 – Extração de testemunhos de 10cm x 20cm



Fonte: Autora.

Figura A.8 – Viga 2 após a extração dos corpos de prova



Fonte: Autora.

Figura A.9 – Extração de testemunhos de 5cm x 10cm



Fonte: Autora.

Figura A.10 – Extração de testemunhos de 5cm x 10cm



Fonte: Autora.

APÊNDICE B

**FOTOGRAFIAS:
MODOS DE FALHA EM EXPERIMENTOS COM CORPOS DE
PROVA MOLDADOS E TESTEMUNHOS**

As Figuras B.1 a B.31 são fotografias dos modos de falha verificados nos experimentos para análise do colapso de interface entre concreto e PRF por meio de corpos de prova cilíndricos. Verificou-se que, em alguns casos, a falha foi por ruptura no concreto. O experimento consistiu em sobrepor dois corpos de prova sobre o plano de seção transversal e liga-los por três tiras de polímero reforçado com fibra de carbono aderidas no perímetro longitudinal de forma simétrica entre si. O corpo de prova inferior é fixo e aplica-se um deslocamento controlado do pistão no corpo de prova superior a uma velocidade de 0,12 milímetros por minuto. O experimento foi realizado com corpos de prova cilíndricos de diferentes dimensões: 5cm x 10cm; 10cm x 20cm; 15cm x 30cm. Também foram utilizadas diferentes dimensões de tiras de PRF. Os modos de falha são descritos nas Tabelas B.1 e B.2.

Tabela B.1: Modos de falha – experimentos com corpos de prova moldados (continua)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 10 mm	Descolamento (3 superiores) Figura B.1	Descolamento (3 superiores) Figura B.5	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.14
Ls = 33 mm W = 20 mm	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.2	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.6	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.15
Ls = 33 mm W = 40 mm	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.3	Ruptura no concreto (CP superior) Sem fotografia	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.16
Ls = 33 mm W = 60 mm	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.4	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.7	Descolamento (3 superiores) Figura B.17
Ls = 33 mm W = 80 mm	-	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.8	Descolamento (3 superiores) Figura B.18
Ls = 33 mm W = 100 mm	-	-	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.19
Ls = 50 mm W = 10 mm	-	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.9	Descolamento (3 superiores) Figura B.20

Tabela B.1: Modos de falha – experimentos com corpos de prova moldados (continuação)

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 50 mm W = 20 mm	-	Descolamento (3 superiores) Figura B.10	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.21
Ls = 50 mm W = 40 mm	-	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.11	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.22
Ls = 50 mm W = 60 mm	-	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.12	Descolamento (3 superiores) Figura B.23
Ls = 50 mm W = 80 mm	-	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.13	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.24
Ls = 50 mm W = 100 mm	-	-	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.25
Ls = 66 mm W = 100 mm	-	-	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.26

Nota: No caso de colapso de interface entre o concreto e o PRF (descolamento) é descrito em qual parte da tira de PRF (superior ou inferior) esse ocorreu, já no caso de ruptura no concreto, é especificado em qual corpo de prova (superior ou inferior) essa aconteceu.

Fonte: Autora.

