



Thiago Andrade Gomes

**Mecanismos de Resistência ao Cortante em
Vigas de Concreto Armado com Barras de
PRFV e Fibras de Basalto**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador : Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso
Coorientador: Prof. Thomás Lima de Resende

Rio de Janeiro
Fevereiro de 2022



Thiago Andrade Gomes

**Mecanismos de Resistência ao Cortante em
Vigas de Concreto Armado com Barras de
PRFV e Fibras de Basalto**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Daniel Carlos Taisum Cardoso

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Thomás Lima de Resende

Coorientador

Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia – UFVJM

Prof. Flávio de Andrade Silva

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Profa. Claudia Maria de Oliveira Campos

Departamento de Engenharia Civil – UFF

Rio de Janeiro, 17 de Fevereiro de 2022

Todos os direitos reservados. A reprodução, total ou parcial do trabalho, é proibida sem a autorização da universidade, do autor e do orientador.

Thiago Andrade Gomes

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Estadual Vale do Acaraú – UEVA – em 2020. Principais áreas de interesse: materiais compósitos e estruturas de concreto.

Ficha Catalográfica

Andrade Gomes, Thiago

Mecanismos de Resistência ao Cortante em Vigas de Concreto Armado com Barras de PRFV e Fibras de Basalto / Thiago Andrade Gomes; orientador: Daniel Carlos Taissum Cardoso; coorientador: Thomás Lima de Resende. – 2022.

89 f: il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2022.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental – Teses. 2. Vigas de Concreto. 3. Barras de PRFV. 4. Esforço Cortante. 5. Mecanismos Resistentes. I. Cardoso, Daniel Carlos Taissum. II. Resende, Thomás Lima de. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

Aos meus pais, Expedito e Lucilândia, que nunca pouparam esforços para me manter no caminho da educação. À minha irmã, Tayná, por toda a parceria e incentivo no percurso da vida. À todos os meus familiares que direta ou indiretamente contribuíram para a minha formação.

Aos meus amigos, Gustavo e Renan, que estiveram ao meu lado durante o mestrado e me deram suporte para enfrentar os desafios desta caminhada.

Aos meus orientadores, Daniel Cardoso e Thomás Resende, agradeço pelo ensino, paciência, incentivo e toda a dedicação prestada. São profissionais que levo como exemplo para a vida profissional e acadêmica.

Aos funcionários do laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, em especial Jhansen, Euclides e Rogério, que foram primordiais para a execução deste trabalho.

À empresa Haizer Building Solution pelo fornecimento das barras de polímeros reforçado com fibras de vidro (PRFV) para a construção dos elementos analisados neste trabalho.

À Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), em especial aos membros do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental pelo ensino, atenção, disponibilidade e paciência durante a jornada de aprendizado.

Ao conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pelo apoio financeiro à pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

E finalmente, a todos que contribuíram direta ou indiretamente para concretização deste trabalho!

Resumo

Andrade Gomes, Thiago; Cardoso, Daniel Carlos Taisum; Resende, Thomás Lima de. **Mecanismos de Resistência ao Cortante em Vigas de Concreto Armado com Barras de PRFV e Fibras de Basalto**. Rio de Janeiro, 2022. 89p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O comportamento de vigas de concreto armado com barras de polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV) submetidas ao esforço cortante tem diferenças quando comparada ao tradicional uso de armaduras de aço. O relativo baixo módulo de elasticidade e menor resistência ao carregamento transversal de barras de PRFV alteram a ação dos mecanismos de resistência e cinemática da fissura crítica ao cortante. Nesse contexto, a aplicação de fibras dispersas na matriz de concreto se coloca como uma possibilidade para buscar a redução da flexibilidade desse tipo de elemento. Sendo assim, este trabalho investiga o comportamento experimental de quatro vigas de concreto armado com barras de PRFV sem e com estribos e fibras de basalto. Utilizando-se da técnica de Correlação de Imagem Digital (CID), os campos de deslocamentos do vão de ruptura foram mapeados e, por meio de modelos constitutivos dos mecanismos resistentes à força cortante disponíveis na literatura, analisou-se o comportamento resistente das vigas. A quantificação de resistência através dos modelos constitutivos apresentou uma satisfatória correlação com os resultados experimentais. Além disso, a análise possibilitou uma melhor compreensão da contribuição dos mecanismos resistentes em diferentes estágios de carregamento.

Palavras-chave

Vigas de Concreto; Barras de PRFV; Esforço Cortante; Mecanismos Resistentes.

Abstract

Andrade Gomes, Thiago; Cardoso, Daniel Carlos Taissum (Advisor); Resende, Thomás Lima de (Co-Advisor). **Shear Strength Mechanisms in Reinforced Concrete Beams with GFRP Bars and Basalt Fibers**. Rio de Janeiro, 2022. 89p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The shear behavior of reinforced concrete beams with Glass Fiber Reinforced Polymer Bars (GFRP) has differences when compared to traditional steel reinforcement. The relative low modulus of elasticity and the lower resistance to transverse loading of GFRP bars change the resistance mechanisms and kinematics of the critical shear crack. In this context, the application of dispersed fibers in the concrete matrix may be used to try to reduce the flexibility of this type of element. Therefore, this work investigates the experimental behavior of four reinforced concrete beams with GFRP bars with and without stirrups and basalt fibers. By using Digital Image Correlation (DIC) technique, the displacement fields of the failure span were mapped and, by means of constitutive models of the shear resistant mechanisms available in the literature, the resistant behavior of the beams was analyzed. The evaluation of resistance mechanisms through the constitutive models showed a satisfactory correlation with the experimental results. In addition, the analysis provided a better understanding of the contribution of each resistant mechanisms at different stages of loading.

Keywords

Shear Behavior; Concrete Beams; GFRP Bars; Resistant Mechanisms.

Sumário

1	Introdução	12
1.1	Motivação	14
1.2	Objetivos	14
1.3	Organização da Dissertação	15
2	Revisão Bibliográfica	16
2.1	Propriedades e Características dos Materiais	16
2.1.1	Barras de PRF	16
2.1.2	Concreto Reforçado com Fibras	19
2.2	Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado	21
2.2.1	Engrenamento de Agregados	23
2.2.2	Efeito de Pino	26
2.2.3	Resistência Residual do Concreto	28
2.2.4	Parcela Não Fissurada de Concreto	29
2.2.5	Estribos	31
2.2.6	Fibras	33
2.3	Esforço Cortante em Vigas Armadas com Barras de PRF	35
2.3.1	Vigas sem Armaduras Transversais	36
2.3.2	Vigas com Armaduras Transversais	38
2.3.3	Vigas com CRF e Barras de PRF	40
3	Programa Experimental	42
3.1	Etapas do Programa Experimental	42
3.2	Materiais Utilizados	43
3.2.1	Concreto	43
3.2.2	Barras de PRFV	44
3.2.3	Fibras de Basalto	45
3.3	Ensaio Realizados	46
3.3.1	Ensaio de Compressão Axial do Concreto	46
3.3.2	Ensaio de Flexão em Prismas	47
3.3.3	Ensaio em Vigas Esbeltas	48
3.3.3.1	Detalhamento	48
3.3.3.2	Ensaio Estruturais	50
3.3.3.3	Extração de Dados Via Correlação de Imagem Digital	52
4	Resultados Experimentais	54
4.1	Resistência à Compressão	54
4.2	Resistência à Tração na Flexão	54
4.3	Ensaio em Vigas Esbeltas	56
4.3.1	Relações entre Força Cortante e Deslocamento Vertical	56
4.3.2	Evolução da Fissuração	57
5	Análise dos Mecanismos de Resistência ao Cortante	64
5.1	Métodos de Análise dos Mecanismos Resistentes	64

5.1.1	Engrenamento de Agregados (V_{ag})	65
5.1.2	Efeito de Pino (V_d)	65
5.1.3	Resistência Residual do Concreto (V_{res})	65
5.1.4	Contribuição da Parcela Não fissurada de Concreto (V_{cc})	66
5.1.5	Estribos (V_e)	66
5.1.6	Fibras (V_{fib})	70
5.2	Cinemática da fissura	71
5.3	Mecanismos Preponderantes em Serviço	74
5.4	Mecanismos Preponderantes Próximos a Ruptura	79
6	Conclusões e Sugestões	81
6.1	Conclusões	81
6.2	Sugestões para futuros trabalhos	83
	Referências bibliográficas	84

Lista de figuras

Figura 2.1	Processo de pultrusão para produção de barras de PRF. Adaptado de [1].	18
Figura 2.2	Barras de Polímero Reforçado com Fibras (PRF) [2].	18
Figura 2.3	Comportamento de barras de PRF em ensaios de tração direta. Adaptado de [28].	19
Figura 2.4	Fibras de basalto (a) e fibras de basalto com tratamento polimérico (b) [33].	20
Figura 2.5	Estado de tensões em um elemento de viga (a) tensões principais de um elemento de viga (b) trajetória de tensões principais (c) viga em serviço fissurada. Adaptado de MacGregor [3].	21
Figura 2.6	Mecanismos de transferência de cisalhamento:(a) diagrama de corpo livre das forças resistentes internas e externas (b) efeito de arco (c) efeito de viga (d) resistência à tração residual do concreto (e) efeito de pino; e (f) engrenamento de agregados. Adaptado de [9].	22
Figura 2.7	Discretização da fissura do modelo de duas fases(a) e do modelo de densidade de contato(b). Adaptado de [23].	24
Figura 2.8	Análise fotogramétrica em três dimensões(a) e densidade de contato experimental com curva trigonométrica ajustada para os resultados(b) [23].	25
Figura 2.9	Modelo de efeito de pino proposto por Resende [23]	27
Figura 2.10	Tensão à tração residual do concreto em função da abertura de fissura [23].	29
Figura 2.11	<i>Cantilever action</i> [50].	30
Figura 2.12	Hipótese de distribuições de tensões para quantificação da contribuição da parcela não fissura. Adaptado de [46].	31
Figura 2.13	Contribuição da resistência de estribos entre faces da fissura diagonal crítica. Adaptado de [22].	32
Figura 2.14	Atuação de fibras em uma fissura de flexo-cisalhamento(a), tensões de cisalhamento tangentes a fissura(b) e tensões normais ao plano da fissura(c)	33
Figura 3.1	Etapas do programa experimental.	42
Figura 3.2	Concreto fresco em ensaio de abatimento.	44
Figura 3.3	Barras de PRFV.	44
Figura 3.4	Fibras de basalto com tratamento polimérico.	45
Figura 3.5	Ensaio de compressão axial do concreto.	46
Figura 3.6	Ensaio de flexão de três pontos em prismas com entalhe.	47
Figura 3.7	Detalhamento das vigas com estribos(a) e sem estribos(b) (medidas em mm).	49
Figura 3.8	Armação das vigas sem (a) e com(b) estribos de PRFV.	50
Figura 3.9	Concretagem das vigas.	50
Figura 3.10	Esquema de ensaio das vigas.	51
Figura 3.11	Padrão de pontos na viga VE0.	51

Figura 3.12	Relação carga em função dos deslocamentos obtidos pelo LVDT/CID da viga V00.	52
Figura 3.13	Discretização da fissura crítica.	53
Figura 3.14	Deslocamentos relativos entre faces da fissura crítica.	53
Figura 4.1	Relação entre tensões residuais de tração na flexão e CMOD.	55
Figura 4.2	Força cortante em função do deslocamento.	57
Figura 4.3	Fissuração em diferentes estágios de força cortante: viga V00.	58
Figura 4.4	Viga V00 após ruptura.	59
Figura 4.5	Fissuração em diferentes estágios de força cortante: viga VE0.	59
Figura 4.6	Viga VE0 após ruptura.	60
Figura 4.7	Fissuração em diferentes estágios de força cortante: viga V0F.	61
Figura 4.8	Viga V0F após ruptura.	61
Figura 4.9	Fissuração em diferentes estágios de força cortante: Viga VEF.	62
Figura 4.10	Viga VEF após ruptura.	63
Figura 5.1	Variáveis extraídas via CID.	64
Figura 5.2	Atuação dos estribos entre fissuras.	67
Figura 5.3	Simplificação do gráfico de tensão de aderência em função do deslizamento.	68
Figura 5.4	(a) Resultados típicos de um teste de flexão (tensão de tração vs abertura CMOD) em CRF (<i>Softening Behavior</i>); (b) Lei constitutiva pós-fissuração [28].	71
Figura 5.5	Aberturas de fissuras em diversos trechos da discretização das vigas VE0 (a), V0F (b) e VEF (c).	72
Figura 5.6	Deslizamento entre faces de fissuras em diversos trechos da discretização da fissura crítica das vigas VE0 (a), V0F (b) e VEF (c).	73
Figura 5.7	Padrão de fissuração no momento da ruptura para as vigas V00 (a); V0F (b); VE0 (c) e VEF (d).	74
Figura 5.8	Mecanismos resistentes na viga VE0.	75
Figura 5.9	Mecanismos resistentes na viga V0F.	76
Figura 5.10	Mecanismos resistentes na viga VEF.	76
Figura 5.11	Ângulo da fissura crítica da viga V0F(a), VE0(b) e VEF(c).	77
Figura 5.12	Tensão desenvolvida no estribo em função da abertura de fissura para diferentes tipos de armadura.	78
Figura 5.13	Mecanismos resistentes em estágios de carregamento próximo a ruptura.	80

Lista de tabelas

Tabela 2.1	Propriedades de barras de PRF. Adaptado de [28].	17
Tabela 3.1	Composição do concreto	43
Tabela 3.2	Propriedades das barras de PRFV fornecidas pelo fabricante.	45
Tabela 3.3	Propriedades das fibras de basalto fornecidas pelo fabricante.	45
Tabela 3.4	Propriedades das vigas.	48
Tabela 4.1	Resistência à compressão dos corpos de prova.	54
Tabela 4.2	Resistência à tração na flexão de concretos sem e com fibras.	56
Tabela 4.3	Resistência ao cortante das vigas ensaiadas.	56
Tabela 5.1	Resultados de ensaios de <i>pull out</i> em barras com diferentes características superficiais de Soloyom e Balázs [66].	68
Tabela 5.2	Quantificação dos mecanismos resistentes próximo à ruptura.	79
Tabela 5.3	Contribuição percentual de cada mecanismo em relação a V_{exp} .	80

1

Introdução

A aplicação de barras de polímeros reforçados com fibras (PRF) é uma alternativa ascendente para uso em estruturas de concreto armado devido a algumas características benéficas quando comparadas ao aço. O material consiste em um compósito não corrosível, isolante elétrico e de natureza não magnética. Outrossim, barras de PRF apresentam uma maior resistência à tração porém podem possuir um menor módulo de elasticidade, menor capacidade de deformação e comportamento linear-elástico até a falha. [1, 2].

No geral, vigas de concreto armado são dimensionadas para resistir à esforços de flexão e cortante. Em uma análise convencional, as dimensões da seção transversal e armaduras longitudinais são calculadas para resistir aos esforços de flexão, porém com limitações que permitam o funcionamento dúctil da estrutura, isto é, com suficiente aviso antes de uma possível ruptura. Entretanto, os esforços cortantes podem resultar em uma ruptura repentina e não desejável [3].

Devido ao baixo módulo de elasticidade de barras de PRF, o projeto de vigas armadas com o material é condicionado ao Estado Limite de Serviço (ELS). Para atenuar a flexibilidade desse tipo de elemento, o uso de concreto reforçado com fibras (CRF) é visto como uma alternativa relevante. Estudos indicam que a aplicação de CRF em vigas com barras de PRF submetidas a ruptura por flexão possibilita aumento de ductilidade e rigidez pós-fissuração, além da diminuição das aberturas de fissuras. [4, 5, 6, 7, 8]. No entanto, pouco se conhece sobre o comportamento ao esforço cortante de vigas de CRF armadas com barras de PRF.

Em vigas de concreto armado convencional, a ruptura por esforço cortante ocorre usualmente em estado plástico, isto é, pós fissuração. Nesse estágio, a solicitação é resistida inicialmente por alguns mecanismos, são eles: engrenamento de agregados, efeito de pino, resistência residual na zona de processamento da fratura e transferência de tensões pela parcela não fissurada de concreto. Além disso, em casos de proximidade entre o apoio e a região de aplicação de carga, um fenômeno físico secundário (denominado efeito de arco) pode contribuir com transmissão de carregamentos diretamente ao apoio [9].

Sob o ponto de vista do modo de ruptura por esforço cortante, para

ambos os tipos de armaduras (aço e PRF) é possível considerar mecanismos resistentes de mesma natureza. No entanto, para uma mesma taxa de armaduras longitudinais, vigas armadas com barras de PRF tem menor resistência do que vigas armadas com aço, fator usualmente justificado pela evidência de maiores deformações em vigas com barras de PRF que culminam em fissuras de maior altura e abertura [10, 11, 12, 13, 14].

Devido ao caráter frágil da ruptura por esforço cortante, estribos devem ser adotados para aumentar ductilidade e resistência em vigas. O uso de estribos de PRF, no entanto, tem algumas particularidades: menor resistência das dobras, comportamento elástico-linear e o espaçamento longitudinal entre estribos são alguns dos fatores apontados como pontos relevantes na análise [2]. No entanto, quando devidamente posicionados, estudos indicam [13, 15, 16] que o uso de estribos de PRF pode contribuir para a resistência e capacidade de aviso (fissuração) antes da ruptura por esforço cortante.

Em estudos experimentais em vigas armadas com barras de polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV), Bentz et al. [13] observaram uma maior capacidade de aviso (fissuração) pré-ruptura em vigas com estribos em casos de falha por esforço cortante do que em casos de falha por flexão. Para os autores, isso implica no entendimento que é possível que seja melhor o dimensionamento de vigas armadas com PRF para falhar por esforço cortante. No entanto, Bentz et al. [13] esclarece que este dimensionamento não é viável até que este possa ser feito com acurácia suficiente como a de métodos já existentes para dimensionamentos para ruptura por flexão.

A necessidade por desenvolvimento de modelos mecânicos para descrição do comportamento resistente ao esforço cortante de vigas de concreto é uma questão centenária. A evolução cronológica de estudos em vigas propõe metodologias de dimensionamento com base empírica que consideram os parâmetros de maior influência observados em análises experimentais [17]. Em outras abordagens, modelos baseados em Mecânica da Fratura [18], capacidade da região de compressão [19] e deformações longitudinais [20] foram propostos sob a visão de preponderância de um dos mecanismos de resistência.

Estudos atuais utilizam a técnica de Correlação de Imagem Digital (CID) para obtenção de dados da cinemática da fissura crítica [21, 22, 23]. A análise de dados via CID viabiliza a quantificação da resistência através de modelos constitutivos da literatura de forma a proporcionar caminhos para o entendimento dos mecanismos preponderantes em vigas submetidas ao esforço cortante.

Nesse contexto, uma descrição física mais realista vem sendo desenvolvida a partir da análise dos três princípios da mecânica dos materiais, são eles:

cinemática da fissura crítica, comportamento constitutivo dos mecanismos resistentes e equilíbrio com o carregamento aplicado [24, 25, 26]. Em análises adicionais, espera-se que o conhecimento caminhe para um grau de discretização física suficiente para representação do comportamento de vigas de concreto, independente dos tipos de armaduras utilizadas.

1.1

Motivação

No Brasil, as barras de PRFV apresentam-se como um material não convencional relevante para uso em concreto armado devido, principalmente, à características relacionadas ao aumento de durabilidade em ambientes de alta agressividade ambiental. No entanto, o uso do material é condicionado à incertezas devido à escassez de pesquisas sobre o assunto no país. Assim, o estudo torna-se necessário para aumento do entendimento e confiabilidade da aplicação, em nível estrutural, de barras de PRFV em obras brasileiras.

Outrossim, a literatura científica mostra escassez de estudos sobre a contribuição dos mecanismos resistentes ao cortante em vigas armadas com barras de PRFV e fibras. Em primeira análise, espera-se que o relativo baixo módulo de elasticidade e menor resistência ao carregamento transversal das barras de PRFV alterem os diversos mecanismos de resistência do concreto, eficiência dos estribos e cinemática da fissura crítica em vigas armadas com o material. Além disso, acredita-se que a atuação da ponte de fibras na fissura modifique de forma relevante a ação dos mecanismos resistentes.

1.2

Objetivos

Esta pesquisa tem o objetivo de contribuir para um entendimento racional do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com barras de PRFV e fibras de basalto. Os objetivos específicos do estudo são listados abaixo:

- Análise experimental da influência da aplicação de Fibras de Basalto em vigas de concreto armado com barras de PRFV com ou sem estribos mínimos;
- Análise do modo de falha, padrão de fissuração e cinemática da fissura crítica por meio da técnica de Correlação de Imagem Digital (CID);
- Análise da resistência de estribos de PRFV na fissura crítica considerando o comportamento constitutivo de aderência com o concreto;
- Análise dos mecanismos de resistência ao esforço cortante através de modelos constitutivos.

1.3

Organização da Dissertação

O Capítulo 2 traz uma revisão da literatura dos principais temas motivadores desse trabalho. Inicialmente, serão abordados as propriedades dos materiais em evidência. Posteriormente, o esforço cortante será apresentado sob ponto de vista do fenômeno e as suas particularidades na análise do comportamento estrutural de vigas de concreto. Por fim, será apresentado um resumo de estudos experimentais relevantes sobre esforço cortante em vigas armadas com barras de PRF.

O Capítulo 3 apresenta um detalhamento do programa experimental, de modo a dissertar sobre os materiais utilizados, metodologia dos ensaios e métodos de análise de dados.

O Capítulo 4 traz os resultados obtidos dos ensaios experimentais de modo a observar, nos elementos ensaiados, o comportamento em relação ao deslocamento aplicado e os padrões de fissuração em diferentes estágios de carregamento.

O Capítulo 5 apresenta a análises teórica via modelos constitutivos dos mecanismos resistentes ao esforço cortante das vigas ensaiadas. Inicialmente serão apresentados as abordagens utilizadas para quantificação de cada mecanismo resistente. Posteriormente, serão apresentados os resultados e discussões.

Por fim, o Capítulo 6 resume as principais conclusões obtidas nesta pesquisa além de sugestões para trabalhos futuros baseadas nas necessidades observadas para contribuições na área.

2

Revisão Bibliográfica

2.1

Propriedades e Características dos Materiais

Materiais compósitos consistem na união de dois ou mais materiais em uma escala macroscópica para formação de um terceiro com características desejáveis. Maior resistência, ductilidade, tenacidade e resistência aos impactos ambientais são algumas das características usualmente almejadas como resultado da composição.

Para aumentar a confiabilidade do uso desses materiais, é necessário o conhecimento de suas particularidades. Desse modo, essa seção visa apresentar as propriedades químicas e mecânicas dos dois materiais compósitos em evidência nessa dissertação: barras de Polímeros Reforçado com Fibras (PRF) e concreto reforçado com fibras de basalto.

2.1.1

Barras de PRF

Barras de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) são formadas pela aglutinação de fibras contínuas em uma matriz de resina polimérica. A resina tem a função de unir e proteger as fibras que suportam o carregamento e definem a resistência e rigidez do material. Entretanto, os diversos tipos de resina interferem no modo de falha e na tenacidade à fratura das barras [1].

As fibras comumente utilizadas para a produção do material são: vidro (PRFV), aramida (PRFA), carbono (PRFC) e basalto (PRFB). Para a construção civil, as barras de PRFV apresentam destaque devido à uma boa relação entre custo e resistência. No entanto, é cabível citar as barras de PRFB como uma alternativa ascendente às barras de fibras de vidro devido à alta disponibilidade da matéria prima (rochas de basalto) e ao reconhecido maior potencial de bio-solubilidade (capacidade de dissolução em médio/longo prazo em líquidos biológicos)[1].

As matrizes de barras de PRF são comumente feitas com polímeros termofixos. Diferente de polímeros termoplásticos, uma vez curados, resinas sólidas termofixas não podem retornar ao seu estado líquido ou serem remoldados

[1]. Melhor aderência entre fibra e matriz, habilidade de cura em temperaturas normais na presença de um catalisador e boa resistência à fluência são algumas das vantagens de utilizar os polímeros termofixos [27].

Vale a pena mencionar que, quando utilizada uma resina termofixa, barras de PRF não devem ser dobradas após o processo de cura [2]. Dessa forma, as dobras são restritas ao processo de produção [1].

O processo de pultrusão ou variações deste é o mais comum para produção de barras de PRF [1]. A pultrusão consiste em um processo contínuo de impregnação de resinas poliméricas em um conjunto de fibras com posterior moldagem com seções uniformes pré-definidas [2].

As fibras, armazenadas em rolos, passam por um banho de resina onde o material é totalmente impregnado com uma resina termofixa líquida. As fibras impregnadas de resina são primeiramente conduzidas por uma forma de metal que define o tamanho da barra final e, em seguida, entram em um forno de cura. Antes de entrar no forno, geralmente são aplicados alguns tratamentos superficiais, como uma camada de areia e envoltórios helicoidais na superfície da barra. Dentro do forno, o calor ativa a cura da resina, passando-a do estado líquido ao sólido. A barra sólida emerge do forno de cura no tamanho exato da seção da forma. A barra é continuamente puxada e, por fim, cortada no comprimento desejado [1]. A Figura 2.1 mostra a linha de manufatura do processo de pultrusão e a Figura 2.2 apresenta alguns exemplos de barras de PRF.

A Figura 2.3 apresenta o comportamento de alguns tipos barras de PRF sob tração uniaxial. Quando comparadas ao aço, barras de PRF apresentam maior resistência à tração porém com menor capacidade de deformação e comportamento linear-elástico até a ruptura [1, 2]. Vale ressaltar também que as barras de PRF possuem densidade de quatro a seis vezes menor do que a do aço [2]. A Tabela 2.1 apresenta valores comuns de algumas propriedades de barras de PRF.

Tabela 2.1: Propriedades de barras de PRF. Adaptado de [28].

Característica	PRFC	PRFV	PRFA
Limite de resistência à tração [MPa]	600 - 3000	400 - 1600	600 - 2500
Módulo de elasticidade - E [GPa]	80 - 500	30 - 60	30 - 125
Deformação de ruptura [%]	0.5 - 1.8	1.2 - 3.7	1.8 - 4.0

A resistência à compressão das barras de PRF geralmente é desconsiderada em normas de projeto devido à possibilidade de micro flambagem das fibras [2]. Além disso, o reforço de fibras contínuas em apenas uma direção

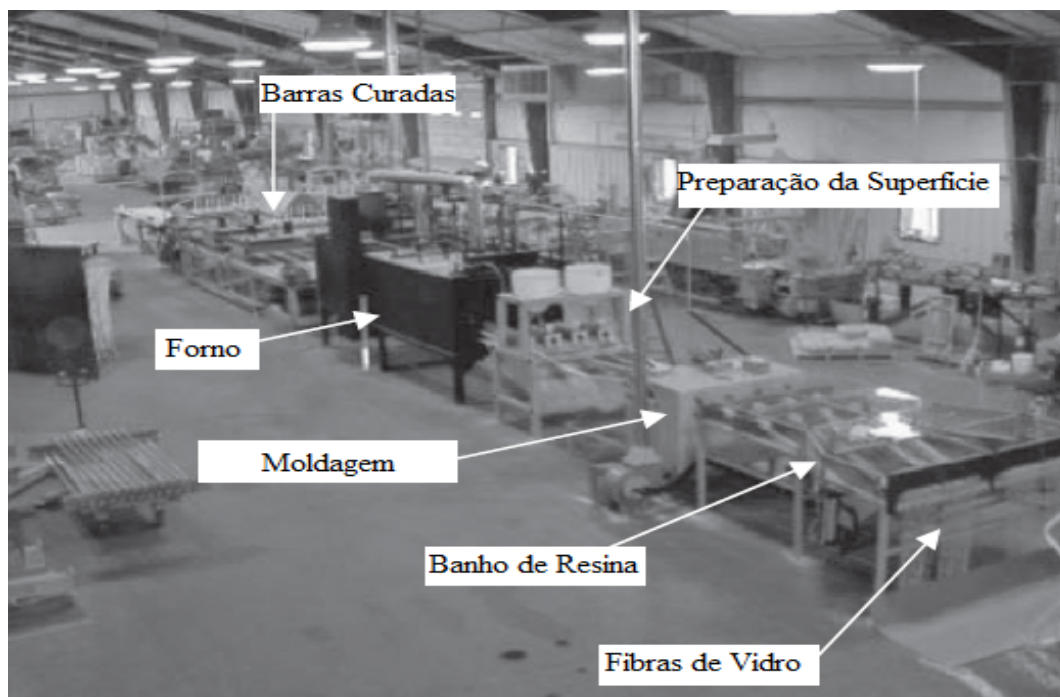


Figura 2.1: Processo de pultrusão para produção de barras de PRF. Adaptado de [1].



Figura 2.2: Barras de Polímero Reforçado com Fibras (PRF) [2].

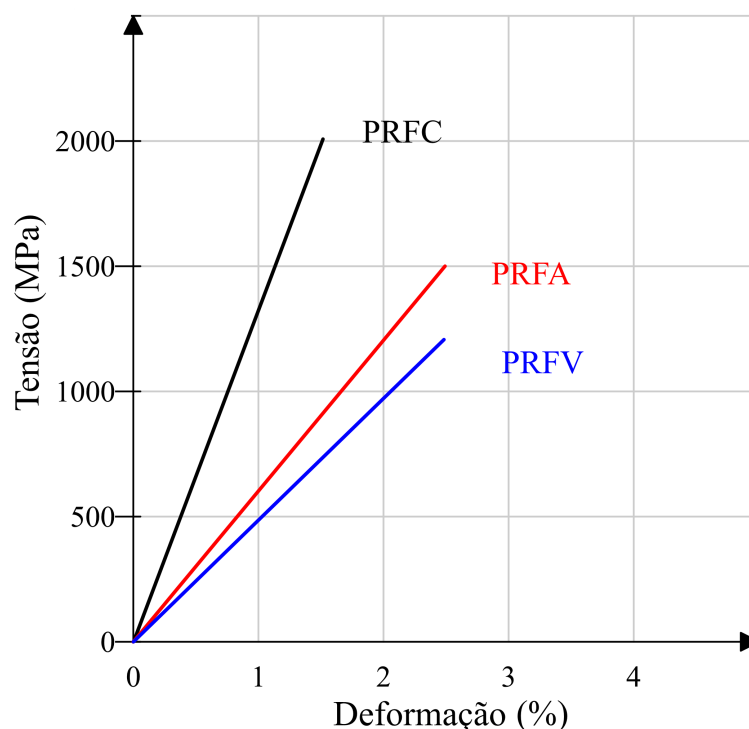


Figura 2.3: Comportamento de barras de PRF em ensaios de tração direta. Adaptado de [28].

causa a anisotropia do material e a consequente fragilidade à carregamentos transversais à direção das fibras [1, 2].

Outrossim, o ambiente pode afetar consideravelmente as características mecânicas das barras. A presença de água, meios alcalinos ou ácidos, soluções salinas, luz ultravioleta e altas temperaturas podem afetar as propriedades de resistência à tração e aderência [1]. Além disso, devem ser considerados efeitos de fadiga e de fluência, problemas menos frequentes em casos de estruturas armadas com aço, mas que pode ter relevância para casos de uso de barras de PRF [2].

2.1.2

Concreto Reforçado com Fibras

O concreto reforçado com fibras (CRF) consiste na aplicação de fibras curtas e dispersas ao concreto com o objetivo atenuar a sua fragilidade e baixa resistência à tração. Em compósitos de CRF submetidos à tração, as fibras possuem um papel de maior destaque na fase de pós-fissuração, podendo aumentar a capacidade de absorção de energia através de mecanismos de descolamento e deslizamento das fibras entre fissuras, o que aumenta a resistência residual à tração do concreto [29].

Para aplicação em CRF, as fibras de basalto podem ser encontradas de duas formas: a aplicação pura de fibras de basalto (Figura 2.4(a)) e fibras de basalto com tratamento polimérico (Figura 2.4(b)) [30]. Quando as fibras de basalto são tratadas com resinas poliméricas, estudos indicam uma boa resistência a mecanismos de degradação, como: corrosão, altas temperaturas, umidade e radiação eletromagnética [31, 32].



Figura 2.4: Fibras de basalto (a) e fibras de basalto com tratamento polimérico (b) [33].

Branston et al. [33] realizaram um estudo com o objetivo de analisar o mérito relativo entre fibras de basalto sem e com tratamento polimérico a fim de verificar a melhoria do comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras. Espécimes com três diferentes volumes de fibras no concreto (0,15%, 0,31% e 0,46%) foram feitos para testes de flexão em prismas de concreto. Os dois tipos de fibras aumentaram a resistência pré-fissuração quando comparado ao caso do concreto sem fibras, no entanto, apenas as fibras de basalto com tratamento polimérico melhoraram o comportamento pós-fissuração. Segundo o autor, o comportamento dúctil do concreto com fibras com tratamento polimérico se deu por conta da falha gradual por arrancamento (*pull-out*) da fibra do concreto, enquanto que as fibras sem tratamento apresentaram ruptura frágil por tração do material.

Desse modo, em reconhecimento a critérios mecânicos e de durabilidade, a aplicação de fibras de basaltos aglutinadas a resinas poliméricas parece ser uma melhor alternativa para melhoria do comportamento de concretos reforçados com fibras de basalto. É relevante citar que, apesar da particular existência de resinas no material, nesse estudo o material será denominado apenas como fibra de basalto.

2.2

Esforço Cortante em Vigas de Concreto Armado

No estado pré-fissurado, vigas de concreto submetidas ao esforço cortante podem ser vistas estruturalmente sob uma análise elástica. A partir da existência de variação do momento fletor na peça estrutural, são evidenciadas solicitações de cisalhamento junto as tensões normais de flexão. A Figura 2.5(a) mostra o estado de tensões existentes em elementos contidos na viga. Por meio de uma análise utilizando o conceito de círculo de mohr, é possível obter as maiores e menores solicitações normais existentes de elementos contidos na região cisalhada, denominas tensões principais (Figura 2.5(b)). Dessa forma, a rotação dos elementos sob a óptica estudada permite a visão de um estado biaxial de tensões que deve ser analisado para resistir à compressões e trações diagonais [3].

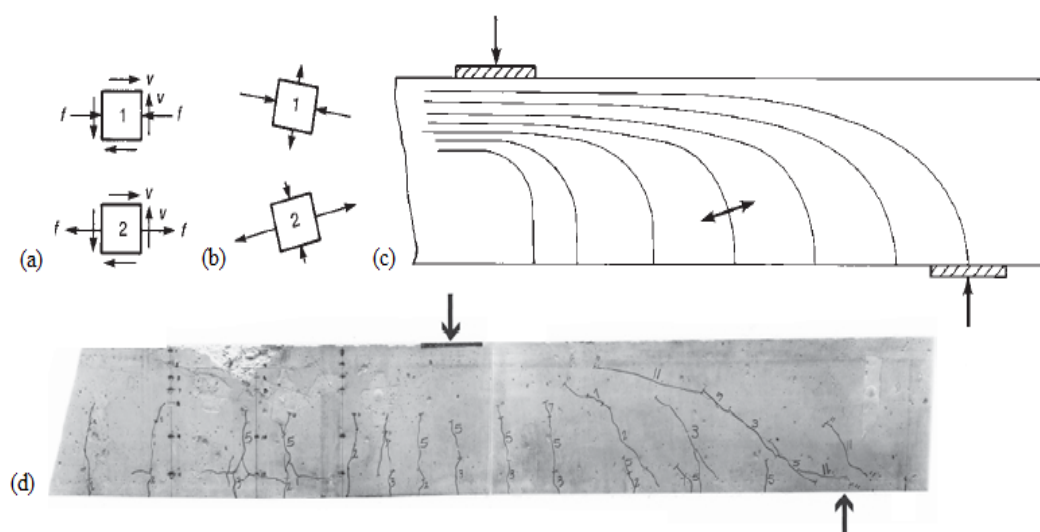


Figura 2.5: Estado de tensões em um elemento de viga (a) tensões principais de um elemento de viga (b) trajetória de tensões principais (c) viga em serviço fissurada. Adaptado de MacGregor [3].

A trajetória de tensões principais é exemplificada na Figura 2.5(c) para um caso particular de carregamento. As linhas mostram a direção de tensões principais de compressão e perpendiculares a estas estão às de tração. É conhecido que o concreto possui pouca resistência aos esforços de tração, desse modo, fissuras diagonais múltiplas são esperadas antes de uma possível falha por esforço cortante (Figura 2.5(d)).

A observação dos conceitos obtidos da análise elástica explica a semelhança entre a direção das fissuras e a trajetória de tensões principais de com-

pressão. No entanto, as tensões principais não devem ser utilizadas para análise da resistência ao esforço cortante, já que para vigas convencionais de concreto armado em serviço, normalmente surgem fissuras que caracterizam um estado plástico de redistribuição de tensões através de diversos mecanismos de resistência.

No estado pós fissuração, o esforço cortante em vigas sem armaduras transversais é resistido por quatro mecanismos: Engrenamento de agregados (V_{ag}), efeito de pino (V_d), resistência residual do concreto (V_{res}) e contribuição pela parcela não fissurada (V_{cc}). Cada mecanismo cria um estado de tensões de tração (linhas contínuas na Figura 2.6) e compressão (linhas tracejadas na Figura 2.6) no concreto que causam o desenvolvimento da fissura crítica [9].

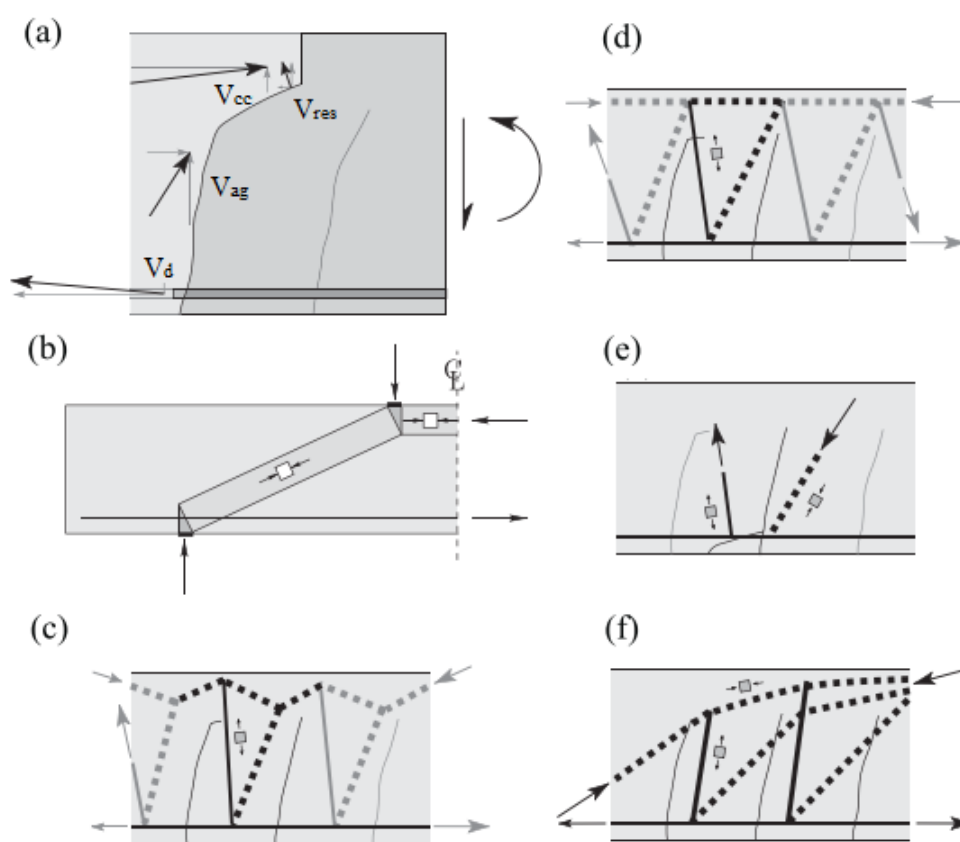


Figura 2.6: Mecanismos de transferência de cisalhamento: (a) diagrama de corpo livre das forças resistentes internas e externas (b) efeito de arco (c) efeito de viga (d) resistência à tração residual do concreto (e) efeito de pino; e (f) engrenamento de agregados. Adaptado de [9].

Após a perda de aderência entre as armaduras longitudinais e o concreto ou a formação de uma fissura entre a região de aplicação de carga e o apoio, em alguns casos, é possível que o concreto ainda permaneça transmitindo carga

através do efeito de arco [3]. O fenômeno consiste em uma distribuição de tensões em estado plástico onde a força aplicada é transmitida diretamente ao apoio por uma biela de compressão (Figura 2.6 (b)). É reconhecido que o fenômeno citado é majorado em casos de menor relação a/d (onde a é a distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga e d é a altura útil) [9]. Neste trabalho, será utilizado a denominação vigas esbeltas para casos onde o efeito de arco tenha uma relevância desprezível, fenômeno usualmente observado em casos de relação a/d maior do que 2,5 [3].

Vale ressaltar que, devido ao caráter frágil da ruptura por esforço cortante em vigas de concreto, é recomendável a aplicação de estribos (V_e) na direção transversal e/ou fibras dispersas no concreto (V_{fib}), que criam mecanismos de transmissão de tensões entre fissuras e podem interferir de forma relevante nos fenômenos anteriormente citados.

Estudos apontam que a cinemática da fissura influencia diretamente na preponderância de cada mecanismo resistente [35, 22, 21]. Desse modo, pesquisas recentes abordam o esforço cortante em análise plástica, de forma a assumir a influência dos três princípios interdependentes da mecânica dos materiais, são eles: cinemática da fissura crítica, comportamento constitutivo dos mecanismos resistentes e equilíbrio com o carregamento aplicado [24, 25, 26]. Nessa abordagem, os modelos constitutivos dos mecanismos devem ser analisados segundo uma discretização física eficaz para cada caso.

Nesse trabalho, serão utilizadas proposições da literatura para quantificação dos mecanismos resistentes em vigas armadas com barras de PRFV e fibras de basalto. Desse modo, para auxílio do entendimento sobre a análise a ser realizada, os tópicos a seguir introduzem cada fenômeno com destaque para abordagens que serão utilizadas na análise desse estudo.

2.2.1

Engrenamento de Agregados

O engrenamento de agregados consiste na capacidade de transmissão de esforços através do contato entre as faces fissuradas. Com base em estudos experimentais, diversos autores desenvolveram modelos empíricos [36], micro-mecânicos [37, 38, 39] e semi-empíricos [40, 41] para descrição da relação constitutiva entre tensões e deslocamentos na região de contato.

Através de uma análise por regressão linear em ensaios experimentais do tipo *push-off*, Walraven e Reinhardt [36] propuseram equações empíricas que definem as tensões normais e de cisalhamento transmitidas através do engrenamento de agregados. A fib Model Code 2010 [28] recomenda a proposição de Walraven e Reinhardt [36], porém a norma acrescenta um coeficiente de

minoração relacionado ao tipo de concreto utilizado.

Criado por Walraven [37], o modelo de duas fases consiste em uma análise estatística da área de contato. Na teoria, o concreto entre fissuras é considerado como uma composição de dois materiais em faces opostas, isto é, partículas de agregados esféricos e uma matriz cimentícia plana de comportamento rígido-plástico (Figura 2.7(a)). Em abordagem inicial, Walraven [37] assume que a cinemática da fissura é caracterizada pelo desenvolvimento total da abertura e posterior deslizamento entre faces. Ulaga [38] e Guidotti [38], propuseram casos particulares do modelo de duas fases. Ulaga [38] analisou o caso sob a consideração de que a abertura e o deslizamento da fissura ocorrem de forma simultânea em um ângulo de contato constante. Já Guidotti [39] assumiu que uma parte da abertura se desenvolve inicialmente antes do início do deslizamento.

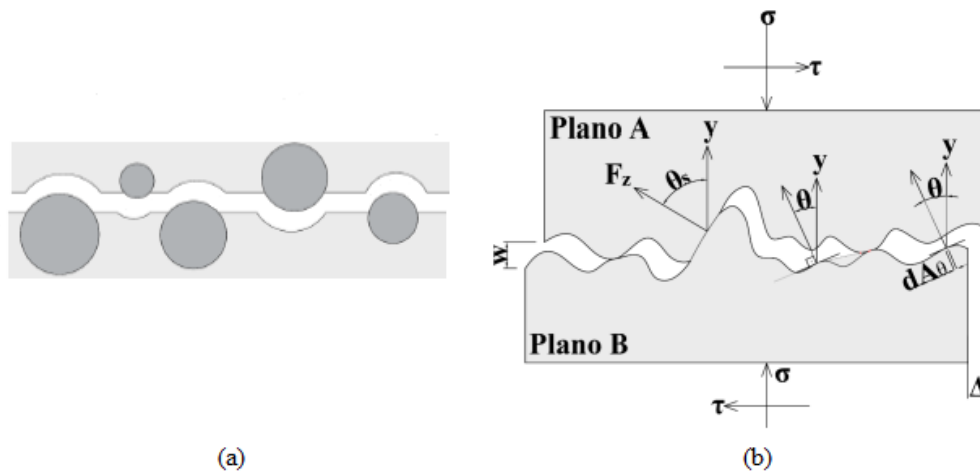
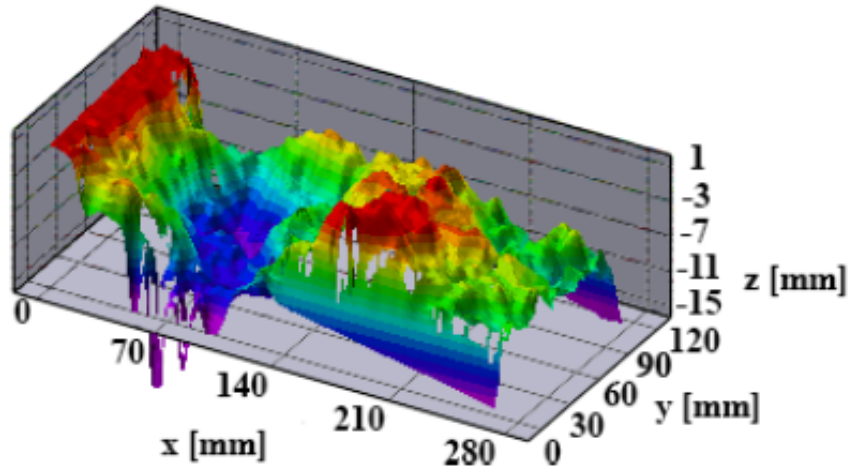


Figura 2.7: Discretização da fissura do modelo de duas fases(a) e do modelo de densidade de contato(b). Adaptado de [23].