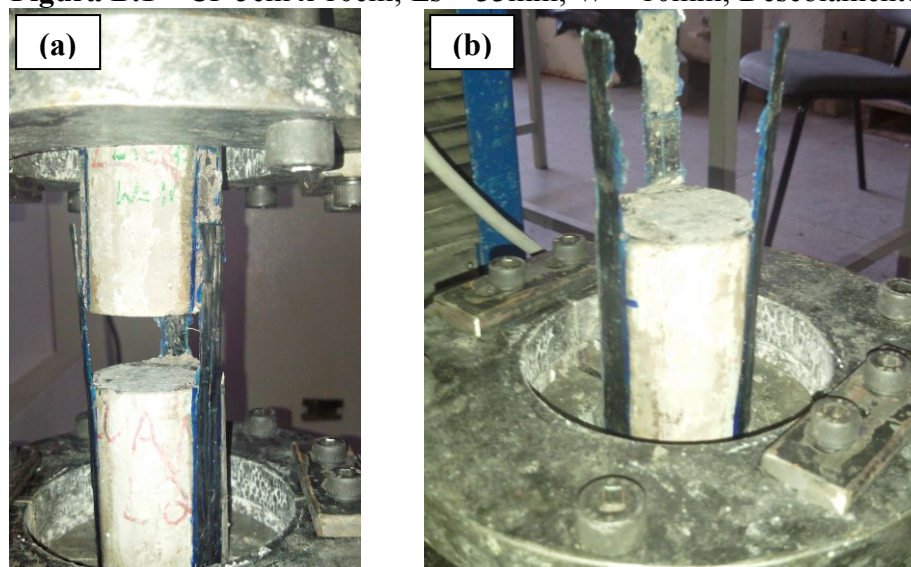
Tabela B.2: Modos de falha – experimentos com testemunhos

Geometria PRF	CP 5cm x 10cm	CP 10cm x 20cm	CP 15cm x 30cm
Ls = 33 mm W = 10 mm	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.27a	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.28a	Descolamento (1 superior, 2 inferiores) Figura B.29
Ls = 33 mm W = 60 mm	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.27b	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.28b	Descolamento (2 superiores, 1 inferior) Figura B.30
Ls = 50 mm W = 60 mm	-	Ruptura no concreto (CP inferior) Figura B.28c	Ruptura no concreto (CP superior) Figura B.31

Nota: No caso de colapso de interface entre o concreto e o PRF (descolamento) é descrito em qual parte da tira de PRF (superior ou inferior) esse ocorreu, já no caso de ruptura no concreto, é especificado em qual corpo de prova (superior ou inferior) essa aconteceu.

Fonte: Autora.

Figura B.1 – CP 5cm x 10cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 10\text{mm}$; Descolamento



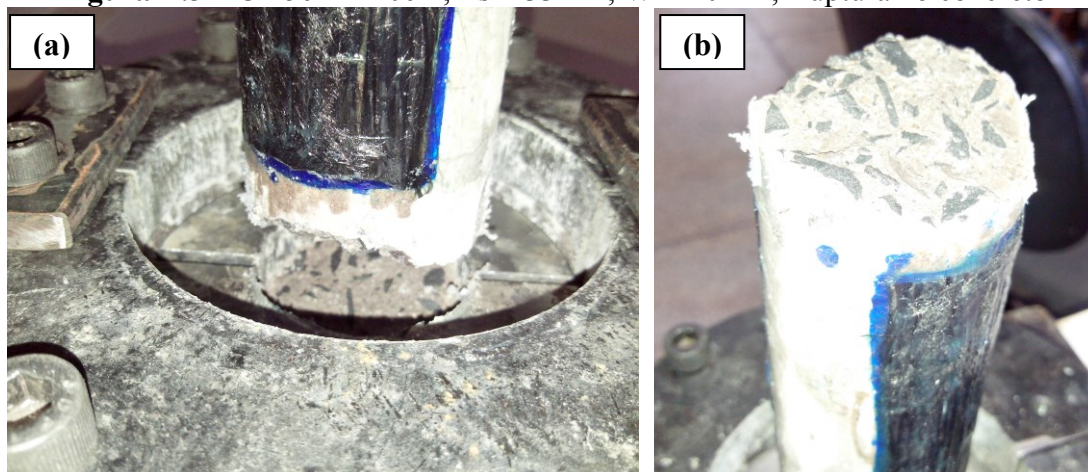
Fonte: Autora.

Figura B.2 – CP 5cm x 10cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 20\text{mm}$; Ruptura no concreto



Fonte: Autora.