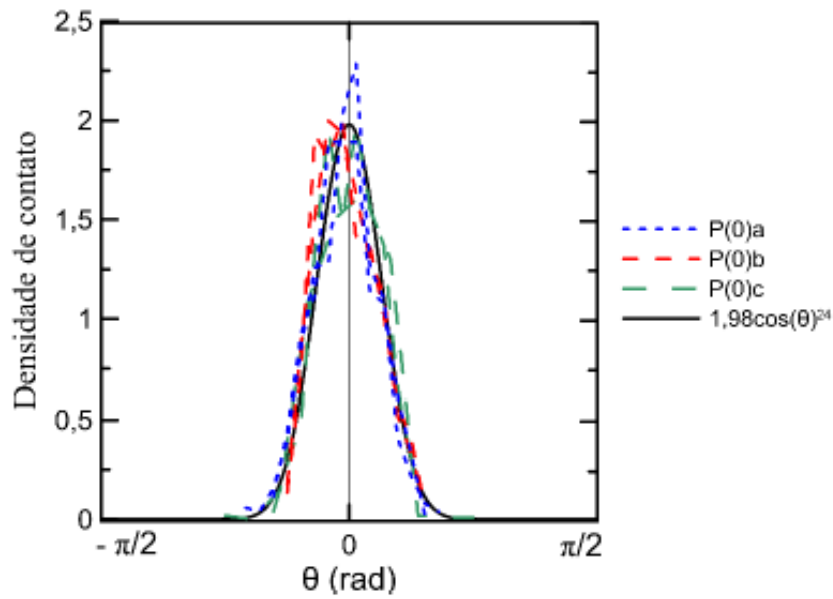
Em outra visão, o modelo de densidade de contato [40] propõe que a superfície fissurada seja discretizada em várias unidades com área definida a partir de uma função probabilística dos ângulos de contato entre as partículas (Figura 2.7(b)). Através de um escaneamento de vários perfis de fratura e determinação da inclinação de cada unidade de contato é possível definir a função de densidade de contato que é considerada uma propriedade do material e independe do tamanho e classificação dos agregados.

Através de análises fotogramétricas em três dimensões em superfícies de ruptura de ensaios de *push-off* (Figura 2.8a), Resende et al. [41] observaram que a macrorugosidade da fissura é relevante para análise do engrenamento

de agregados. Desse modo, os autores extraíram a densidade de frequência do ângulo de contato (θ) para cada lado do plano ruptura dos ensaios do tipo *Push-off* (Figura 2.8b).



(a)



(b)

Figura 2.8: Análise fotogramétrica em três dimensões(a) e densidade de contato experimental com curva trigonométrica ajustada para os resultados(b) [23].

Assim, a partir de modificações no modelo de densidade de contato proposto por Li e Maekawa [40], Resende et al. [41] chegaram as equações 2-1

e 2-2 que descrevem, respectivamente, as tensões normais e de cisalhamento transmitidas por engrenamento dos agregados.

$$\sigma_r = 7,92k' \int_{\arctg(1/r)}^{\pi/2} \left\{ \cos\theta^{24} \cos[\theta + \arctg(\mu)] \right\} d\theta \quad (2-1)$$

$$\tau_r = 7,92k' \int_{\arctg(1/r)}^{\pi/2} \left\{ \cos\theta^{24} \sen[\theta + \arctg(\mu)] \right\} d\theta \quad (2-2)$$

Onde r é a razão entre deslizamento (Δ) e abertura da fissura (w), μ é constante definida como coeficiente de atrito e k' é uma constante relacionada a máxima tensão de compressão suportada pelo concreto na direção de contato θ . Os valores de μ e k' foram confrontados com ensaios experimentais do tipo *push-off*. A calibração forneceu valores de coeficiente de atrito (μ) igual a 0,6 e k' variou entre valores de 6 e 12MPa, sendo o último valor o predominante entre as superfícies analisadas.

As vantagens, relativas a discretização física, do modelo proposto por Resende et al. [41] em relação ao de Li e Maekawa [40] é que o primeiro trabalho considerou atrito entre as unidades de contato. Além disso, as superfícies de ruptura analisadas para calibração da equação foram as próprias de ensaios de engrenamento (*push-off*), enquanto para o caso de Li e Maekawa [40], apenas corpos de prova cilíndricos fissurados foram utilizados.

2.2.2 Efeito de Pino

O efeito de pino consiste na capacidade de transmissão de forças perpendiculares ao eixo da armadura longitudinal. Ensaios experimentais conduzidos por Taylor [42, 43] apontam alguns parâmetros que podem influenciar o efeito de pino em uma viga, são eles: diâmetro da barra, resistência à tração do concreto, o cobrimento das barras, a largura da seção transversal da viga e as deformações na direção transversal da barra.

A partir de resultados experimentais, fórmulas empíricas foram desenvolvidas para quantificação do mecanismo [44, 45]. No entanto, uma discrepância relevante existe entre resultados fornecidos pelas equações. Em visão alternativa, alguns autores desenvolveram modelos mecânicos baseados na analogia de vigas em apoio elástico, isto é, armaduras longitudinais (vigas) apoiadas em concreto (apoio elástico) com uma determinada rigidez ao deslocamento transversal [21, 23, 44, 46].

Ao reconhecer que a aplicação de fibras dispersas no concreto aumenta a resistência fornecida pelo efeito de pino, Resende [23] propôs a análise do mecanismo segundo o sistema apresentada na Figura 2.9. A proposta consiste na discretização da região de contato entre a barra e o concreto (Figura 2.9(a))

como uma viga bi-engastada(Figura 2.9(b)). Na análise, três trechos são relevantes: comprimento de engaste da barra engastado na região não fissurada (a), o comprimento da fissura de fendilhamento (c) e o deslocamento horizontal da fissura crítica (b). Assim, para uma determinada abertura de fissura de fendilhamento (w_d), realizando uma análise elástica das forças resistentes e deslocamentos do sistema, é possível descrever a resistência de pino (V_d).

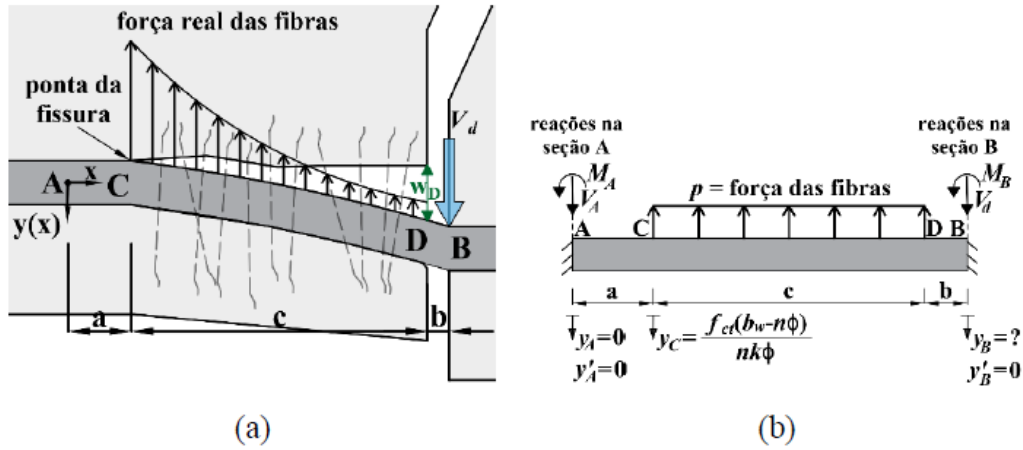


Figura 2.9: Modelo de efeito de pino proposto por Resende [23]

A atuação das fibras é representada por p que corresponde a força por unidade de comprimento fornecida pelas fibras entre fissuras.

$$p = f_{ctr} b_v \quad (2-3)$$

Onde f_{ctr} é a tensão residual fornecida pela fibra para uma abertura de fissura ($w_d/2$) em concreto submetido a tração uniaxial e b_v é a largura da seção transversal da viga. Y_c corresponde ao deslocamento vertical na ponta da fissura de fendilhamento e a é o comprimento de engaste da analogia de molas que representam o meio elástico do apoio das barras. Y_c e a são dados pelas equações 2-4 e 2-5.

$$y_c = \frac{f_{ct} (b_v - n\phi)}{nk\phi} \quad (2-4)$$

$$a = 1,4 \sqrt[4]{\frac{E_s I_s}{k\phi}} \quad (2-5)$$

Onde f_{ct} é a resistência à tração do concreto, b_v é a largura da viga, n é o número de barras da armadura longitudinal, k é a rigidez da analogia de molas que representam o meio elástico de concreto como apoio das barras

longitudinais (dado por $k = \frac{E_c}{2,2\phi}$), E_s é o módulo de elasticidade da barra longitudinal, ϕ é o diâmetro das barras e E_c é o módulo de elasticidade do concreto. As considerações dos valores adotados são detalhadas no trabalho de Resende [23].

As reações de apoio M_a , V_a , M_b e V_d podem ser obtidas sobrepondo os efeitos de y_b e o carregamento p . Com isso, chega-se ao seguinte equacionamento para definição dos valores de V_d e do deslocamento y_b .

$$V_d = \frac{0,5 p c (2a^3 + 6a^2b + 6a^2c + 6abc + 4ac^2 + 2bc^2 + c^3) + 12E_s I_s y_b}{(a + b + c)^3} \quad (2-6)$$

$$y_b = \frac{p C_1 + 24 E_s I_s C_2}{24 a^2 E_s I_s (a + 3b + 3c)} \quad (2-7)$$

Onde:

- Y_b : deslocamento no ponto b (mm)
- b : Deslocamento horizontal da fissura crítica
- c : Comprimento da fissura de fendilhamento
- $C_1 = a^2c [8ab^3 + 18ab^2c + 12abc^2 + 3ac^3 + 6b^3c + 10b^2c^2 + 5bc^3 + c^4]$
- $C_2 = a^3 + 3a^2b + 3a^2c + 3ab^2 + 6abc + 3ac^2 + 2b^3 + 3b^2c + 3bc^2 + c^3$

Uma segunda condição considerada para análise do sistema foi que a abertura de fissura w_d seja igual a diferença entre o deslocamento do ponto d e do ponto c ($w_d = y_d - y_c$), onde y_d pode ser obtido a partir da equação da linha elástica da Figura 2.9(b). Nessa abordagem, o efeito de pino V_d pode ser descrito pela seguinte equação.

$$V_d = \frac{3[M_b b^2 + 2 E_s I_s (w_d + y_c - y_b)]}{b^3} \quad (2-8)$$

Assim conhecendo as propriedades dos materiais (E_s, I_s, f_{ct} e f_{ctr}) e os valores de w_d e b , a manipulação das equações 2-3 a 2-8 fornecem os valores de c e V_d .

2.2.3

Resistência Residual do Concreto

Com o início da fissuração, o concreto exibe uma capacidade de resistência residual que permite a transferência de tensões até que a abertura de fissuras chegue a um determinado valor crítico. Esse efeito, denominado resistência residual do concreto, foi reconhecido como relevante por Hillerborg [47] que desenvolveu o modelo da fissura fictícia para representar o comportamento

do concreto pós-fissuração. Segundo o autor, quando as tensões na ponta da fissura atingem a resistência do concreto (f_{ct}), a fissura tende a se propagar. No entanto, as tensões não reduzem a zero de forma repentina, mas de forma gradual em uma região de microfissuração, denominada Zona de Processamento da Fratura (ZPF), que permite transmissão de tensões até que a fissura atinja um determinado valor crítico (w_{cr}).

Durante o processo da abertura de fissura, tensões residuais devem ser superadas, logo energia é absorvida. Esse parâmetro é usualmente denominado como energia da fratura (G_f) e é dada pela área do gráfico de tensões por abertura de fissura ilustrado na Figura 2.10. Na literatura estão disponíveis alguns modelos de equações que descrevem os parâmetros do gráfico de tensões residuais do concreto submetido a tração [28, 48, 49].

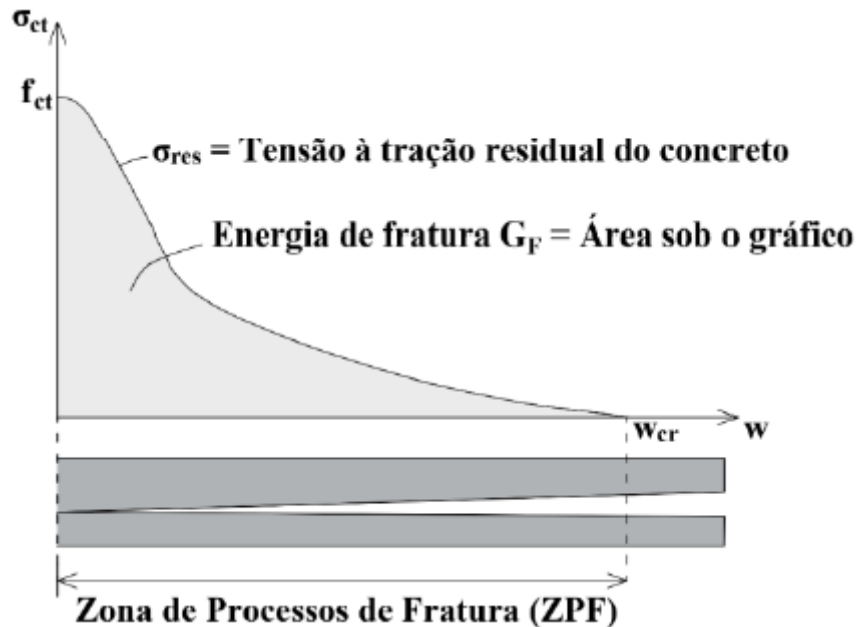


Figura 2.10: Tensão à tração residual do concreto em função da abertura de fissura [23].

2.2.4

Parcela Não Fissurada de Concreto

De acordo com Kani [50], os elementos de concreto entre duas fissuras consecutivas podem ser visualizados como vigas em balanço ancoradas na região de compressão da viga e carregadas pela força ΔT (Figura 2.11). A força ΔT é resultado da variação de momento fletor na peça estrutural. Assumindo que não existe transferência por outros meios, as forças de compressão e tração entre fissuras são equilibradas por bielas comprimidas e tirantes tracionados.

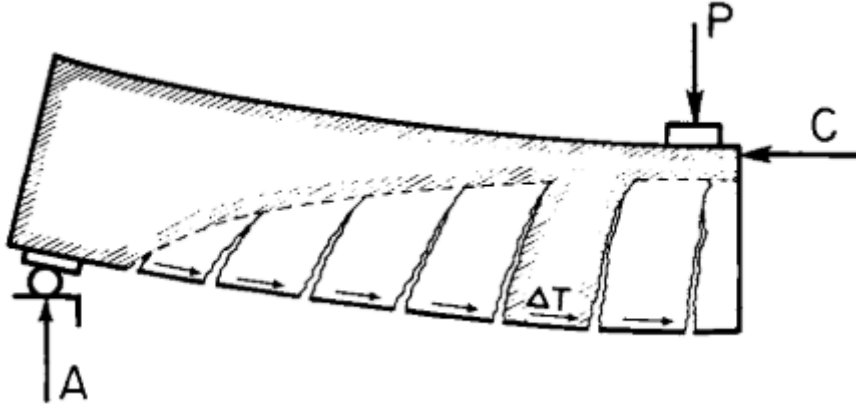


Figura 2.11: *Cantilever action* [50].

Quando as forças no tirante tracionado ultrapassam a resistência a tração do concreto, a fissura tende a seguir um caminho quase horizontal e a parcela resistente devido ao efeito de viga tende a diminuir. Por fim, a perda de aderência entre barras e o concreto elimina por completo o efeito.

A Figura 2.12 ilustra a premissa adotada por Cavagnis et al. [24] e Lopez et al. [46] para cálculo da contribuição de resistência ao esforço cortante fornecida pela parcela não fissurada em vigas esbeltas. No modelo, as tensões de compressão no concreto acima da ponta da fissura crítica crescem linearmente até a fibra mais comprimida e resultam em uma componente horizontal (N_{cc}) e vertical (V_{cc}), que definem a inclinação da biela de compressão até o apoio (α_{cc}).

Devido a essa inclinação, forças são transmitidas entre as seções AB e CD. A distribuição de tensões na seção CD do apoio pode ser admitida como constante correspondente ao bloco de tensões de altura c_{m2} com uma tensão de compressão igual a σ_c . Assim, a partir da análise geométrica da Figura 2.12, a contribuição da região não fissurada pode ser dada por:

$$V_{cc} = N_{cc} \tan(\alpha_{cc}) = \sigma_c c_{m2} b \left(\frac{h_T}{3} - \frac{c_{m2}}{2} \right) \frac{1}{r_T} \quad (2-9)$$

Onde b_v é a largura da seção transversal da viga, r_T é a distância horizontal entre as seções AB e CD e h_T é a altura da zona de compressão acima da fissura crítica. Para os valores de σ_c e c_m , Lopez et al. [46] consideraram, respectivamente, a resistência à compressão do concreto (f_c) e a altura efetiva do bloco de tensões na borda do apoio (c_m).

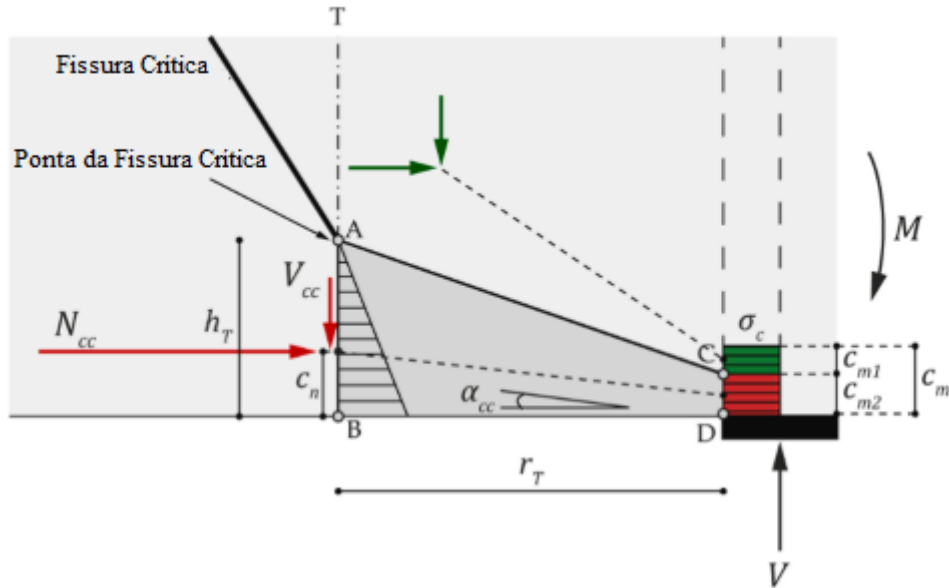


Figura 2.12: Hipótese de distribuições de tensões para quantificação da contribuição da parcela não fissura. Adaptado de [46].

2.2.5 Estribos

Em vigas de concreto armado, a adição de um mecanismo resistente ao cortante é usualmente realizada através da aplicação de armaduras na direção transversal, denominadas como estribos. Se quantidades suficientes de estribos são aplicadas, o membro possui capacidade suficiente de redistribuição interna de forças e rotação dos ângulos da fissura crítica, geralmente evitando localização de deformações transversais na fissura e, dessa forma, é esperada uma falha por esmagamento do concreto. Nesse caso, os elementos são usualmente projetados com métodos baseados em equilíbrio como o modelos de bielas e tirantes [9]. Esses métodos limitam o ângulo da fissura a partir da consideração de um rompimento conjunto por esmagamento da biela e escoamento da armadura transversal. No entanto, a possibilidade da variação do mecanismo de rompimento (ângulo da biela variável) torna difícil explicitar a contribuição dos outros mecanismos isoladamente [22].

Além disso, é cabível citar que vigas de concreto com quantidades mínimas de armaduras transversais apresentam uma grande dispersão de resultados em termos de resistência, forma da fissura crítica e capacidade de deformação. Esse fato pode ser justificado pela grande variação da contribuição dos diferentes mecanismos resistentes devido a variações na cinemática da fissura até a falha [35]. Devido às particularidades do uso de armaduras

mínimas, alguns autores tendem a desvalidar, para esse caso, o uso de métodos baseados no limite inferior da plasticidade para o cálculo da resistência ao cortante [9, 17].

Estudos atuais quantificam a resistência dos estribos através de modelos que interpretam a distribuição de tensões entre concreto e barra nas proximidades da fissura através da consideração do comportamento constitutivo de aderência entre os materiais e dos deslocamentos na direção da armadura transversal [35, 22, 46].

A Figura 2.13 apresenta as considerações adotadas por Huber et al. [22] para quantificação da resistência de estribos de aço. Nessa abordagem, o deslocamento vertical entre as faces da fissura é restringida pelo estribo através da transferência de tensões da barra para o concreto ditada pelo comportamento de aderência entre os materiais.

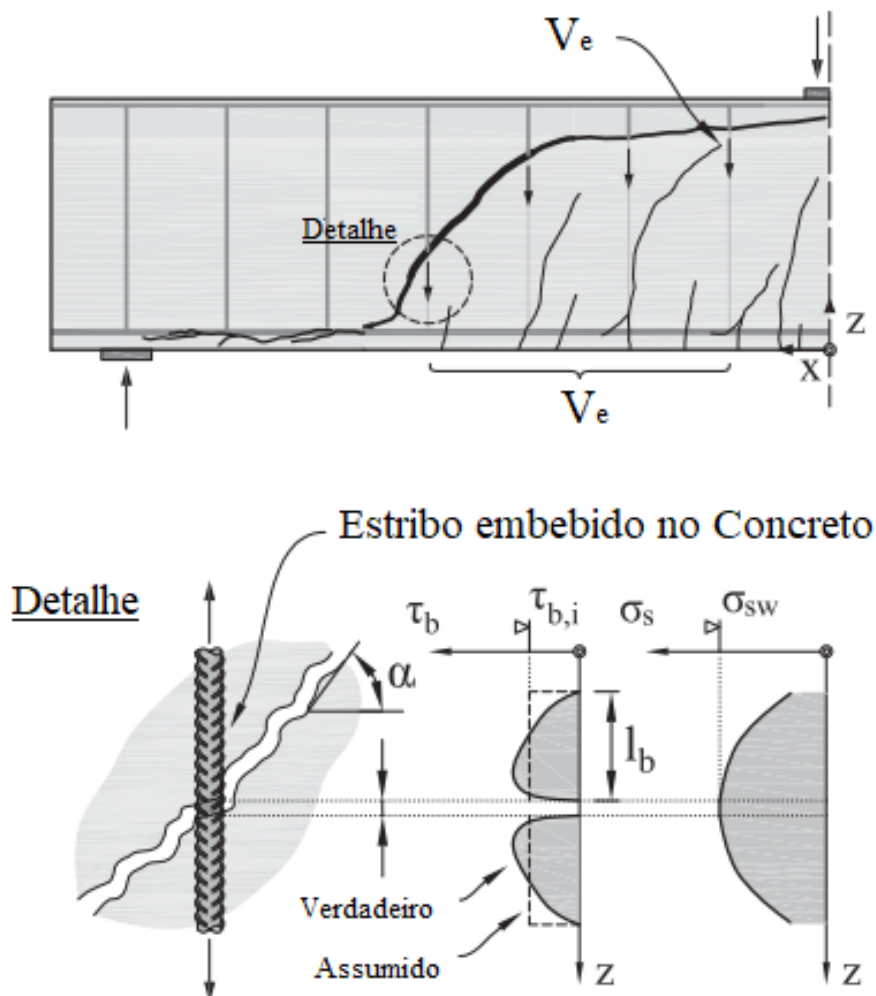


Figura 2.13: Contribuição da resistência de estribos entre faces da fissura diagonal crítica. Adaptado de [22].

Sabe-se que a abertura de fissura é resultado dos deslizamentos entre a barra e o concreto somada as deformações da barra. Assim, de posse do comportamento constitutivo de aderência e da solução da equação diferencial que rege o problema de transferência de tensões entre a barra e o concreto é possível obter as tensões mobilizadas nos estribos. Partindo dessas premissas, o procedimento de cálculo adotado para análise nesse estudo será descrito na seção 5.1.5.

2.2.6 Fibras

A Figura 2.14(a) apresenta a atuação de fibras em uma fissura de flexo-cisalhamento de uma viga de concreto. Entre as faces da fissura são evidenciados deslizamentos e aberturas que correspondem, respectivamente, ao modo I e II de fratura. Nesse caso, as fibras na matriz de concreto transmitem tensões tangentes (τ_f na Figura 2.14(b)) e tensões normais (σ_f na Figura 2.14(c)) ao plano da fissura.

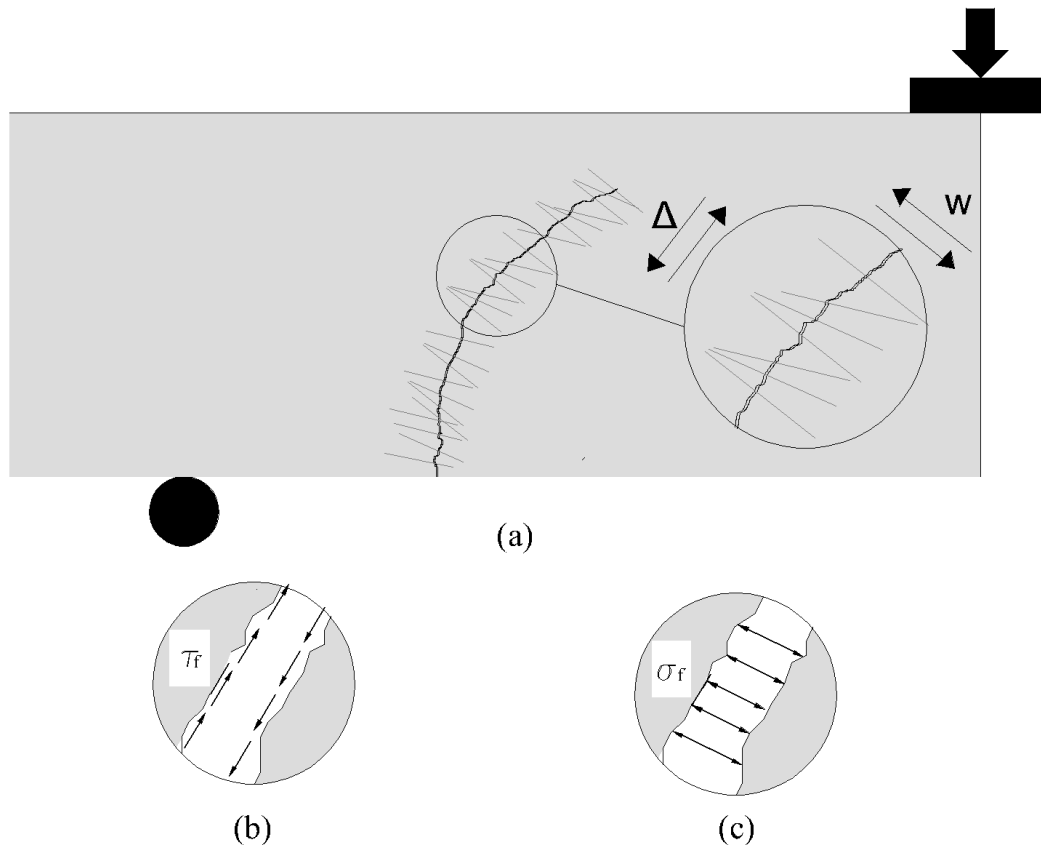


Figura 2.14: Atuação de fibras em uma fissura de flexo-cisalhamento(a), tensões de cisalhamento tangentes a fissura(b) e tensões normais ao plano da fissura(c)

Para quantificação da resistência fornecida por fibras de aço, Resende et al. [41] propuseram um modelo que considera que cada fibra resiste ao deslocamento nas direções transversal e longitudinal, sendo a força resistente normal (N) e tangente (V) dadas, respectivamente, pelas equações 2-10 e 2-11

$$N = N' \cos(\alpha') - V' \sin(\alpha') \quad (2-10)$$

$$V = N' \sin(\alpha') + V' \cos(\alpha') \quad (2-11)$$

Onde α' é o ângulo da fibra em relação à direção normal à face da fissura e N' e V' são as forças nas direções normais e transversais às fibras. Devido às ações de fibras com inclinações próximas a 90° em relação ao plano de cisalhamento serem desprezíveis, os autores arbitraram como ativadas apenas as fibras com ângulo α' entre 70° e -70° . Assim, as tensões normais e de cisalhamento transmitidas em um determinado comprimento da fissura crítica são dadas por:

$$\sigma_f = \int_{-1.22}^{1.22} \eta_f \Omega_f [N' \cos(\alpha') - V' \sin(\alpha')] d\alpha' \quad (2-12)$$

$$\tau_f = \int_{-1.22}^{1.22} \eta_f \Omega_f [N' \sin(\alpha') + V' \cos(\alpha')] d\alpha' \quad (2-13)$$

Onde:

- σ_f é a tensão normal à fissura proveniente da ação das fibras;
- τ_f é a tensão de cisalhamento tangente à fissura proveniente da ação das fibras;
- η_f é o número de fibras por unidade de área de cisalhamento;
- α' é o ângulo da fibra com relação à direção normal à face da fissura;
- Ω_f é a densidade de probabilidade dos ângulos α das fibras em uma área de cisalhamento unitária.
- N' é a força normal resistida pela fibra
- V' é a força transversal resistida pela fibra

A parcela V' é dada pela força transversal às fibras resistente à plastificação das fibras e varia segundo o sentido do deslizamento ν como:

$$\begin{cases} V' = +V_{pl} & \text{se } \nu > 0 \\ V' = -V_{pl} & \text{se } \nu < 0 \end{cases} \quad (2-14)$$

Em visão alternativa, Cavagnis [9] propõe que a contribuição V_{fib} de fibras seja dada pela projeção das tensões residuais pós-fissuração fornecida pelas fibras ao longo da fissura (eq. 2-15)

$$V_{fib} = \sigma_f b (x_F - x_A) \quad (2-15)$$

Onde:

- σ_f é a tensão normal ao plano da fissura proveniente da ação das fibras;
- b é a largura da viga;
- $x_F - x_A$ é a projeção horizontal do comprimento da fissura crítica;

Com base nas particularidades citadas, o procedimento de cálculo adotado nesse estudo estabelecerá premissas que serão melhor discutidas na seção 5.1.6.

2.3

Esforço Cortante em Vigas Armadas com Barras de PRF

Para entender e analisar a resistência ao esforço cortante de vigas armadas com barras de PRF, é necessário considerar as propriedades intrínsecas do material quando comparado às armaduras convencionais de aço. Isto é, o possível relativo baixo módulo de elasticidade, a alta resistência sem patamar de plastificação e menor resistência na direção transversal devem ser analisados sob a óptica da quantificação dos mecanismos anteriormente descritos [2].

Como citado na seção 2.2.5, é esperada uma mudança física no comportamento de vigas com ou sem estribos. Desse modo, esta seção trará resultados de ensaios experimentais para os dois casos. Além disso, serão apresentadas algumas particularidades relevantes a esse estudo sobre a utilização de concreto armado com barras de PRF e com fibras.

Para melhor compreensão do leitor, a seguir são apresentadas algumas variáveis de interesse:

- A_{prf} é a área da seção transversal da barra de PRF utilizada como armadura longitudinal;
- b_v é a largura da seção transversal da viga;
- d é a altura útil da seção transversal;
- E_{prf} é o módulo de elasticidade da barra de PRF;
- E_a é o módulo de elasticidade da barra de aço;
- s é o espaçamento entre estribos;
- ρ é a taxa de armadura longitudinal ou de flexão na seção transversal da viga, dada por $\frac{A_{prf}}{b_v d}$;

2.3.1

Vigas sem Armaduras Transversais

Para uma mesma taxa de armadura longitudinal (ρ), vigas armadas com barras de PRF têm menor resistência ao cortante do que vigas armadas com aço, além de apresentarem maiores deformações que culminam em fissuras de maior altura e abertura. No entanto, sob o ponto de vista de modo de ruptura, para ambas as formas de armação é possível considerar mecanismos resistentes de mesma natureza [10, 11, 12, 13, 14].

Tureyen et al. [10] conduziram experimentos em vigas sem estribos armadas à flexão com barras de PRFV, PRFA e aço. O estudo indicou que, para uma mesma taxa de armadura longitudinal, vigas armadas com PRF possuem resistência ao cortante menor do que vigas com aço. No entanto, ao analisarem a função que correlaciona a taxa de rigidez equivalente fornecidas pelas barras ($\rho_{eff} = \rho \times \frac{E_{prf}}{E_a}$) e a resistência ao cortante, os autores observaram uma mesma tendência de resistência ao cortante nas vigas armadas com PRF e vigas armadas com aço. Dessa forma, Tureyen et al [10] apontaram a resistência ao cortante como função da rigidez da armadura longitudinal.

Guadagnini et al. [12] estudaram o comportamento de vigas com diferentes relações entre vão de cisalhamento de ruptura e altura útil da viga ($a/d = 1,1$; $a/d = 2,2$ e $a/d = 3,3$) a fim de analisar o comportamento ao cortante para diferentes formas de ruptura. Vigas armadas com PRF sem armaduras transversais apresentaram modos de falha similares aos casos de vigas com aço. Além disso, para ambos os tipos de barras, foi percebida a relação de que quanto menor a relação a/d , uma maior resistência ao cortante é obtida. Desse modo, os autores defenderam a funcionalidade dos mecanismos de transferência de cortante conhecidos para o caso de armação com aço.

Experimentos em vigas com mesma seção transversal e diferentes taxas de armadura longitudinal foram realizados por Yost et al. [51] ($\rho = 1,11 - 2,27\%$) e Ashour e Kara [52] ($\rho = 0,11 - 0,44\%$). Ambos os estudos observaram um pequeno acréscimo de resistência ao cortante com o aumento da quantidade de armaduras longitudinais.

Bentz et al. [13] realizaram estudos experimentais em vigas armadas com barras PRFV com diferentes alturas da seção transversal (250, 500 e 1000 mm) e taxas de armadura longitudinal (0,5% e 2,5%). Os autores constataram uma minoração de resistência ao cortante ao aumentar a altura da seção quando mantida constante a taxa de armadura longitudinal em relação as dimensões transversais ($\frac{A_{prf}}{b_v d}$). Em outro agrupamento de espécimes com diferentes alturas de seção, os autores utilizaram uma maior taxa de armadura longitudinal. Como resultado, uma mesma tendência de queda de resistência foi observada,

no entanto, o efeito foi aparentemente minorado. Os autores utilizaram a expressão "efeito de deformações" para se referir à relação de que quanto menor a rigidez à deformações, menor é a resistência ao cortante. Desse modo, sob análise através de conceitos do modelo dos campos de compressão modificado (MCCM), o estudo defende que a resistência ao esforço cortante de vigas com PRF segue a mesma tendência de vigas armadas com aço, sendo a atuação conjunta do efeito escala e do efeito das deformações o fator preponderante para análise de resistência de vigas sem armaduras transversais.

Alam e Hussein [53] estudaram o comportamento de vigas armadas com PRFV. As variáveis aplicadas ao estudo foram a altura das vigas (350 e 500 mm) e taxa de armadura longitudinal (0,3%, 0,8% e 1,4%). Em comum acordo com Bentz et al. [13], os autores observaram o aumento da resistência ao cortante com o aumento da taxa de armadura longitudinal ($\frac{A_{prf}}{b d}$). Em outro estudo, Alam e Hussein [14] observaram a queda de resistência ao cortante em vigas com diferentes alturas (350, 500, 650 e 800 mm) e mesma taxa de armadura longitudinal de PRFV (0,9%). Os resultados obtidos pelos autores estão de acordo com a tendência observada por Bentz et al. [13].

El Refai e Abed [54] realizaram testes experimentais em oito vigas armadas com barras de PRFB e duas vigas armadas com aço. As variáveis do estudo experimental foram a taxa de armadura longitudinal (0,3% a 1,5%) e a relação a/d (2,5 e 3,3). Os autores observaram que a contribuição do concreto para a resistência ao cortante aumenta quando a taxa de rigidez equivalente ($\rho_{eff} = \rho \frac{E_{prf}}{E_A}$) aumenta e a relação a/d diminui. Outrossim, um aumento no número de fissuras foi observado com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Por fim, em análise comparativa com resultados da literatura, os autores observaram uma resistência ao esforço cortante similar entre vigas armadas com barras de PRFB, PRFV e PRFA sob justificativo do similar módulo de elasticidade dos materiais.

Jumma e Yousif [55] estudaram o efeito de escala em 20 vigas sem estribos armadas à flexão com barras de PRFB. As variáveis aplicadas no estudo foram: a altura da viga (300, 500 e 700 mm), taxa de armadura de flexão (0,706-2,69%) e resistência à compressão do concreto (42,2 MPa e 73,4 MPa). Os autores observaram uma redução da resistência ao cortante em 32,8% e 43,6% com o aumento da altura útil da seção transversal de 252 mm para 452 mm e 635 mm, respectivamente. Além disso, vigas com maiores alturas apresentaram um rompimento mais frágil do que vigas com menores alturas. Por fim, em comum acordo com Bentz et al. [13], os autores também observaram que o aumento da taxa de armadura longitudinal minora o efeito de escala.

2.3.2

Vigas com Armaduras Transversais

As principais particularidades de estribos (armaduras transversais) de PRF são: a menor resistência das dobras, o comportamento elástico-linear e o espaçamento da região de atuação efetiva do material. No entanto, quando devidamente posicionados, os elementos podem fornecer uma adequada contribuição para a resistência ao cortante, com ductilidade antes da ruptura final da estrutura [2, 13, 15, 16].

Wegian et al. [11] analisaram vigas armadas com PRFV e estribos de aço. Maiores deformações e deflexões foram observadas em vigas armadas à flexão com barras de PRFV quando comparadas à casos de uso de armaduras longitudinais de aço. O estudo também apontou uma menor resistência ao cortante de vigas armadas com PRFV sob justificativa da natureza da fissuração, isto é, fissuras de maior altura, abertura e menos espaçadas.

Bentz et al. [13] realizaram estudos experimentais em vigas com armadura longitudinal e transversal (estribos) de barras com PRFV. Vigas submetidas a rupturas por esforço cortante apresentaram rompimento nas dobras dos estribos, o material chegou a deformar apenas 55% da capacidade de deformação total sob tração uniaxial. Em outra visão, uma viga com maior quantidade de camadas de armaduras longitudinais não apresentou ruptura nas dobras. Sob justificativa de uma possível melhor distribuição de tensões de cisalhamento na seção transversal, os autores defendem que é possível que a maior quantidade de camadas seja preferível para melhorar a contribuição dos estribos para a resistência ao cortante.

Estudos experimentais de Alam et al. [14] em vigas sem armaduras transversais mostraram que o espaçamento entre fissuras aumenta com o aumento da altura da seção, sendo, em média, igual a $0,5d$. Como o tamanho da fissura é função do espaçamento entre fissuras e das deformações perpendiculares à seção fissurada, membros com maiores escalas possuem uma menor resistência ao cortante devido à existência de fissuras de maior abertura, fator denominado como efeito de escala. É reconhecido que a aplicação de uma taxa mínima de estribos pode evitar a separação entre fissuras, o que pode diminuir o efeito escala [3].

Jumma e Yousif [56] analisaram a presença de efeito escala em vigas com armaduras longitudinais e armaduras transversais de barras de PRFB. A presença de estribos reduziu o espaçamento entre fissuras para $0,36d$, quando comparado ao caso de vigas sem armaduras transversais, que obteve um espaçamento de $0,52d$. Além disso, os autores defenderam a proposição de que a existência de estribos de PRFB não evita completamente o efeito

escala, já que a carga de fissura inicial, a abertura de fissura, a análise de resistência dos mecanismos, as deformações nos estribos e a resistência ao cortante ainda foram afetados pela altura da seção. Dessa forma, apesar da atuação dos estribos como agente de restrição de abertura da fissura, deve-se tomar cuidado na consideração da inexistência do efeito escala para o caso, levando em conta a particularidade da menor rigidez de barras de PRF que, para alcançar resistência, depende da existência de maiores aberturas de fissuras.

Fabio et al. [16] analisaram o efeito da aplicação de taxas de armaduras transversais mínimas (estribos em formato de U) e armaduras de pele de PRFV na resistência ao cortante. Ao comparar com a vigas sem estribos e sem armaduras de pele, o estudo apontou um acréscimo de resistência de 52.2% e 68.1% para casos de aplicação dos estribos mínimos e armaduras de pele ,respectivamente. Outrossim, ao comparar vigas de diferentes alturas (978, 330 e 146 mm), os autores observaram a funcionalidade da aplicação das armaduras para a redução significativa do efeito escala. Entretanto, é cabível ressaltar que as armaduras de peles possibilitaram um aumento da rigidez à flexão e a formação de fissuras menos espaçadas.

Jonshon e Shaikh [15] estudaram o comportamento de estribos de PRFV em vigas. Diferentes taxas da armadura transversal ($\frac{A_{prf}}{b_v s}$) foram aplicadas (0,2% - 0,5%). Em geral, as vigas apresentaram ruptura nos estribos com aumento de resistência quando comparado ao caso sem armaduras transversais. Além disso, com relação ao comportamento estrutural em serviço, as vigas forneceram ductilidade antes da ruptura e um comportamento menos frágil do que o esperado. Isto é, perto da carga de falha, fissuras visíveis foram notadas. Em acréscimo ao entendimento da funcionalidade no estado limite de serviço, é cabível citar que as vigas armadas com PRFB do estudo de Jumma e Yousif [56] tiveram uma menor abertura de fissura com o aumento da taxa de armadura transversal.

Said et al. [57] realizaram um estudo experimental em vigas armadas com PRFV aplicando como variáveis a quantidade de estribos e a resistência do concreto. Quando comparado à viga sem estribo, aumentos de 41% e 82% da resistência ao cortante foram observados com a aplicação de estribos de 8 mm de diâmetro espaçados em 215 e 100mm, respectivamente. Em outra análise, para uma mesma taxa de armadura transversal, os autores observaram um aumento da resistência ao cortante de 49% com o aumento da resistência do concreto de 25MPa para 45MPa, e de 104% com o aumento de 25MPa para 70 MPa.

Ao analisar o comportamento mecânico de estribos de PRFV, Jonshon

e Shaikh [15] mediram deformações maiores do que 1% antes da falha do material, enquanto Said et al. [57] tiveram respostas que variaram entre 0,43% e 0,95%. Os estribos de PRFB do estudo de Jumma e Yousif [56] chegaram a deformações de 1,5-2,5% das deformações permitidas pela ACI 440.1R-15 [2]. Dessa forma, ambos os autores indicaram um possível conservadorismo de normas na previsão da capacidade máxima de resistência dos estribos. No entanto, para considerar maiores nível de deformação, a análise de resistência deve levar em conta não somente a falha do material, como também os limites de aberturas de fissuras.

A ACI 440.1R-15 [2] recomenda a utilização da metodologia tradicional adotada para vigas armadas com estribos de aço para obtenção da resistência ao cortante de vigas armadas com estribos de PRF, isto é, soma-se a resistência do concreto (efeito de pino, contribuição pela parcela não fissura, engrenamento de agregados e resistência residual do concreto) com a resistência dos estribos ($V_t = V_c + V_e$). No entanto, esta norma limita a resistência dos estribos devido à maior sensibilidade das dobras do material.

É importante entender que, ao contrário de estribos de aço, estribos de PRFV não possuem a característica de plastificação, o que não permite que todos os estribos entre as fissuras atinjam uma contribuição uniforme na fissura crítica [15]. Sendo assim, é cabível ressaltar que estudos recentes [56, 58] mostram que, apesar das normatizações usualmente considerarem a contribuição do concreto e dos estribos constantes até a falha por cortante, a influência dos fatores deve considerar o nível de abertura da fissura existente.

Em estudo teórico-experimental, Jonshon e Shaikh [15] constataram que quando são consideradas altas deformações no estribo (superiores a 0,004), é possível que a ACI 440.1R-15 [2] forneça previsões de resistência fora da segurança, isto é, ângulos de fissuras maiores do que 45° são formados e saem do padrão de cálculo da normatização. Dessa forma, apesar de alguns estudos [15, 57, 56] mostrarem a maior capacidade de estribos do que algumas limitações impostas por normatizações [2], uma boa previsão de resistência máxima é feita quando respeitado o limite de ruptura do material, a abertura de fissuras da estrutura, espaçamento entre estribos e a devida quantificação relativa das parcelas V_c e V_e .

2.3.3

Vigas com CRF e Barras de PRF

Alguns autores relatam que o uso de estribos de PRFV em estruturas também armadas à flexão com barras de PRFV com previsão de altas deformações pode ter caráter impraticável devido ao alto custo da aplicação

relacionado à provável necessidade de um pequeno espaçamento e a minoração de resistência para a segurança do dimensionamento [13, 15]. Desse modo, a pesquisa por alternativas de reforços ao cortante em vigas de concreto com barras de PRF ainda é relevante.

De Sá et al.[8] realizaram um estudo experimental a fim de verificar a influência da aplicação de fibras de polipropileno (10 kg/ m³ de concreto) em vigas armadas com barras de PRFV. Os elementos com fibras, submetidas à ruptura por flexão, apresentaram um aumento em cerca de 10% na rigidez ao deslocamento e até 40% das deformações últimas do concreto. Além disso, uma diminuição do espaçamento e abertura de fissura foram observados.