Figura B.3 – CP 5cm x 10cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 40\text{mm}$; Ruptura no concreto



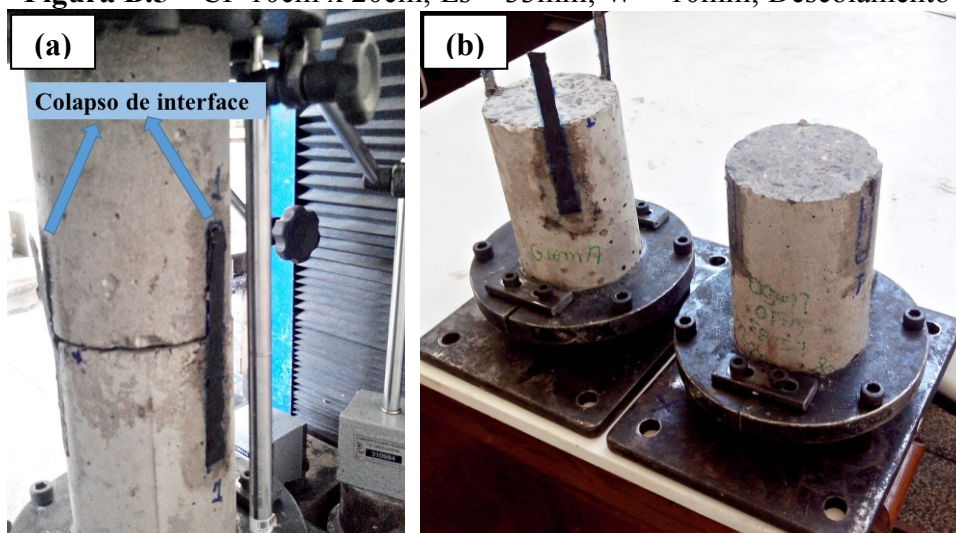
Fonte: Autora.

Figura B.4 – CP 5cm x 10cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$; Ruptura no concreto



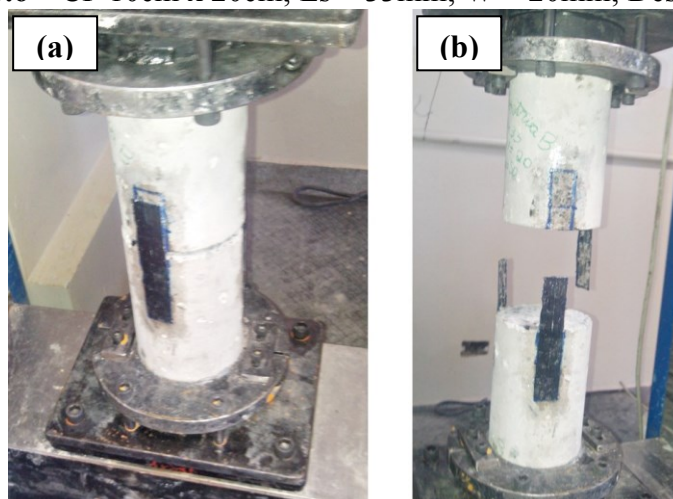
Fonte: Autora.

Figura B.5 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 10\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.6 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 20\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.7 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$; Ruptura no concreto



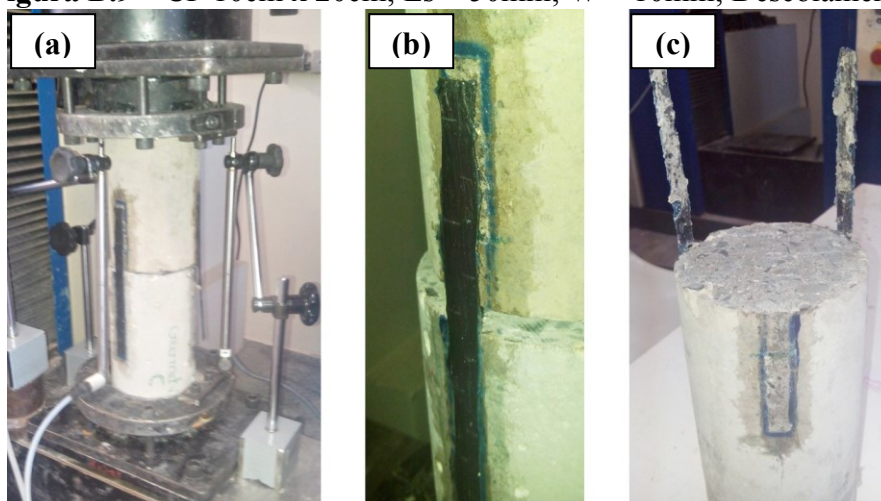
Fonte: Autora.