Além disso, diversos estudos indicam [4, 5, 6, 7, 8] que a aplicação de Concreto Reforçado com Fibras (CRF) em vigas com barras de PRF submetidas a ruptura por flexão é uma alternativa para melhoria do comportamento estrutural em serviço. Aumento de ductilidade, rigidez pós-fissuração e diminuição da abertura de fissuras são alguns dos fatores apontados como passíveis de modificação. Adicionalmente, é esperado que a atuação da ponte de fibras na fissura crítica modifique os mecanismos resistentes ao esforço cortante.

Dev et al. [59] estudaram o comportamento ao esforço cortante em vigas armadas à flexão com barras de PRFV e fibras de aço ou polipropileno em diferentes dosagens (0,35%, 0,70%, 1%). No geral, a adição de fibras aumentou a rigidez pós-fissuração, carga última e ductilidade quando comparado aos casos sem fibras. Outrossim, estes autores constataram que o aumento do teor de fibras modificou o padrão de fissuração indicando uma mudança de ruptura de uma repentina tração diagonal (em vigas com menores teores de fibras) para uma configuração mais dúctil em casos de alto teor de fibras. Devido a estas constatações, os autores apontaram que é possível que tenha havido um aumento da resistência fornecida pelos mecanismos resistentes.

Arslan e Keskin [60] estudaram o comportamento ao esforço cortante de vigas armadas com aço e estribos de aço; e diferentes teores de fibras de polipropileno (1%, 2% e 3%). Em análise numérico-experimental, os autores observaram que a efetividade das armaduras transversais diminui com o aumento da quantidade de fibras na matriz.

Desse modo, apesar de estudos indicarem uma melhoria do comportamento à flexão em vigas com CRF e barras de PRFV, o comportamento particular de vigas armadas com estribos e/ou fibras indicam importantes dúvidas sobre o comportamento resistente ao esforço cortante. Assim, esse estudo tem o objetivo de analisar os mecanismos resistentes ao esforço cortante através de uma análise teórico-experimental afim de possibilitar contribuições na área de conhecimento.

3

Programa Experimental

No programa experimental deste estudo, quatro vigas de concreto foram confeccionadas. A variável do estudo foi a existência ou não de estribos mínimos de PRFV e/ou fibras de basalto na matriz de concreto. Ensaio adicionais de caracterização foram realizados para obtenção da resistência à compressão e resistência à tensões de tração residual (pós-fissuração) do concreto. Todos os testes foram executados no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Nesse capítulo são apresentados os procedimentos adotados ao longo da campanha experimental.

3.1

Etapas do Programa Experimental

O programa experimental foi realizado em três principais etapas, descritas na Figura 3.1. A primeira etapa consistiu no estudo da composição do concreto a ser utilizado. Dosagens foram estudadas para obter um concreto com trabalhabilidade e resistência à compressão próxima a 40 MPa.

A segunda etapa foi referente a produção dos elementos a serem ensaiados para fins de caracterização do concreto (cilindros e prismas) e comportamento estrutural (vigas esbeltas).

Por fim, a terceira etapa consistiu na realização dos ensaios de caracterização e estruturais.

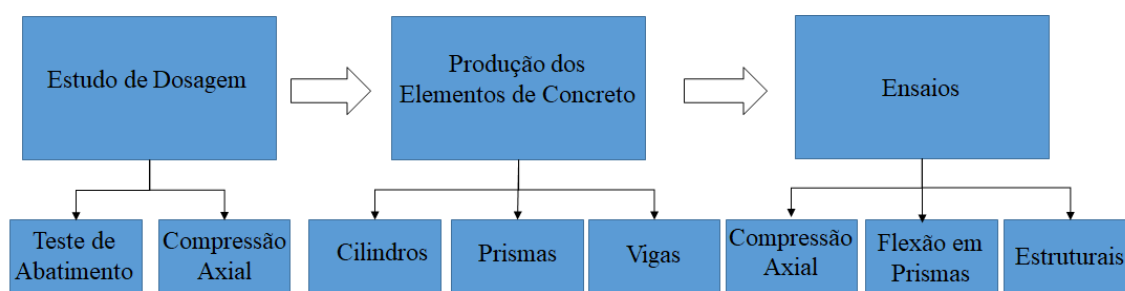


Figura 3.1: Etapas do programa experimental.

3.2

Materiais Utilizados

3.2.1

Concreto

A composição dos concretos adotados, com e sem fibras, e os parâmetros relevantes do estudo da dosagem estão apresentados na Tabela 3.1. O volume de fibras adotados para o CRF desse estudo foi de 0,5% (10,5 Kg/m³), em consideração às limitações do percentual relativos às questões de trabalhabilidade necessária para uso prático em obras. Além disso, resultados de Branston et al. [33] sobre o comportamento pós-fissuração do concreto reforçado com fibras semelhantes às utilizadas nesse estudo também foram considerados na decisão.

O aglomerante utilizado foi o cimento Portland (CPII-F) do fabricante LafargeHolcim. A areia utilizada como agregado miúdo teve origem natural. Como agregado graúdo foi utilizada brita com diâmetro máximo de 12,5 mm. A areia e brita foram secas em estufa do laboratório para um melhor controle da relação água-cimento (a/c) da dosagem. Além disso, para melhorar a trabalhabilidade do concreto foi utilizado o superplastificante Glenium®51.

Tabela 3.1: Composição do concreto

Composição do Concreto (Kg/m³)		
Fração Volumétrica de Fibras (%)	0	0,5
Cimento CP-II-F	450	450
Areia natural	850	850
Brita ($d_{máx} = 12,5mm$)	919	906
Água	183	183
Glenium®51	3,6	3,6
Fibras de basalto	0	10,5
Relação água-cimento (a/c)	0,41	0,41
Relação água/materiais Secos	0,08	0,08
Teor de argamassa seca	0,59	0,59
Super plastificante S.P.C*(%)	0,80	0,80

*S.P.C: Sobre Peso de Cimento

Para mistura dos materiais foi utilizado uma betoneira com capacidade de 400 litros. Inicialmente, os agregados e 70 % da água foram misturados por cerca de 3 minutos até uma a homogeneização dos materiais. Posteriormente, o cimento foi adicionado e a mistura seguiu por, aproximadamente, mais dois minutos. Após isso, o restante da água (30%) e o superplastificante foram adicionados à mistura e a betoneira foi acionada por cerca de três minutos até a homogeneização do concreto. Por fim, as fibras foram adicionadas de forma gradual por, aproximadamente, três minutos.



Figura 3.2: Concreto fresco em ensaio de abatimento.

A dosagem alcançou um concreto com abatimento de cerca de 70 mm com boa consistência, coesão e homogeneidade. A Figura 3.2 apresenta o teste de abatimento do concreto em estado fresco no dia da confecção dos elementos à serem ensaiados.

3.2.2 Barras de PRFV

As barras de PRFV (Figura 3.3) foram fornecidas pela Haizer Bulding Solution. Segundo o fornecedor, as barras foram feitas com fibras de vidro ECR (75-85% do volume) aglutinadas por uma matriz epóxi (15-25% do volume), esta constituída por dois tipos de resinas, uma com função endurecedora e outra corresponde a uma pigmentação de carbono. As propriedades mecânicas das barras fornecidas pelo fabricante estão apresentadas na Tabela 3.2.

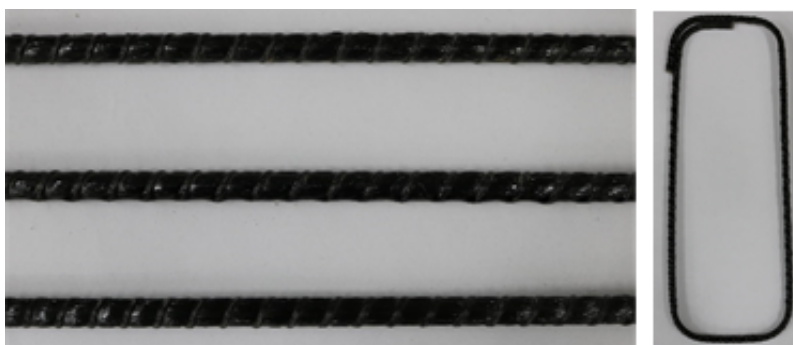


Figura 3.3: Barras de PRFV.

Tabela 3.2: Propriedades das barras de PRFV fornecidas pelo fabricante.

Característica	Barra de PRFV
Limite de resistência à tração [MPa]	800 a 1300
Alongamento relativo [%]	2,2 a 2,7
Módulo de elasticidade [GPa]	50 a 67
Limite de resistência à compressão [MPa]	300
Limite de resistência transversal [MPa]	150 a 180

3.2.3

Fibras de Basalto

As fibras de basalto utilizadas são do fabricante ReforceTech. Segundo o fornecedor, o material consiste em um compósito de alta performance que une fibras álcali-resistentes de basalto através de um tratamento com matrizes poliméricas termofixas. Devido a particularidade do tratamento aplicado, o fabricante denomina as fibras como mini-barras de basaltos. A Figura 3.4 apresenta uma amostra do lote das fibras utilizadas neste trabalho, com o detalhe da composição individual do compósito (fibras de basalto com tratamento polimérico). A Tabela 3.3 apresenta as propriedades da fibra fornecidas pelo fabricante.

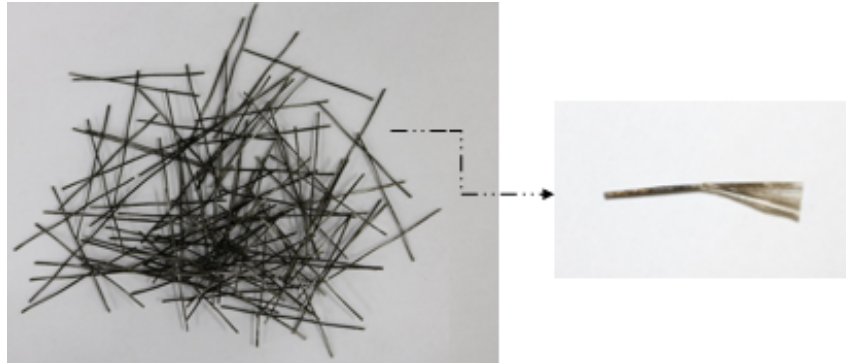


Figura 3.4: Fibras de basalto com tratamento polimérico.

Tabela 3.3: Propriedades das fibras de basalto fornecidas pelo fabricante.

Material	Fibras de Basalto
Comprimento	50 mm
Diâmetro	0,70 mm
Densidade	2,1 g/cm ³
Módulo de Elasticidade	42 GPa
Resistência à Tração	>1000 MPa

3.3

Ensaaios Realizados

3.3.1

Ensaaios de Compressão Axial do Concreto

Na produção das vigas, a cada betonada de concreto, cinco cilindros de 100mm de diâmetro e 200 mm de altura foram concretados para ensaios de compressão axial. As amostras foram mantidas em condições de laboratório junto às vigas até a execução do ensaio de caracterização com 30 (± 2) dias de cura.

Os ensaios para caracterização de resistência à compressão foram executados em máquina Controls, modelo MCC8, com capacidade máxima de 2000 kN. O procedimento seguiu padrões descritos pela ABNT NBR5739 [61] e ABNT NBR8522 [62].

Anéis de acrílico distanciados em 170mm foram utilizados para posicionamento de transdutores de deslocamentos para possibilitar obtenção do módulo de elasticidade e deformação final. O ensaio foi realizado com controle de forças em velocidade de 0,45 MPa/s. A Figura 3.5 mostra o posicionamento dos cilindros durante o ensaio.



Figura 3.5: Ensaaios de compressão axial do concreto.

3.3.2

Ensaio de Flexão em Prismas

Para fins de caracterização da resistência residual pós-fissuração do concreto com e sem fibras, ensaios de flexão de 3 pontos em prismas foram realizados segundo a ABNT NBR 16940 [63]. Na produção das vigas, a cada betonada de concreto, um prisma de seção quadrada (150 x 150 mm) e comprimento de 550 mm foi concretado. As amostras foram mantidas em condições de laboratório junto às vigas até a execução do ensaio de caracterização com 30(± 2) dias de cura. Antes dos ensaios, os prismas foram entalhados. A largura do entalhe realizado foi de cerca de 3 mm com profundidade de 25 mm (± 1).

Um atuador servo-hidráulico MTS com capacidade de carga de 500 kN foi utilizado para a aplicação de carregamento. O ensaio foi controlado a partir do valor de CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*), isto é, medida da abertura do entalhe. A medição foi realizada através de um *clipe gage* posicionado na extremidade inferior do entalhe. O ensaio foi realizado com velocidade de 0,1 mm/s. Para o caso com fibras, o ensaio foi finalizado quando o valor de CMOD chegou a 4 mm. Já para o caso sem fibras, o ensaio foi finalizado assim que as tensões residuais indicaram um valor próximo a zero. A Figura 3.6 mostra o posicionamento dos prismas para execução do ensaio.

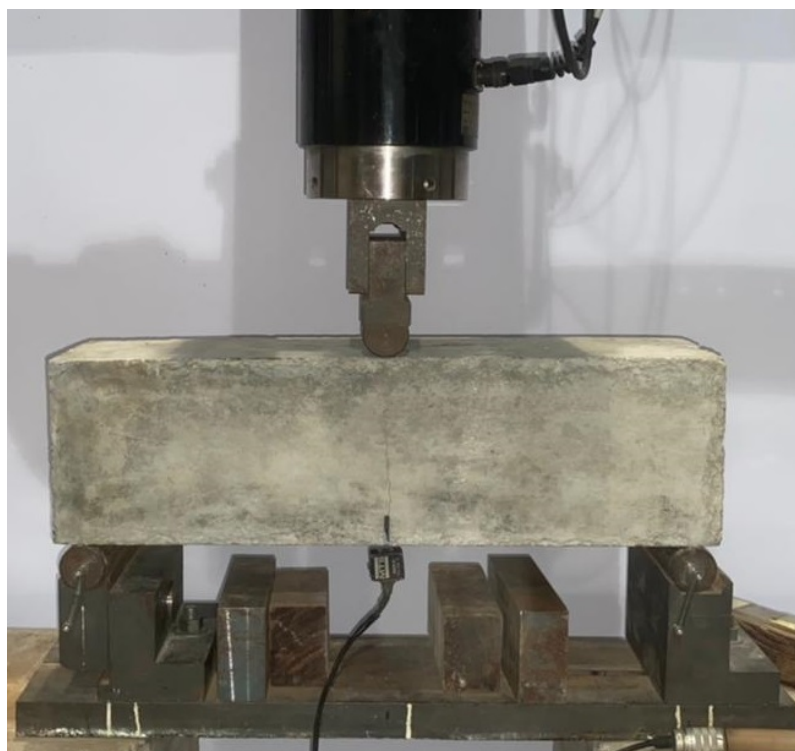


Figura 3.6: Ensaio de flexão de três pontos em prismas com entalhe.

3.3.3

Ensaio em Vigas Esbeltas

Quatro vigas de concretos foram confeccionadas segundo as especificações da Tabela 3.4. As variáveis aplicadas foram a existência ou não de estribos e fibras de basalto. Em vista da particularidade de vigas armadas com estribos mínimos (citada na seção 2.2.5), este trabalho estuda a resposta experimental de vigas com a quantidade mínima da armadura transversal recomendada pela ACI 440.1R-15 [2]. Além disso, o teor de fibras aplicado em volume (V_{fi}) foi de 0,5%.

Tabela 3.4: Propriedades das vigas.

Viga	b_v (mm)	h (mm)	d (mm)	Estribos de PRFV	$V_{fi}(\%)$
V00	130	260	224	-	-
VE0	130	260	224	ϕ 4 mm a cada 110 mm	-
V0F	130	260	224	-	0,5
VEF	130	260	224	ϕ 4 mm a cada 110 mm	0,5

b_v : Largura da viga / h : Altura da seção transversal / d : Altura útil.

A nomenclatura das vigas é definida como VXY, onde X corresponde à existência (E) ou não (0) de estribos e Y corresponde à existência (F) ou não (0) de fibras.

3.3.3.1

Detalhamento

A Figura 3.7 apresenta o detalhamento das vigas ensaiadas nesse estudo. Para fins de resistência à flexão, todas as vigas foram armadas com 3 barras (PRFV) de 12 mm na região inferior da seção transversal. Além disso, 2 barras de mesmo diâmetro foram posicionadas na região superior para fins de apoio aos estribos. Nas vigas com armaduras transversais de PRFV, estribos de 4 mm espaçados a cada 110 mm foram colocados no vão de ruptura.

A fim de estabelecer a área de ruptura, foi realizado um ensaio de flexão de três pontos com aplicação do carregamento deslocado em relação ao centro do vão. Outrossim, para evitar a ruptura da parte de maior comprimento (sem fins para análise desse estudo) foram utilizados estribos de aço de 6,3 mm espaçados a cada 70 mm.

A carga foi aplicada à uma distância de 570 mm do apoio da região a ser analisada, o que resulta em uma relação a/d de 2,54. O fator foi definido com o objetivo de proporcionar um comportamento de vigas esbeltas, isto é, elementos que possuem uma menor influência do efeito de arco.

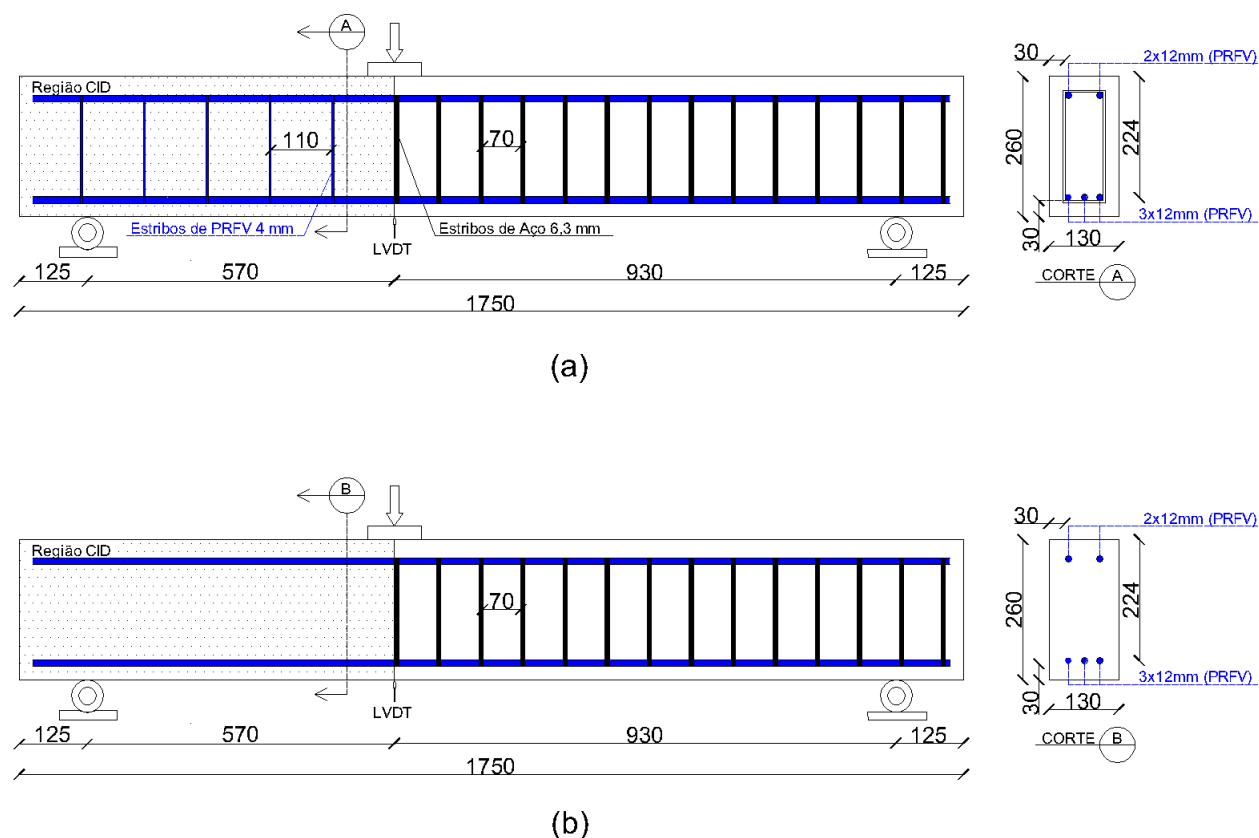


Figura 3.7: Detalhamento das vigas com estribos(a) e sem estribos(b) (medidas em mm).

As fôrmas para concretagem das vigas foram confeccionadas com madeira de compensado naval. Espaçadores de plástico de 30 mm foram utilizados para conferir o cobrimento especificado. O concreto foi confeccionado em uma betoneira com capacidade de 400 litros. Um vibrador de imersão e um martelo de borracha foram utilizados para adensamento do concreto. Para a concretagem das vigas sem fibras, apenas uma betonada foi feita, enquanto que, para as vigas com fibras, duas betonadas foram realizadas. A Figura 3.8 ilustra a armação das vigas antes da concretagem (Figura 3.9).

Para fins de caracterização, a cada betonada, cinco cilindros (100 x 200 mm) e um prisma (150 x 150 x 550mm) foram confeccionados para ensaios de compressão axial e flexão com entalhe, respectivamente. Assim, no total cinco cilindros e um prisma sem fibras e dez cilindros e dois prismas com fibras foram produzidos e ensaiados segundo procedimentos descritos nas seções anteriores. Todos os elementos foram mantidos em condições de laboratório até a realização dos ensaios que ocorreram após 30 (± 2) dias de cura do concreto.

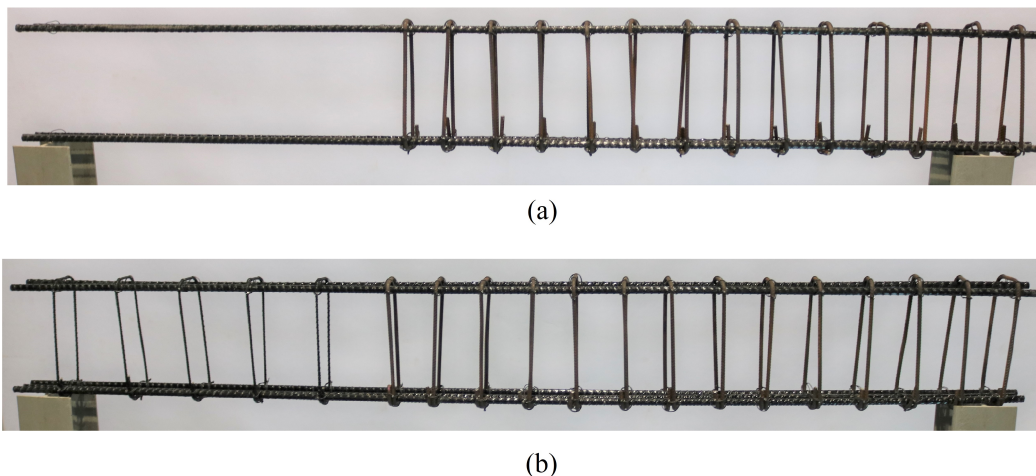


Figura 3.8: Armação das vigas sem (a) e com (b) estribos de PRFV.



Figura 3.9: Concretagem das vigas.

3.3.3.2

Ensaio Estruturais

Para realização do ensaio, um atuador servo-hidráulico MTS com capacidade de carga de 500 kN foi utilizado para aplicação de carga. Um LVDT foi posicionado na face inferior da viga e na mesma seção transversal do ponto de aplicação de carga. O ensaio foi realizado por controle de deslocamento com velocidade de 1mm/min até a ruptura. A Figura 3.10 mostra o esquema de ensaio pronto para teste.

A técnica de Correlação de Imagem Digital (CID) foi utilizada a fim de monitorar o campo de deslocamentos no vão de ruptura. Antes do ensaios, a

superfície analisada via CID (especificada na Figura 3.7) foi pintada de branco e pontos pretos espaçados aleatoriamente foram aplicados com tinta spray. A Figura 3.11 ilustra o padrão de pontos aplicados na superfície analisada da viga VE0 antes do ensaio.

Uma câmera de marca Canon EOS Rebel T6i foi utilizada para o registro de fotos. A aquisição das imagens foi realizada pelo *software digiCamControl* [64]. Durante o ensaio, fotos foram tiradas a cada 10 segundos. O funcionamento do atuador e da câmera digital foram devidamente sincronizados no início da execução dos ensaios. Para uma adequada aquisição de imagens, alguns cuidados foram tomados; como: exposição da superfície à luz difusa e posicionamento da câmera ortogonalmente à superfície analisada.



Figura 3.10: Esquema de ensaio das vigas.



Figura 3.11: Padrão de pontos na viga VE0.

3.3.3.3

Extração de Dados Via Correlação de Imagem Digital

Para análise por CID, foi utilizado o *software Gom Correlate®* [65], com um subset de tamanho 25 x 25 pixels, passo de 8 pixels e relação de 0,135 pixels/mm. Os valores citados foram escolhidos com base em estudos realizados por Resende [23]. Além disso, as considerações foram inspecionadas a fim de verificar a qualidade e homogeneidade do campo de deformações na região analisada.

Para efeito de validação, foi realizada a comparação entre os dois instrumentos de medição de deslocamentos utilizados (LVDT e CID). Todas as vigas apresentaram uma boa correlação entre os dados extraídos pelo transdutor e pela análise de CID. Para exemplificação dos resultados obtidos, a Figura 3.12 mostra as curvas de carga vs deslocamento obtidas pelo LVDT e pela análise de CID para a viga V00.

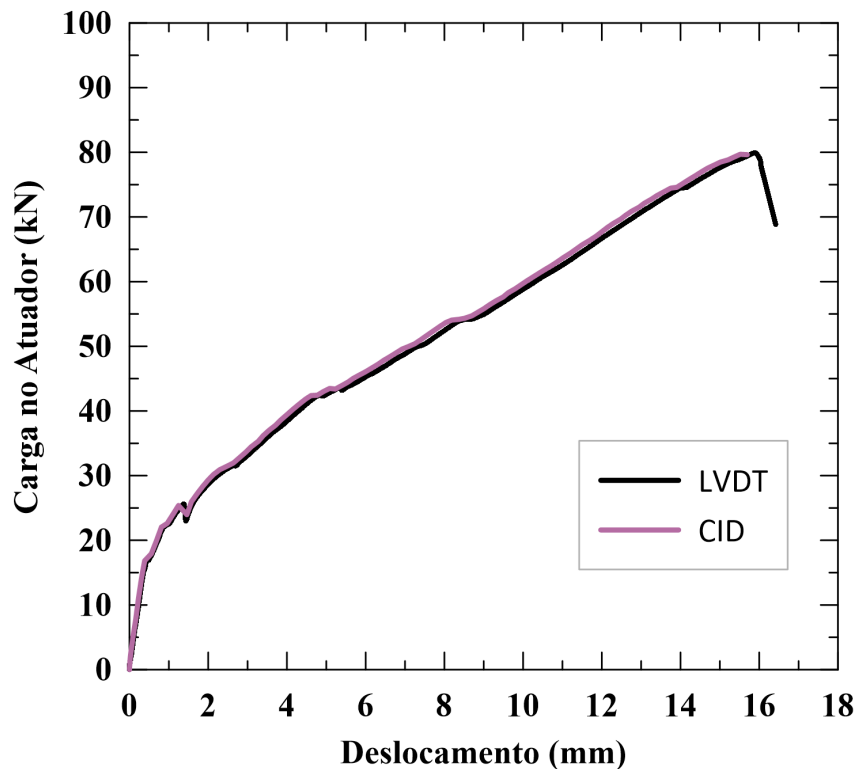


Figura 3.12: Relação carga em função dos deslocamentos obtidos pelo LVDT/CID da viga V00.

Para análise dos mecanismos resistentes no Capítulo 5, a cinemática da fissura foi aproximada por *polylines* de tamanho limitado ao diâmetro máximo do agregado ($d_{ag} = 12,5$ mm), como adotado em estudos de Cavagnis [9]. A Figura 3.13 mostra a discretização da fissura crítica.

Para a extração dos dados de deslizamento (Δ) e aberturas de fissuras (w), linhas perpendiculares aos pontos de discretização da Figura 3.13 foram aplicadas para obter os deslocamentos relativos entre as faces (Figura 3.14). A partir daí, com as devidas manipulações trigonométricas, tais deslocamentos foram obtidos.

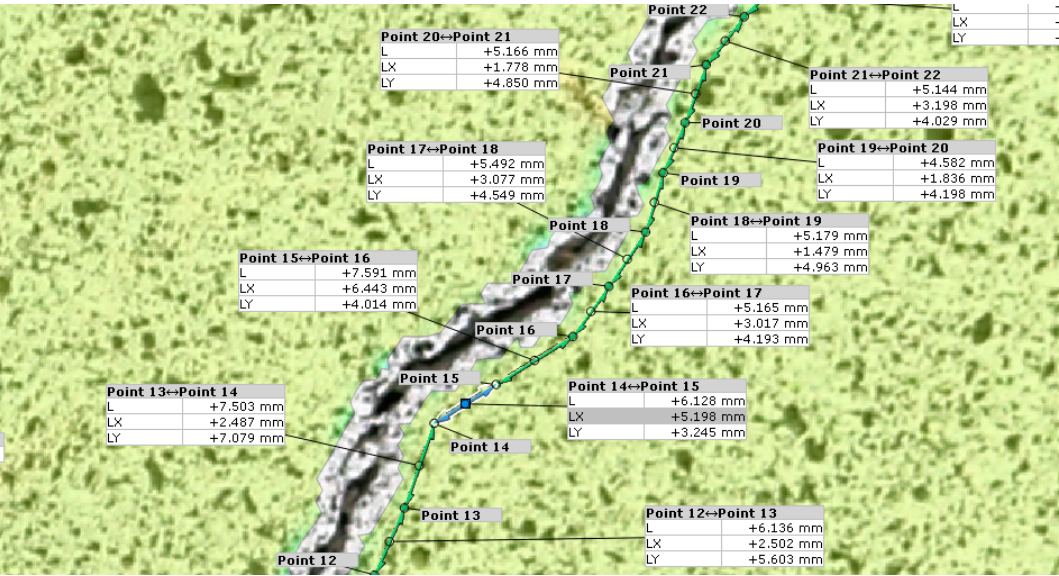


Figura 3.13: Discretização da fissura crítica.

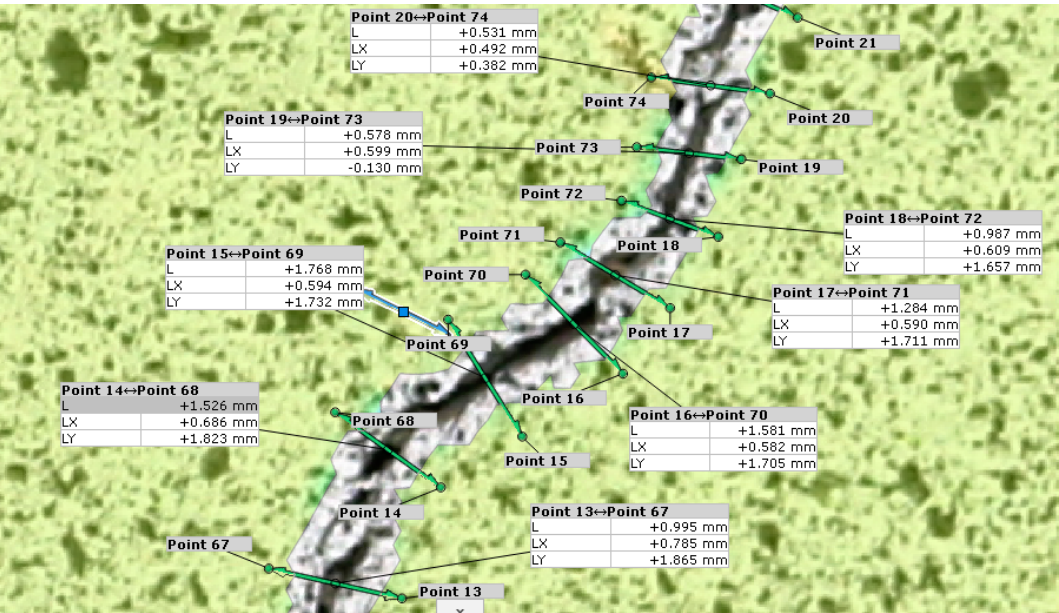


Figura 3.14: Deslocamentos relativos entre faces da fissura crítica.

4

Resultados Experimentais

4.1

Resistência à Compressão

A Tabela 4.1 apresenta a resistência dos cinco Corpos de Prova (CP's) de cada concretagem realizada para confecção das vigas. Percebe-se que, para o concreto sem fibras, uma resistência média de 40,81 MPa foi encontrada, enquanto que, para o concreto com fibras, os valores chegaram próximos de 42 MPa. Portanto, considerando a variabilidade intrínseca do material, percebe-se que não houve diferença significativa entre as resistências do concreto com fibras e do concreto sem fibras.

Tabela 4.1: Resistência à compressão dos corpos de prova.

Viga	Resistência à Compressão (MPa)		
	V00 e VE0	V0F	VEF
CP1	42,78	38,63	43,09
CP2	41,63	42,44	40,02
CP3	38,55	45,91	43,21
CP4	40,81	41,99	39,7
CP5	40,23	38,66	41,96
Média	40,81	41,99	41,96
Desvio Padrão	1,41	2,72	1,49

4.2

Resistência à Tração na Flexão

A Figura 4.1 mostra os resultados obtidos em ensaios de tensões residuais na flexão pela abertura da fissura no entalhe (*'crack mounth opening displacement-CMOD'*) para os elementos sem fibras e com fibras de basalto (FB-1 e FB-2). A curva foi elaborada segundo recomendações da ABNT NBR 16940 [63] e FIB Model Code 2013 [28]. Observa-se que a aplicação de fibras de basalto modificaram consideravelmente a capacidade resistente à tensões de tração após a fissuração ocorrida no pico de carregamento observado no gráfico. Os dados obtidos serão utilizados no Capítulo 5 desse estudo.

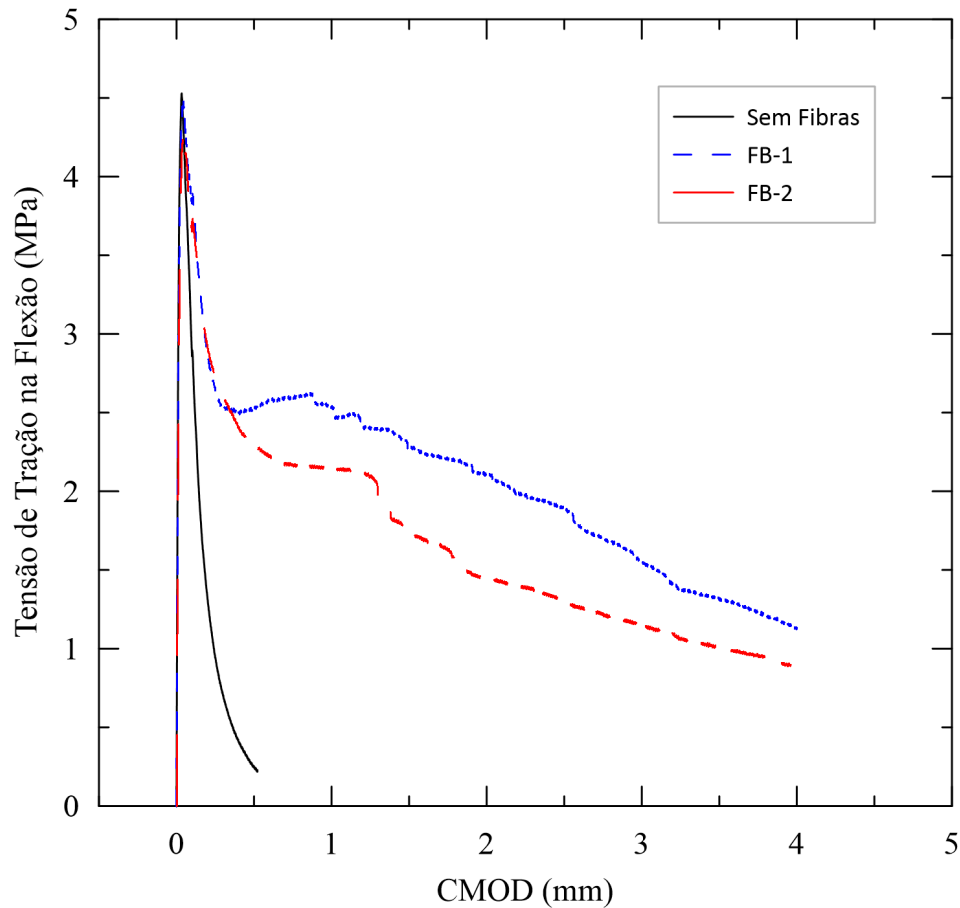


Figura 4.1: Relação entre tensões residuais de tração na flexão e CMOD.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados de resistência máxima à tração na flexão ($f_{ct,fl}$) e resistência residual pós-fissuração ($f_{ct,fl,r}$) para diferentes valores de abertura CMOD. Para fins de comparação, a tabela também mostra resultados obtidos por Resende [23] para casos de utilização de fibras de aço em teores de 0,5% em volume, mesma fração utilizada nesse estudo. A análise da resistência pós-fissuração permite o entendimento de que a aplicação das fibras de basalto pode ser uma alternativa relevante ao uso de fibras de aço. Além disso, é cabível ressaltar que o peso de 0,5% de fibras de basalto corresponde a apenas 10,5 kg/m³ na dosagem desse estudo, enquanto que o concreto confeccionado por Resende [23] possuía 39,3 kg de fibras de aço por m³ da mistura.

Tabela 4.2: Resistência à tração na flexão de concretos sem e com fibras.

Estudo	Prisma	fct,fl (MPa)	fct,fl,r (MPa)			
			CMOD1 (0,5mm)	CMOD2 (1,5mm)	CMOD3 (2,5mm)	CMOD4 (3,5mm)
Presente	Sem fibras	4,51	-	-	-	-
	FB-1	4,40	2,54	2,28	1,96	1,32
	FB-2	4,21	2,3	1,72	1,40	1,00
Resende [23]	FA-1	4,3	2,82	2,19	1,94	1,73
	FA-2	3,8	2,47	2,11	1,94	1,73

FB: Concreto com fibras de Basalto / FA: Concreto com fibras de Aço.

4.3

Ensaio em Vigas Esbeltas

4.3.1

Relações entre Força Cortante e Deslocamento Vertical

Todas as vigas romperam por esforço cortante. A Tabela 4.3 apresenta o esforço cortante máximo suportado pelas vigas ($V_{máx}$), o esforço cortante correspondente ao aparecimento da fissura crítica (V_{cr}) e os respectivos deslocamentos registrados pelo LVDT de cada um dos carregamentos ($d_{máx}$ e d_{cr}).

Tabela 4.3: Resistência ao cortante das vigas ensaiadas.

Viga	V_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$V_{máx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)
V00	16,1	1,6	49,6	15,9
VE0	31,4	6,8	49,3	13,2
V0F	29,7	4,3	44,2	8,9
VEF	32,3	5,8	60,8	15,5

A Figura 4.2 apresenta a relação entre a força cortante aplicada e o deslocamento do LVDT. A comparação entre as curvas das vigas sem fibras (V00 e VE0), mostram que a aplicação de estribos proporcionou um aumento de rigidez pós-fissuração. No entanto, ambas romperam com valores de força cortante próximos a 49 kN.

Ao comparar as vigas V00 e V0F, vê-se que a aplicação de fibras não proporcionou um aumento de resistência (Tabela 4.3). Porém, assim como a aplicação de estribos, o implemento de CRF proporcionou um aumento de rigidez pós-fissuração (Figura 4.2). Observa-se, na Tabela 4.3, que a viga V00 apresentou um valor mais baixo de V_{cr} dos que os casos das vigas VE0, V0F e VEF; onde a fissura crítica surgiu em valores de esforço cortante próximos à 30 kN.

A viga armada com fibras e estribos (VEF) apresentou um ganho de resistência em 23% e 38% quando comparado, respectivamente, às vigas VE0 e V0F. O fato mostra a possibilidade de incremento de resistência devido à atuação conjunta de estribos e fibras na fissura crítica.

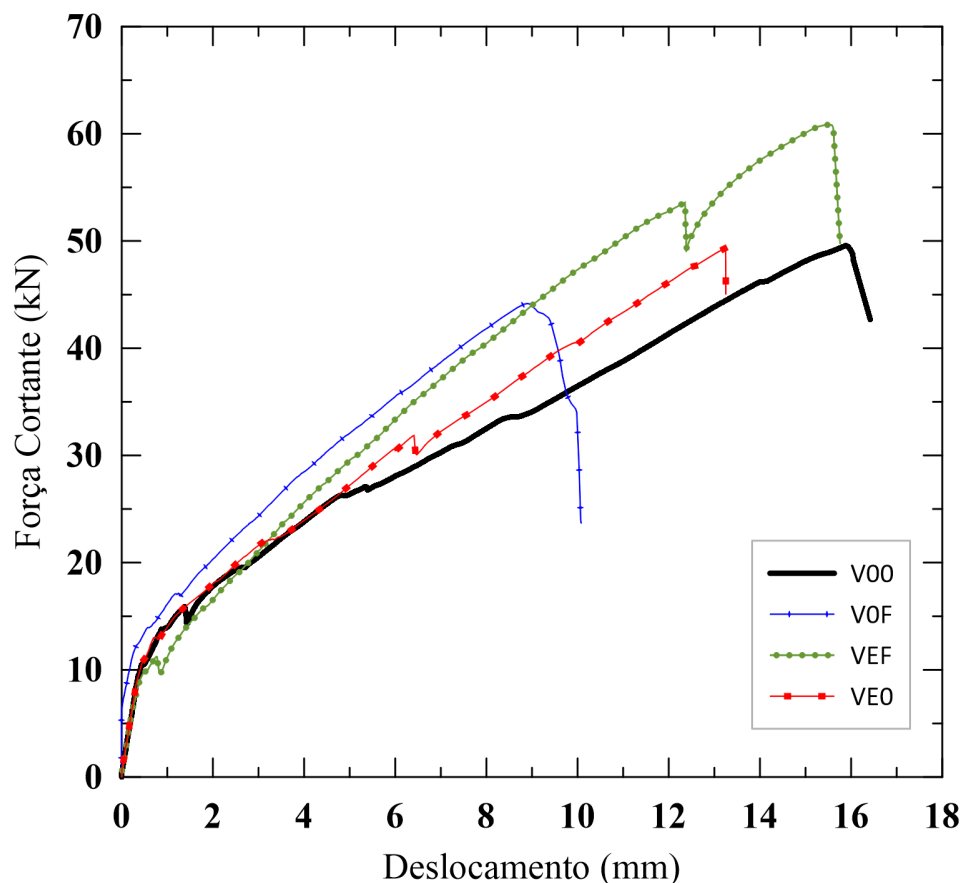


Figura 4.2: Força cortante em função do deslocamento.

4.3.2

Evolução da Fissuração

A análise dos gráficos da Figura 4.2, apesar de proporcionar um caminho de entendimento, é restrita à relação de carga por deslocamento da posição do LVDT. Entretanto, sabe-se que a análise dos padrões de fissuração existentes até a ruptura da estrutura contribui significativamente no entendimento do comportamento de vigas ao esforço cortante.

Desse modo, com o objetivo de analisar o comportamento de fissuração das vigas, os gráficos das Figuras 4.3, 4.5, 4.7 e 4.9 foram produzidos através das análises de CID e apresentam, para cada viga, configurações de fissuras para diferentes estágios de carregamento.

Em seguida, serão discutidos os comportamentos de cada uma das vigas até a ruptura. Para isso, o conceito de fissura primária será utilizado como referência à fissuras originadas dos esforços de flexão que se estendem da região tracionada até a teórica região de compressão na seção transversal e o conceito de fissuras secundárias corresponde àquelas que se ligam às fissuras primárias.

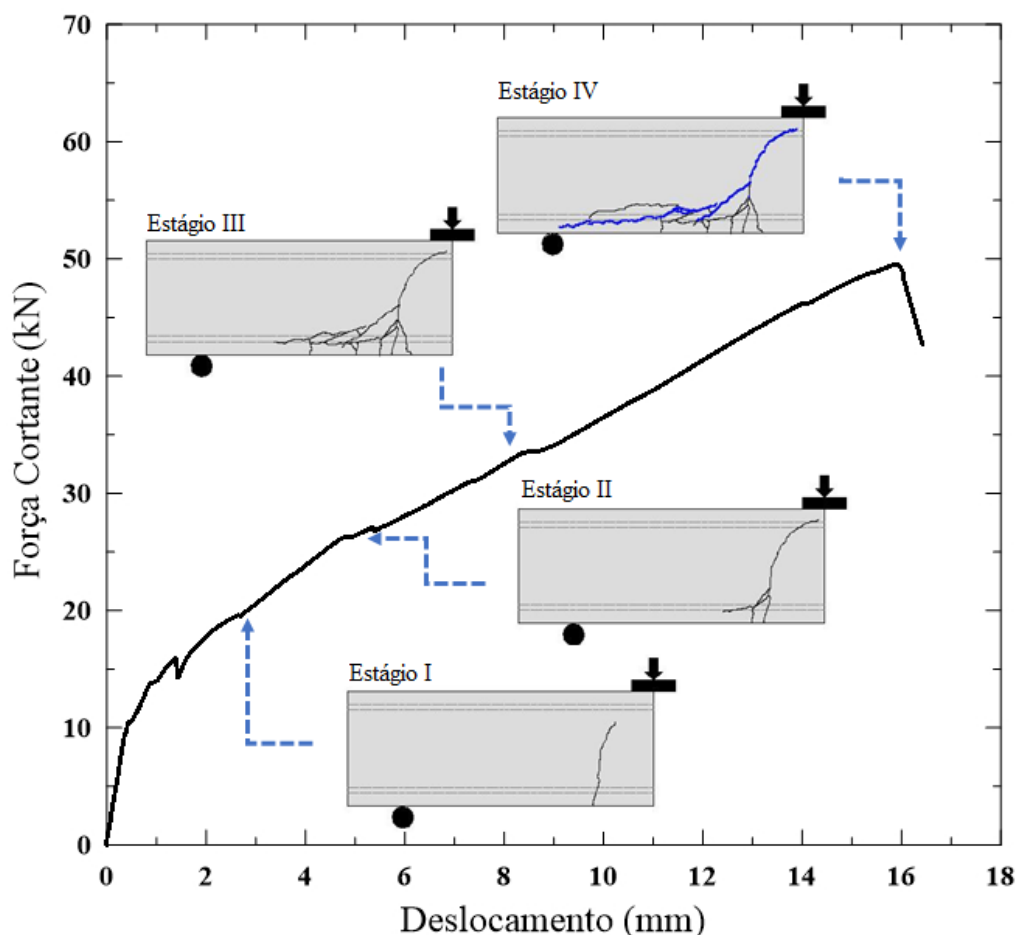


Figura 4.3: Fissuração em diferentes estágios de força cortante: viga V00.