Figura B.8 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 80\text{mm}$; Ruptura no concreto



Fonte: Autora.

Figura B.9 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 10\text{mm}$; Descolamento



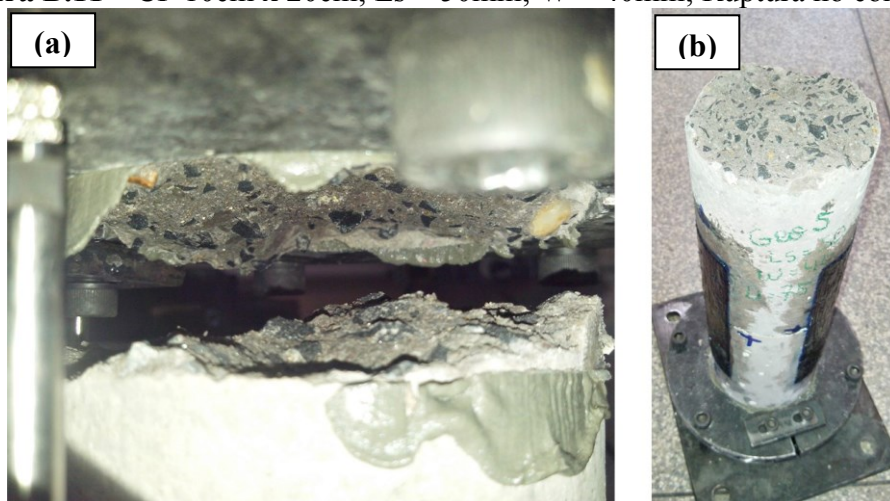
Fonte: Autora.

Figura B.10 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 20\text{mm}$; Descolamento



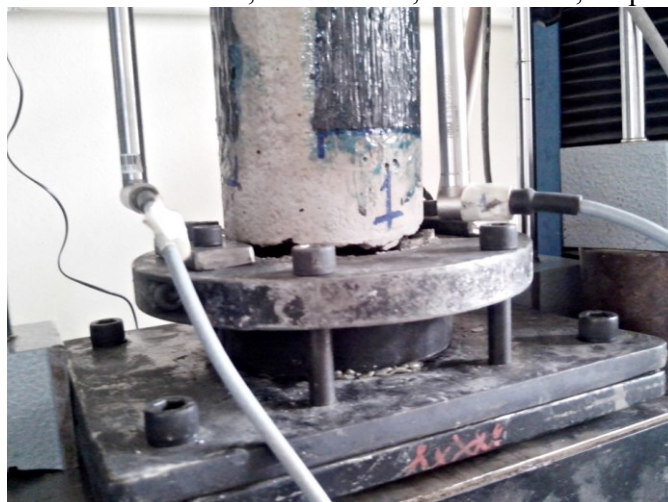
Fonte: Autora.

Figura B.11 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 40\text{mm}$; Ruptura no concreto



Fonte: Autora.

Figura B.12 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$; Ruptura no concreto



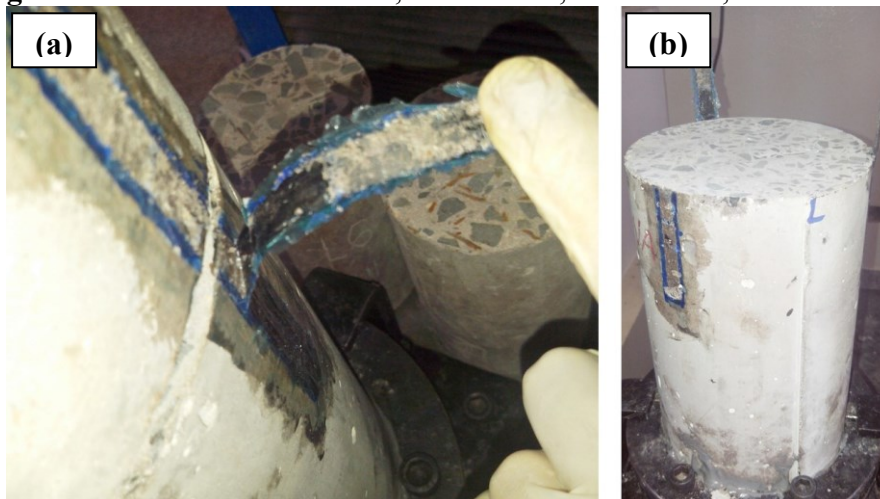
Fonte: Autora.

Figura B.13 – CP 10cm x 20cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 80\text{mm}$; Ruptura no concreto



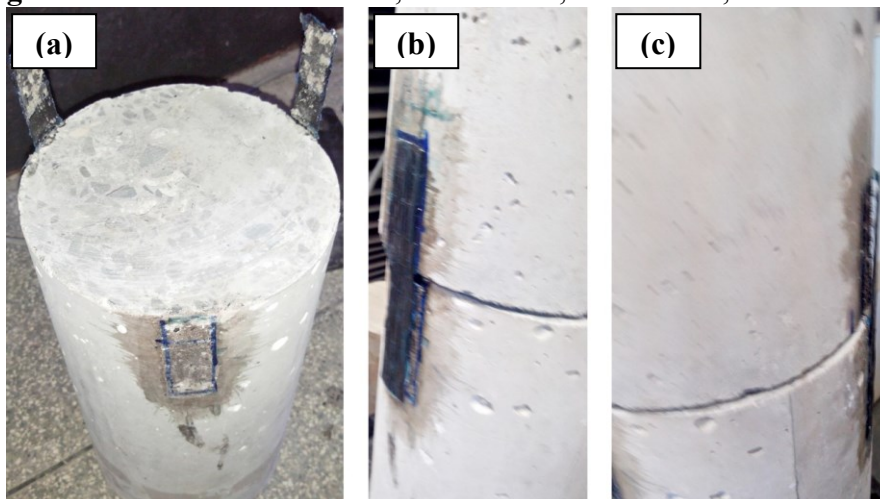
Fonte: Autora.

Figura B.14 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 10\text{mm}$; Descolamento



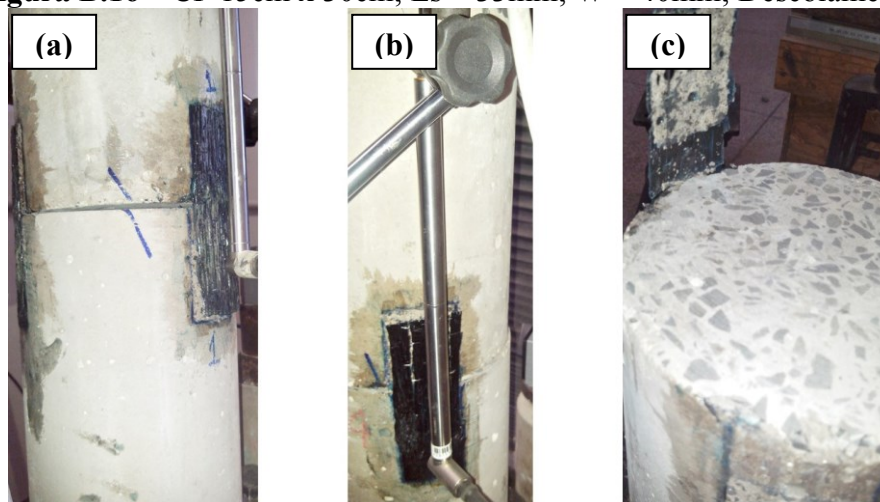
Fonte: Autora.