Como observado na Figura 4.3, no estágio I, a viga V00 apresentou uma fissura primária devido à flexão do elemento. Com o aumento de carga, surgiram fissuras secundárias de fendilhamento entre o concreto e a armadura longitudinal (estágios II e III) até a ruptura (estágio IV) por completo descolamento da ligação entre os elementos. A Figura 4.4 apresenta o estado da viga V00 após ruptura.

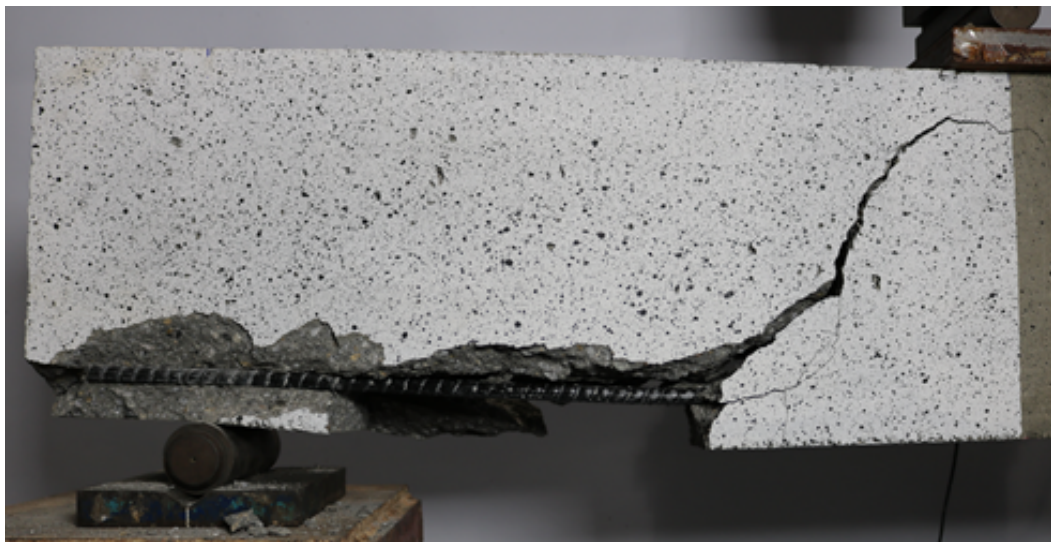


Figura 4.4: Viga V00 após ruptura.

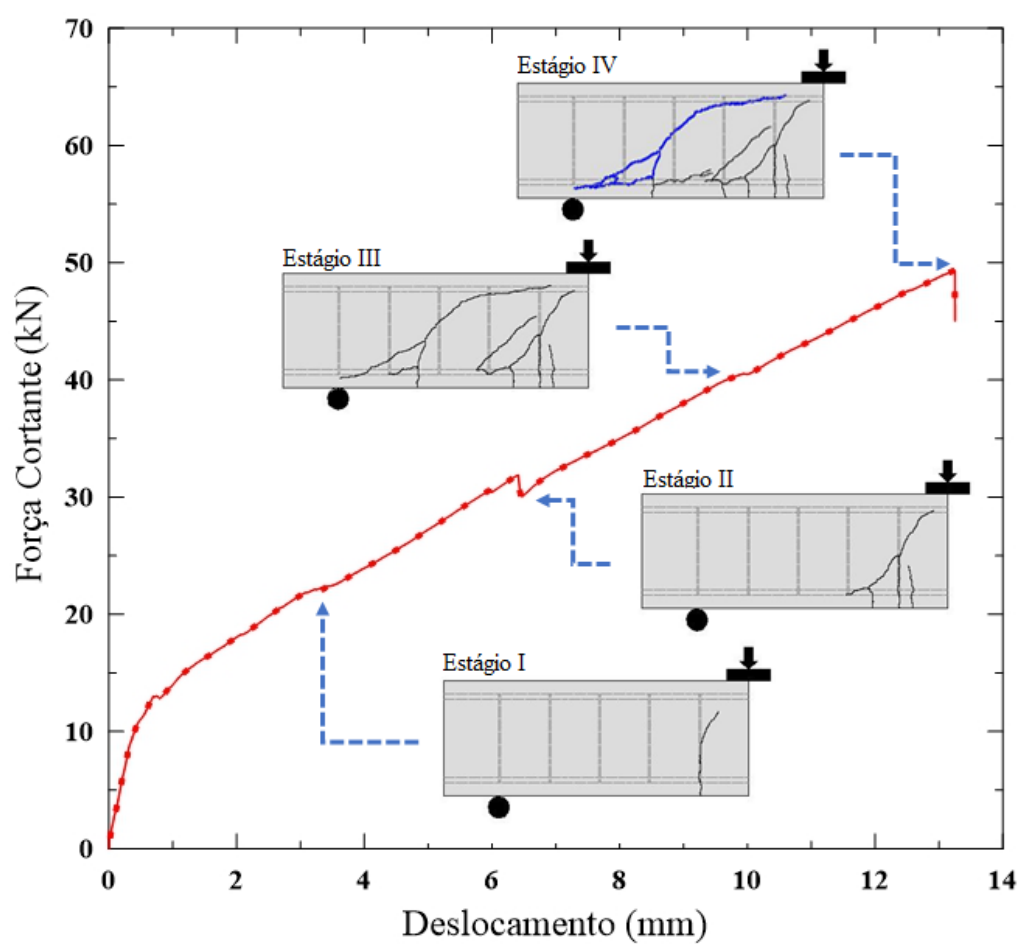


Figura 4.5: Fissuração em diferentes estágios de força cortante: viga VE0.

Analisando o gráfico da viga VE0 (Figura 4.5), no estágio I foi observado uma fissura primária semelhante ao primeiro estágio da viga V00, no entanto, a propagação de fissuras secundárias (Estágio II) encontrou caminhos de maior rigidez à deformações devido a existência de estribos. No estágio III, observou-se o aparecimento de uma nova fissura primária. O desenvolvimento de fissuras secundárias na nova fissura causou o rompimento do elemento (Estágio IV) caracterizado pela ruptura das dobras do estribo, modo de falha comum em vigas armadas com estribos de PRFV devido ao enrugamento das fibras na região de dobra (Figura 4.6).



Figura 4.6: Viga VE0 após ruptura.

No estágio I da viga V0F (Figura 4.7), foi observada uma fissura semelhante as iniciais das vigas V00 e VE0, embora poucas fissuras secundárias à primeira tenham sido observadas no estágio II. No primeiro pico de carga (Estágio III), foi observada uma nova fissura primária que se propagou na região de compressão da viga. No entanto, uma mudança no padrão de fissuração foi observado nos estágios IV e V até a completa ruptura do elemento. Dessa forma, pode-se concluir que a resistência ao cortante foi modificada segundo variações nos mecanismos resistentes nos caminhos mais críticos da fissura. A Figura 4.8 mostra o estado pós ruptura da viga V0F.

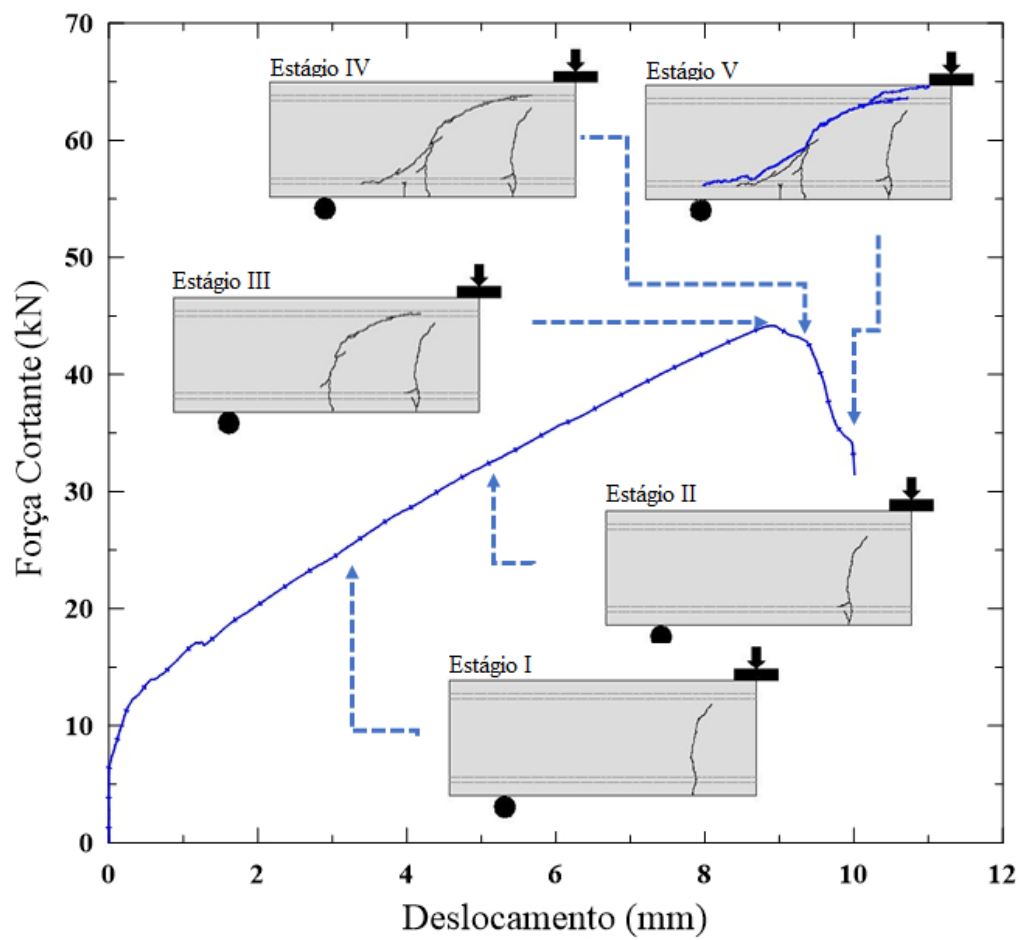


Figura 4.7: Fissuração em diferentes estágios de força cortante: viga V0F.

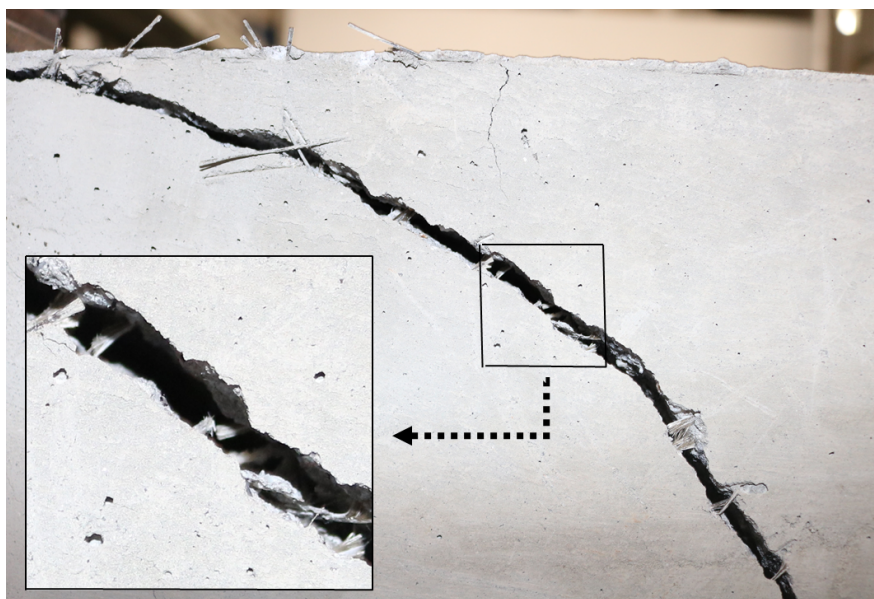


Figura 4.8: Viga V0F após ruptura.

Os estágios de fissuração da viga VEF são apresentados na Figura 4.9. Inicialmente, uma fissura primária foi evidenciada (Estágio I). Novas fissuras primárias surgiram no estágio II e III. A propagação da terceira fissura principal na zona de compressão do elemento e uma fissura de fendilhamento secundária (Estágio IV) ditaram o estado de ruptura da viga VEF.

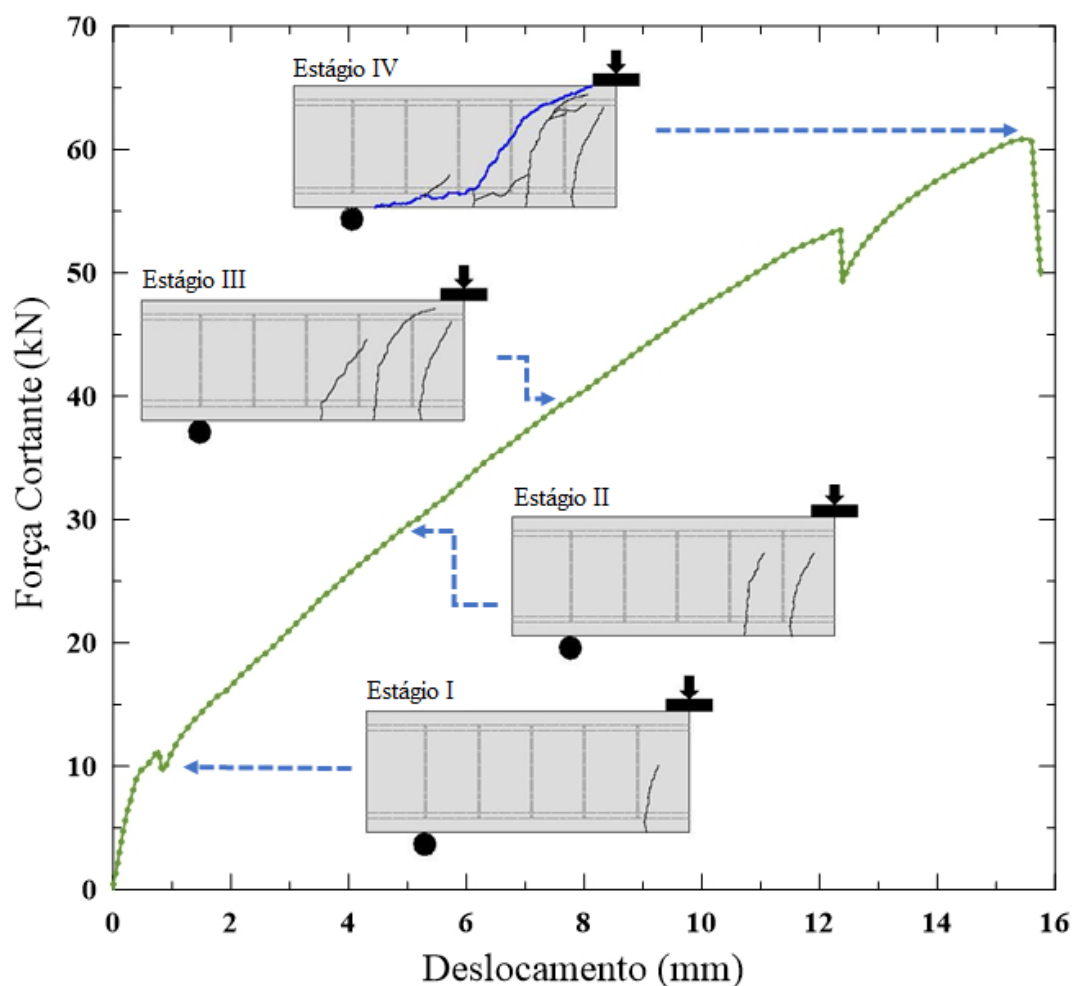


Figura 4.9: Fissuração em diferentes estágios de força cortante: Viga VEF.

A Figura 4.10 apresenta a viga VEF após a ruptura. No elemento não foram evidenciadas falhas nas dobras dos estribos. Porém, foi observada uma grande quantidade de fibras rompidas, o que corrobora para a defesa de que é possível que a transmissão de tensões pelas fibras possa ter tido um papel importante no modo de falha da viga, comentário que será melhor analisado no próximo capítulo.

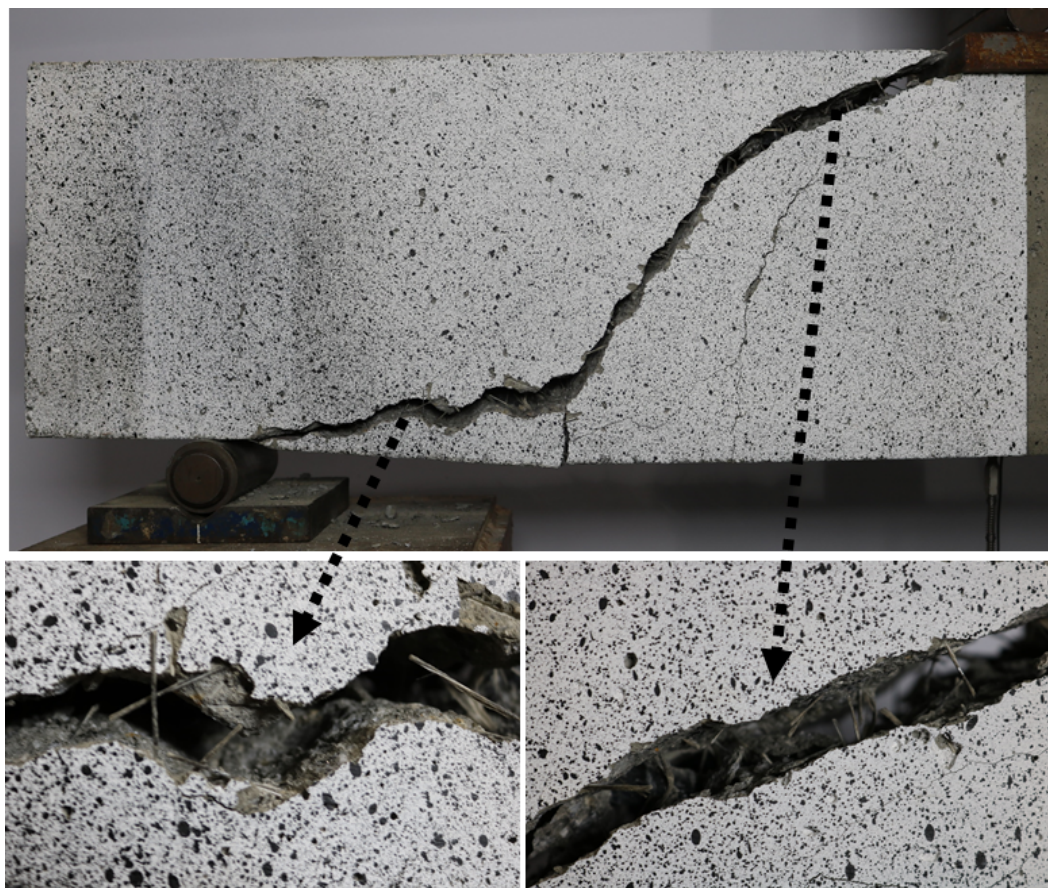


Figura 4.10: Viga VEF após ruptura.

Em visão geral, uma relevante diferença no padrão de fissuração foi observado em diferentes estágios de carregamento. Ao comparar a viga V00 com as vigas VE0, V0F e VEF é possível observar que a aplicação de fibras e/ou estribos aumentaram a capacidade de fissuração dos elementos antes da ruptura no que diz respeito ao aparecimento de fissuras primárias, o que pode indicar uma maior capacidade de redistribuição de tensões nesses elementos. Além disso, o uso conjunto de fibras e estribos diminuiu o espaçamento entre as fissuras primárias. No próximo capítulo, os padrões de fissuração serão observados sob a óptica de quantificação dos mecanismos resistentes através da cinemática da fissura (aberturas e deslizamentos entre faces).

5

Análise dos Mecanismos de Resistência ao Cortante

Nesse capítulo é realizada a quantificação dos mecanismos resistentes das vigas ensaiadas. Inicialmente são apresentados procedimentos da análise dos mecanismos de resistência ao cortante desse estudo. Posteriormente, serão apresentados os resultados da análise.

5.1

Métodos de Análise dos Mecanismos Resistentes

A Figura 5.1 ilustra algumas variáveis importantes que serão referenciadas nas próximas seções para descrição dos procedimentos de cálculo. Para quantificação dos mecanismos, os dados foram extraídos por meio da CID (seção 3.3.3.3).

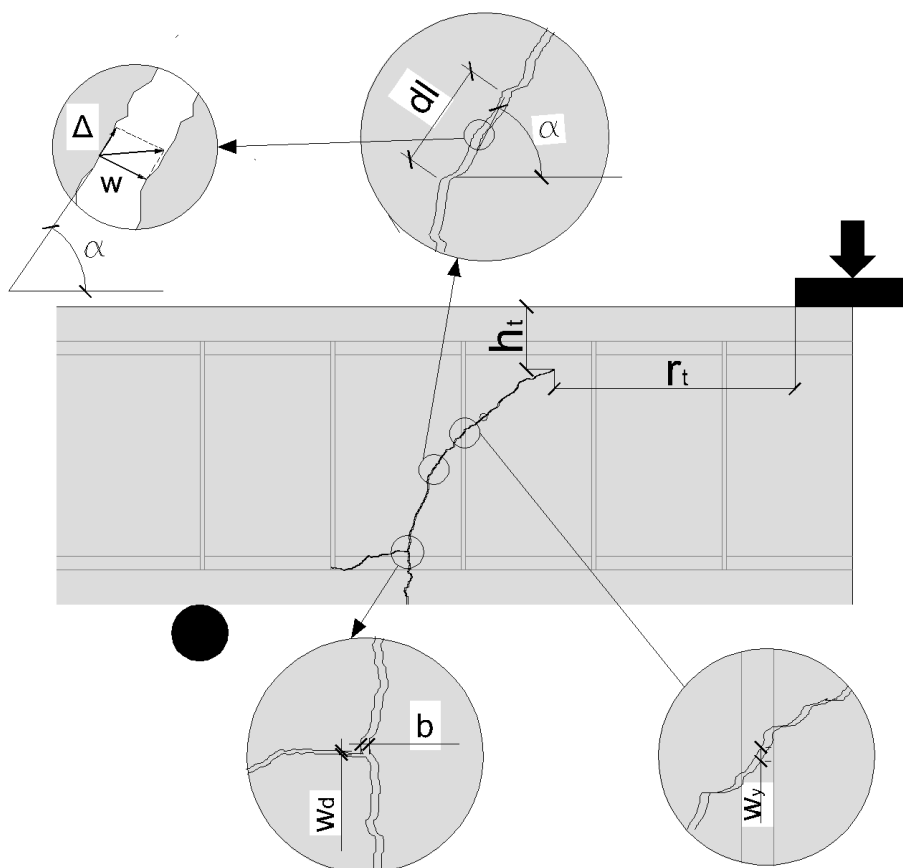


Figura 5.1: Variáveis extraídas via CID.