Figura B.15 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 20\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.16 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 40\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.17 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$; Descolamento



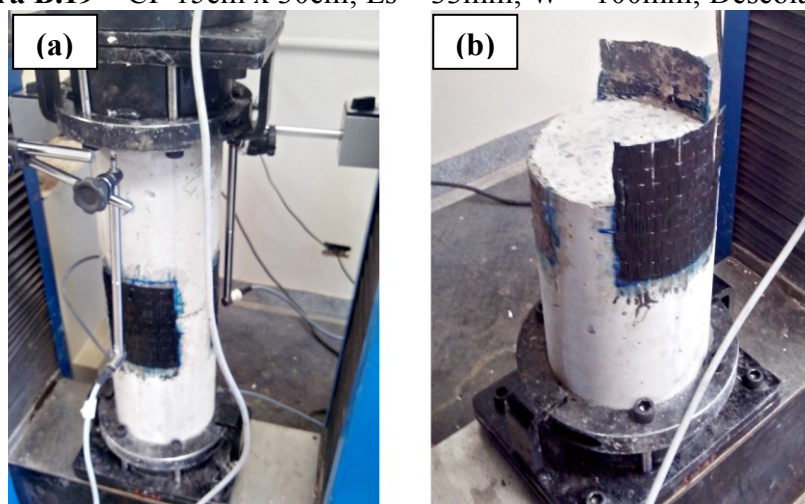
Fonte: Autora.

Figura B.18 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 80\text{mm}$; Descolamento



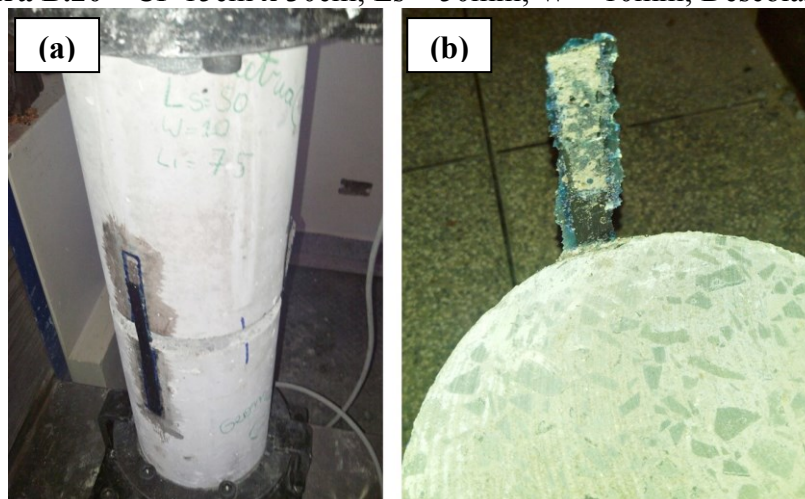
Fonte: Autora.

Figura B.19 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 100\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.20 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 10\text{mm}$; Descolamento



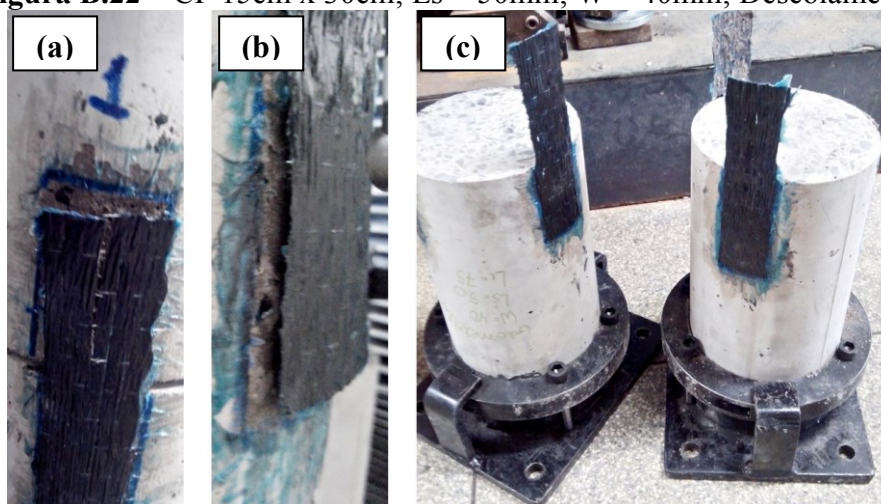
Fonte: Autora.

Figura B.21 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 20\text{mm}$; Descolamento



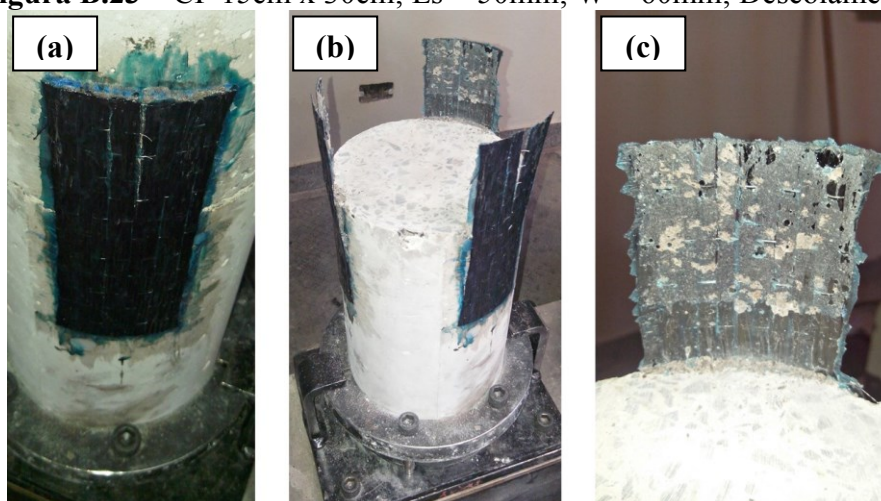
Fonte: Autora.

Figura B.22 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 40\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.23 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$; Descolamento



Fonte: Autora.

Figura B.24 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 80\text{mm}$; Ruptura no concreto



Fonte: Autora.

Figura B.25 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 100\text{mm}$; Ruptura no concreto



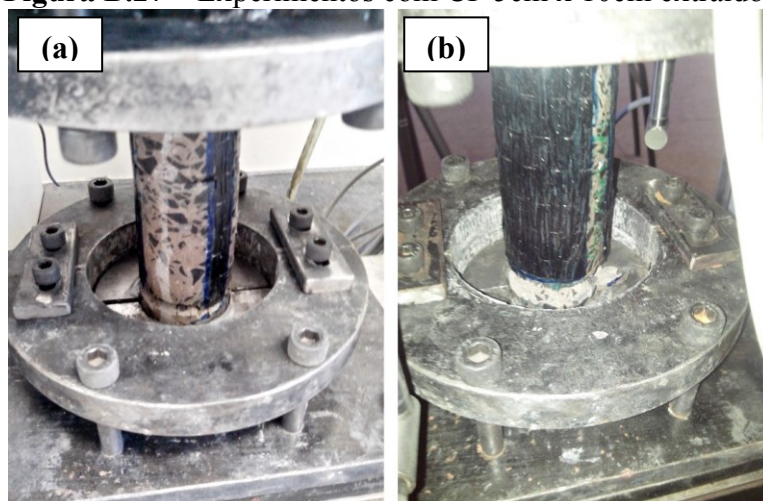
Fonte: Autora.

Figura B.26 – CP 15cm x 30cm; $L_s = 66\text{mm}$; $W=100\text{mm}$; Ruptura no concreto



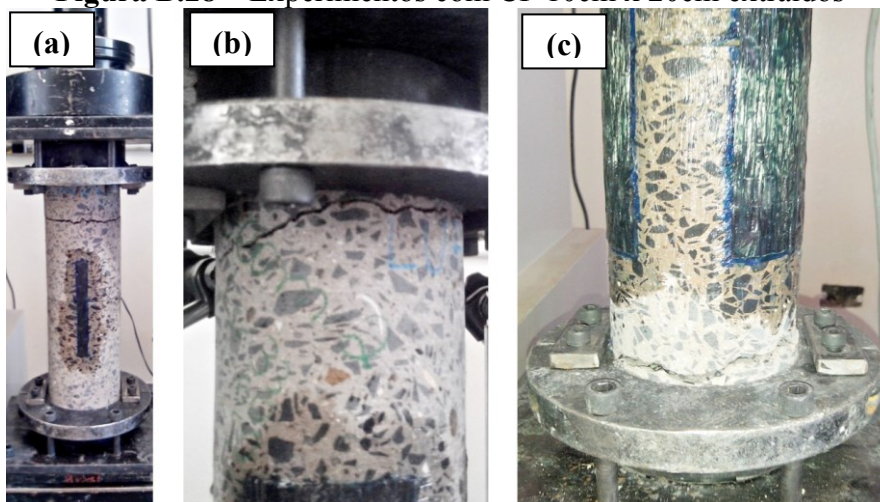
Fonte: Autora.

Figura B.27 – Experimentos com CP 5cm x 10cm extraídos



Fonte: Autora.

Figura B.28 – Experimentos com CP 10cm x 20cm extraídos



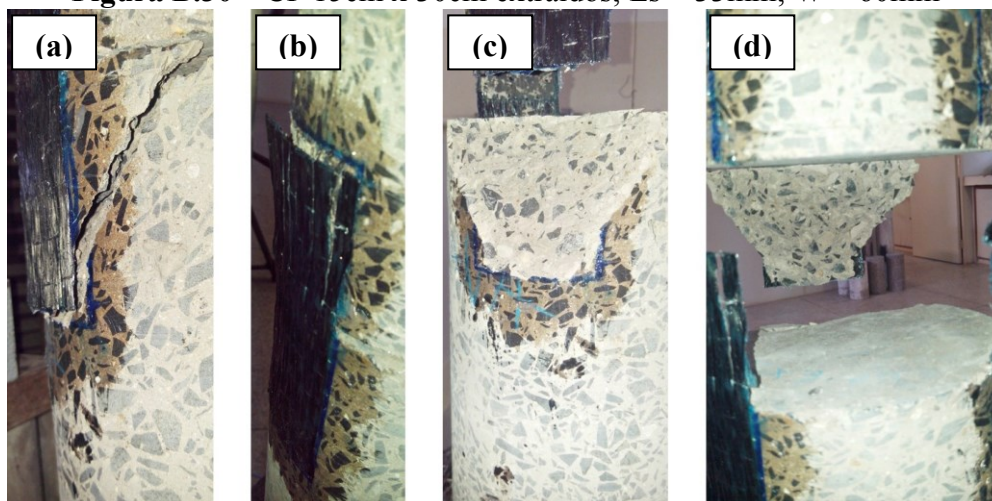
Fonte: Autora.

Figura B.29 – CP 15cm x 30 cm extraídos; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 10\text{mm}$



Fonte: Autora.

Figura B.30 – CP 15cm x 30cm extraídos; $L_s = 33\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$



Fonte: Autora.

Figura B.31 – CP 15cm x 30cm extraídos; $L_s = 50\text{mm}$; $W = 60\text{mm}$



Fonte: Autora.