5.1.1

Engrenamento de Agregados (V_{ag})

Devido a similaridade entre a composição dos concretos utilizados por Resende et al. [41] e o desse estudo, e as características do modelo descritas na seção 2.2.1 (p. 23), as equações (2-1) e (2-2) foram utilizadas para cálculo de tensões transmitidas pelo mecanismo. Um coeficiente de atrito (μ) igual a 0,5 e constante k' igual a 12 MPa foram utilizados baseados nos resultados fornecidos pelo autor.

Os valores de aberturas das fissura (w), deslizamentos das fissuras (Δ), comprimentos e inclinações do trecho (α) foram extraídos via CID segundo o procedimento descrito na seção 3.3.3.3. A Figura 5.1 ilustra as variáveis de interesse.

As tensões foram calculadas para os diversos trechos da discretização da fissura crítica (comprimento dl na Figura 5.1). Assim, a projeção vertical da integração das tensões de engrenamento na área da superfície da fissura crítica fornecem a parcela resistente do engrenamento de agregados (V_{ag}).

$$V_{ag} = b_v \left[\int_0^{l_{cr}} \tau_r \sin(\alpha) dl - \int_0^{l_{cr}} \sigma_r \cos(\alpha) dl \right] \quad (5-1)$$

Onde l_{cr} é o comprimento da fissura crítica e b_v é a largura da seção transversal da viga.

5.1.2

Efeito de Pino (V_d)

Para o cálculo da contribuição do efeito de pino, o modelo proposto por Resende et al. [23] foi utilizado. O valor da abertura de fissura de fendilhamento (w_d) e deslocamento relativo horizontal no encontro entre a fissura de fendilhamento e a fissura crítica (b) foram extraídos através da análise de CID para o estágio de carregamento de cada imagem analisada. A Figura 5.1 ilustra as variáveis de interesse. A partir daí, seguiram-se os passos descritos na seção 2.2.2 (p. 26). No processo, a resistência residual das fibras foi calculado segundo procedimento descrito na seção 5.1.6.

5.1.3

Resistência Residual do Concreto (V_{res})

O cálculo da resistência residual do concreto foi realizado segundo o procedimento proposto pelo Model Code 2013 [28]. Segundo a norma, a tensão residual de tração é descrita por um comportamento bilinear definido pelas seguintes equações:

$$\sigma_{res} = \begin{cases} f_{ct}(1 - 0.8 \frac{w}{w_1}) & \text{para } w \leq w_1 \\ f_{ct}(0.25 - 0.05 \frac{w}{w_1}) & \text{para } 1 < w \leq w_1 \end{cases} \quad (5-2)$$

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ct}} \quad (5-3)$$

$$w_{cr} = 5 \frac{G_F}{f_{ct}} \quad (5-4)$$

$$G_F = 0,073 f_c^{0.18} \quad (5-5)$$

Onde;

- σ_{res} : resistência à tração residual do concreto;
- f_{ct} : resistência à tração do concreto;
- G_F : energia de fratura do concreto;
- w_{cr} : máxima abertura de fissura para transferência de tensões;

Apenas os trechos com valor de abertura de fissura igual a no máximo w_{cr} foram considerados. Assim, a integração tensões residuais na área da superfície da fissura crítica projetadas verticalmente definem a contribuição da resistência residual à tração do concreto. (V_{res}).

$$V_{res} = b_v \int_0^{l_{er}} \sigma_{res} \cos(\alpha) dl \quad (5-6)$$

5.1.4

Contribuição da Parcela Não fissurada de Concreto (V_{cc})

Para análise da parcela V_{cc} , a abordagem utilizadas por Cavagnis et al. [24] e López et al. [46] descrita na seção 2.2.4 (p. 29) será utilizado nesse estudo. Os valores de h_{cz} e r_f (Figura 5.1) foram retirados da análise de CID e aplicados na equação 2-9.

5.1.5

Estribos (V_e)

Ao formar fissuras diagonais, os estribos são ativados a partir da transferência de tensões entre a barra e o concreto, como apresentado na Figura 5.2. No sistema apresentado, o deslocamento vertical entre faces da fissura (w_y) é dado pela soma dos deslizamento dos dois lados da fissura e a deformação existente da barra.

$$w_y = (d_1 + d_2) \times \left(1 + \frac{\sigma_e}{E}\right) \quad (5-7)$$

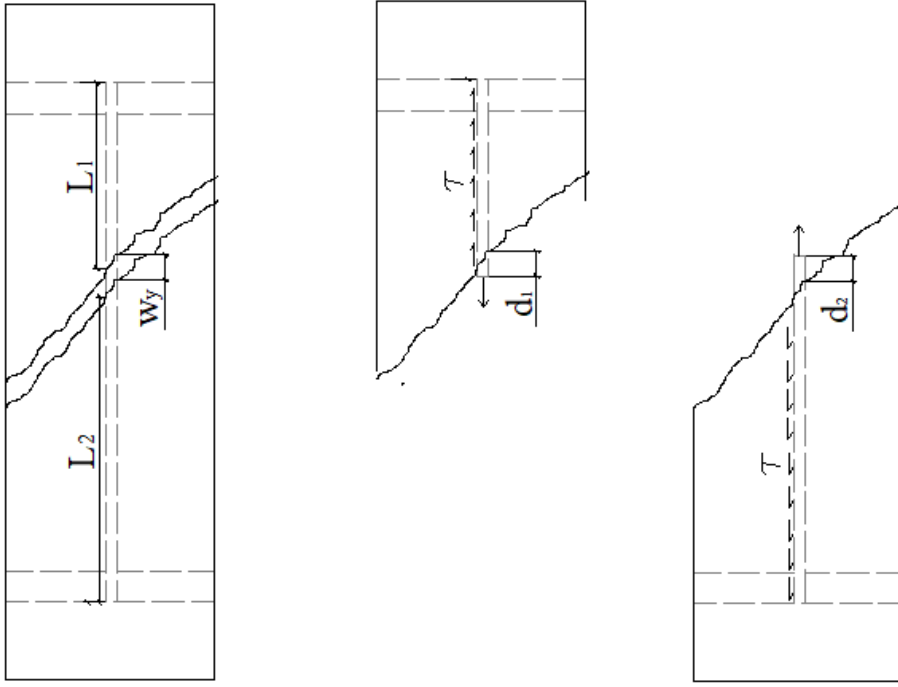


Figura 5.2: Atuação dos estribos entre fissuras.

A transferência de tensões entre barra e concreto nos comprimentos L_1 e L_2 pode ser descrita pela seguinte equação que relaciona a tensão de aderência mobilizada com os deslizamentos existentes.

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} - \left(\frac{L_P}{A_{prf} E_{prf}} \right) \tau(\delta(x)) = 0 \quad (5-8)$$

Onde δ é o deslizamento, L_P é o perímetro do estribo, A_{prf} é a área da seção transversal do estribo e E_{prf} é o módulo de elasticidade e τ é a tensão de contato entre o concreto e a barra. Desse modo, a equação pode ser simplificada como:

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} - \beta\tau(\delta(x)) = 0 \quad (5-9)$$

Onde β é um parâmetro que depende apenas das características da barra. Em virtude da alta rigidez ao deslizamento entre aço e concreto, trabalhos na área consideram que a aderência entre concreto e barra tem um comportamento rígido [35, 46]. No entanto, neste estudos algumas modificações serão adotadas para o caso de armação com barras de PRFV.

Em estudo recentes, Soloyom e Balázs [66] realizaram um extenso programa experimental para análise do comportamento de aderência entre o concreto e barras de PRF com diferentes tratamentos superficiais. Segundo os autores, a resistência ao deslizamento do material depende de diversos fatores, dos quais é cabível destacar: resistência do concreto, tipo de concreto, rigidez

da barra e tratamentos superficiais. Além disso, os autores defendem que a rigidez ao deslizamento é fortemente influenciada pelo tratamento superficial aplicado durante o processo de produção das barras.

Devido às particularidades de barras de PRFV, neste estudo será adotado um modelo linear ascendente para a curva que descreve as relações entre tensão de aderência e deslizamento (Figura 5.3). Partindo da premissa de condições semelhantes entre os materiais, os valores de resistência máxima de aderência e o deslizamento foram extraídos de uma média de quatro ensaios de pull-out realizado por Soloyom e Balázs [66] em barras de 6mm de diâmetro imersas em concreto de resistência igual a 35MPa. A Tabela 5.1 apresenta os valores para diferentes casos de tratamentos superficiais: fios helicoidais (PRFV-FH), fios helicoidais e areia (PRFV-FH+Areia) e aço nervurado. É cabível ressaltar a visível menor rigidez ao deslizamento (K_e) para o caso de barras tratadas apenas com fios helicoidais (tratamento das barras utilizadas nesse estudo).

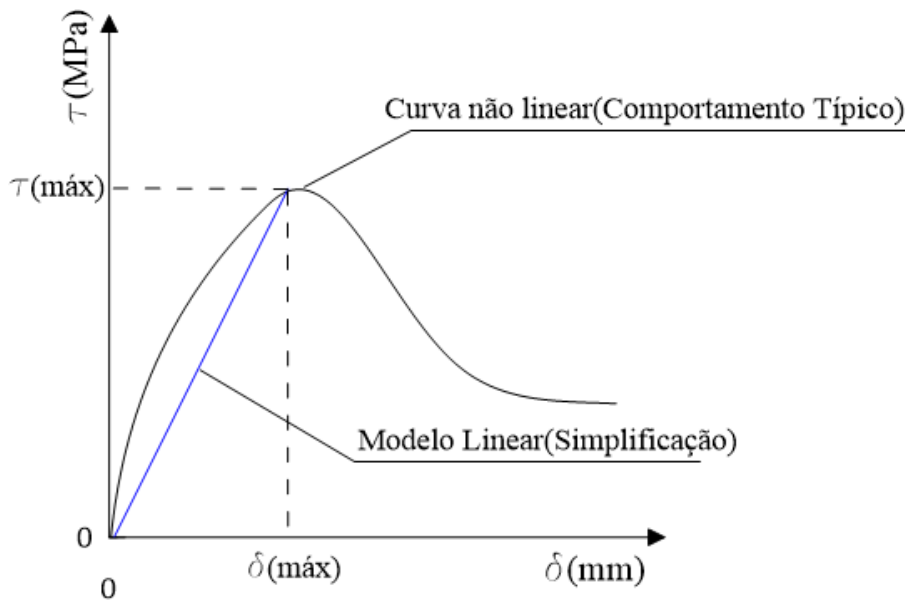


Figura 5.3: Simplificação do gráfico de tensão de aderência em função do deslizamento.

Tabela 5.1: Resultados de ensaios de *pull out* em barras com diferentes características superficiais de Soloyom e Balázs [66].

Tipo de Armadura	τ_{max} (MPa)	δ_{max} (mm)	K_e (MPa/mm)
PRFV(FH)	17,90	2,62	6,85
PRFV(FH+AREIA)	20,79	0,72	28,88
Aço Nervurado	11,65	0,93	12,55

Do modelo adotado para a curva de deslizamentos tem-se que a aderência é dada por $\tau(\delta) = K_e \delta$, onde K_e é a rigidez ao deslizamento. Reescrevendo a

equação 5-9, tem-se:

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} - \beta K_e \delta(x) = 0 \quad (5-10)$$

A solução analítica da diferencial acima pode ser descrita como:

$$\delta(x) = A \cosh(\lambda x) + B \sinh(\lambda x) \quad (5-11)$$

Onde λ é dado por:

$$\lambda^2 = \beta K_e \quad (5-12)$$

Sabe-se o deslizamento da barra é dado pelo deslocamento relativo entre a barra e a face de concreto.

$$\Delta_r = \delta = u_r + u_c \quad (5-13)$$

Onde u_r é o deslocamento da barra e u_c é o deslocamento do concreto. Derivando a equação em relação ao eixo x , tem-se:

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \frac{du_r}{dx} + \frac{du_c}{dx} \quad (5-14)$$

Onde $\frac{du_r}{dx}$ é a deformação da barra (eq. 5-15) e $\frac{du_c}{dx}$ são as deformações no concreto.

$$\frac{du_r}{dx} = \frac{\sigma_e}{E_{prf}} \quad (5-15)$$

Onde σ_e é a tensão desenvolvida no estribo e E_{prf} é o módulo de elasticidade da barra de PRF. Dentre as condições de contorno do problema, é possível considerar que, na proximidade da fissura ($x = 0$), as deformações no concreto são iguais a zero (eq. 5-16). Outra condição de contorno aplicada é a premissa que na região de gancho dos estribos, os deslizamentos são iguais a zero (eq.5-17 e eq.5-18)

$$\frac{du_c}{dx}(0) = 0 \quad (5-16)$$

$$\delta(L_1) = 0 \quad (5-17)$$

$$\delta(L_2) = 0 \quad (5-18)$$

Derivando a equação 5-11 e aplicando a condição de contorno 5-16 na equação 5-14, chega-se ao valor da constante B . Conhecendo B (igual para ambos os sistemas) e aplicando a condição de contorno 5-17 e 5-18 na equação 5-11, chega-se aos deslizamentos d_1 e d_2 na face da fissura crítica.

$$d_1 = -\frac{\sigma_e}{E_{prf}} \lambda \times \frac{\sinh(\lambda L_1)}{\cosh(\lambda L_1)} \quad (5-19)$$

$$d_2 = -\frac{\sigma_e}{E_{prf}} \lambda \times \frac{\sinh(\lambda L_2)}{\cosh(\lambda L_2)} \quad (5-20)$$

Os valores de w_y foram obtidos através de CID (Figura 5.1). Assim, aplicando as equações 5-19 e 5-20 na equação 5-7, foram obtidas as tensões desenvolvidas para uma determinada abertura de fissura. Considerando as duas pernas dos estribos e assumindo que ambos os lados tiveram o mesmo deslocamento w_y , a força fornecida pela armadura é dada por:

$$V_e = 2 \sigma_e \left(\frac{\phi^2 \pi}{4} \right) \quad (5-21)$$

5.1.6

Fibras (V_{fib})

Para obter as tensões residuais pós-fissuração fornecidas pelas fibras serão utilizados os dados obtidos no ensaio de flexão de três pontos com entalhe (Seção 4.2) com as devidas modificações para representação de um comportamento de tração uniaxial.

Segundo o fib Model Code 2010 [28], é possível obter o comportamento constitutivo sob tração uniaxial a partir de análises inversas no ensaio de flexão de três pontos com entalhe sob a consideração de variação da posição da linha neutra durante o cálculo das tensões residuais. Uma simplificação adotada pelo código é a utilização da premissa de que a tensão residual pós-fissuração varia linearmente em decréscimo com o nível de abertura de fissura existente (Figura 5.4).

Assim, segundo o modelo, tem-se:

$$f_{FTs} = 0,45f_{r1} \quad (5-22)$$

$$f_{FTu} = f_{FTs} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{FTs} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \geq 0 \quad (5-23)$$

Onde:

- f_{r1} é a resistência residual para valor de $CMOD_1$ obtida no ensaio de flexão com entalhe.
- f_{r3} é a resistência residual para valor de $CMOD_3$ obtida no ensaio de flexão com entalhe.
- f_{FTu} é a resistência residual para uma abertura de fissura w_u
- w_u é a abertura de fissura permitida a nível de projeto.

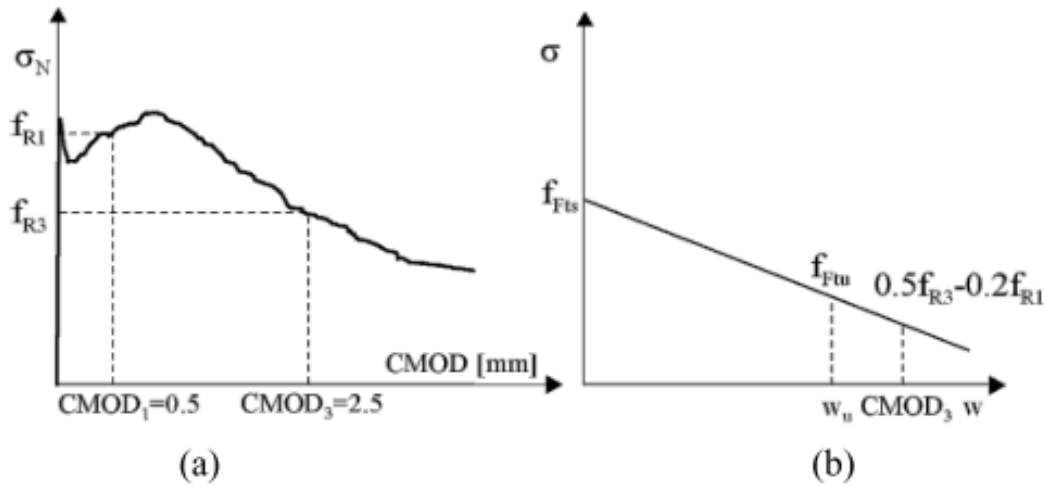


Figura 5.4: (a) Resultados típicos de um teste de flexão (tensão de tração vs abertura CMOD) em CRF (*Softening Behavior*); (b) Lei constitutiva pós-fissuração [28].

Na análise desse estudo, w_u será considerado como a abertura de fissura existente no estágio de carregamento analisado (w). Assim, f_{FTu} consiste na tensão residual fornecida pelas fibras (σ_f) para uma determinada abertura de fissura. Uma média dos valores de resistência residual dos prismas com fibras (Figura 4.1) foi utilizada. Desse modo, a integração das tensões residuais das fibras de cada trecho dl (Figura 5.1) projetadas verticalmente definem a contribuição das fibras na resistência ao cortante (V_{fib}).

$$V_{fib} = b_v \int_0^{l_{er}} \sigma_f \cos(\alpha) dl \quad (5-24)$$

5.2

Cinemática da fissura

Para cada viga, quatro imagens em diferentes estágios de carregamentos foram analisadas para o cálculo dos mecanismos resistentes. As aberturas e os deslizamentos para os diversos trechos da fissura crítica foram obtidos segundo os procedimentos descritos na seção 3.3.3.3. Para exemplificação dos resultados, as Figuras 5.5 e 5.6 apresentam, respectivamente, as aberturas e os deslizamentos existentes na fissura crítica ao cortante em fotos próximas da ruptura nas vigas VE0, V0F e VEF.

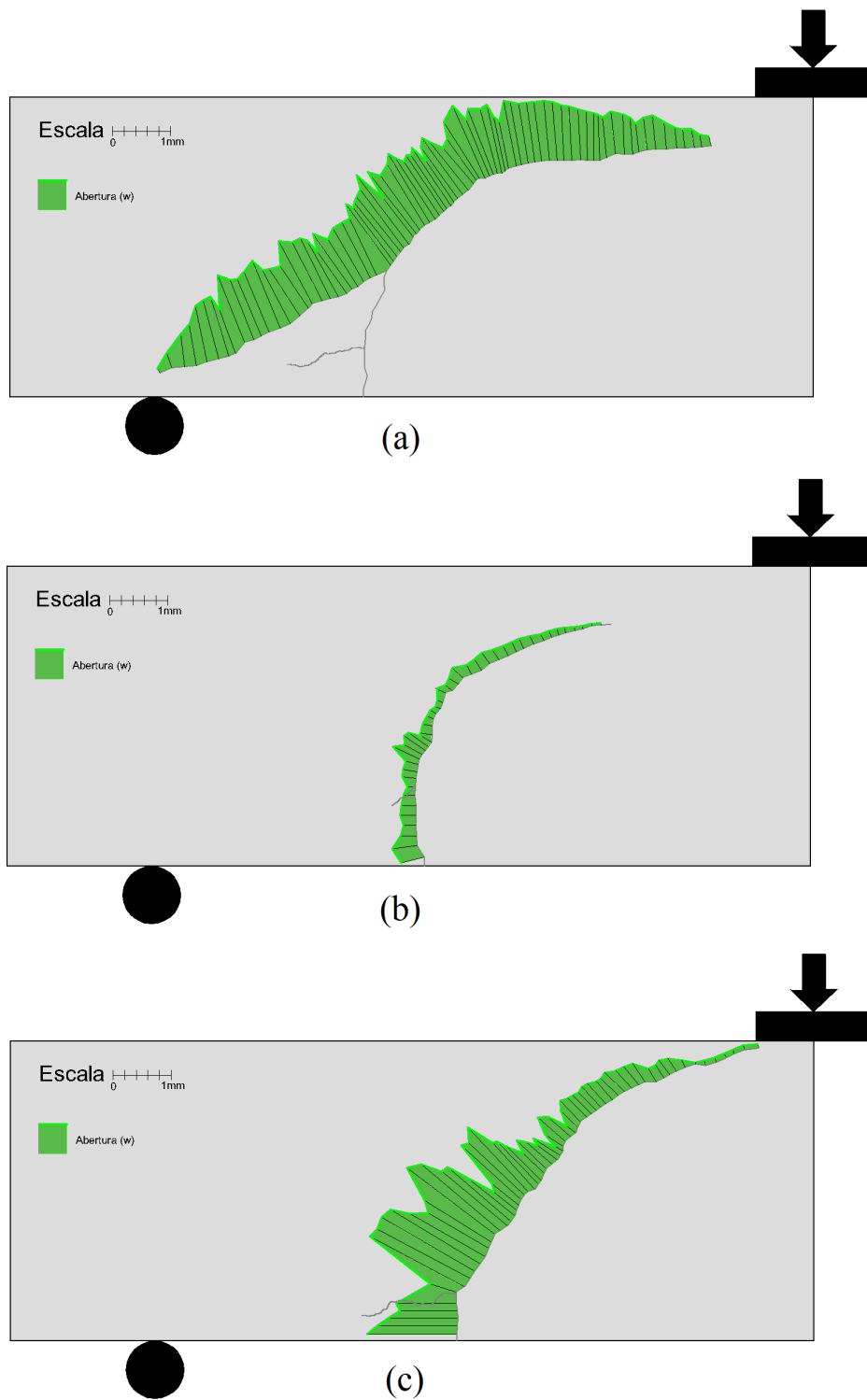


Figura 5.5: Aberturas de fissuras em diversos trechos da discretização das vigas VE0 (a), V0F (b) e VEF (c).

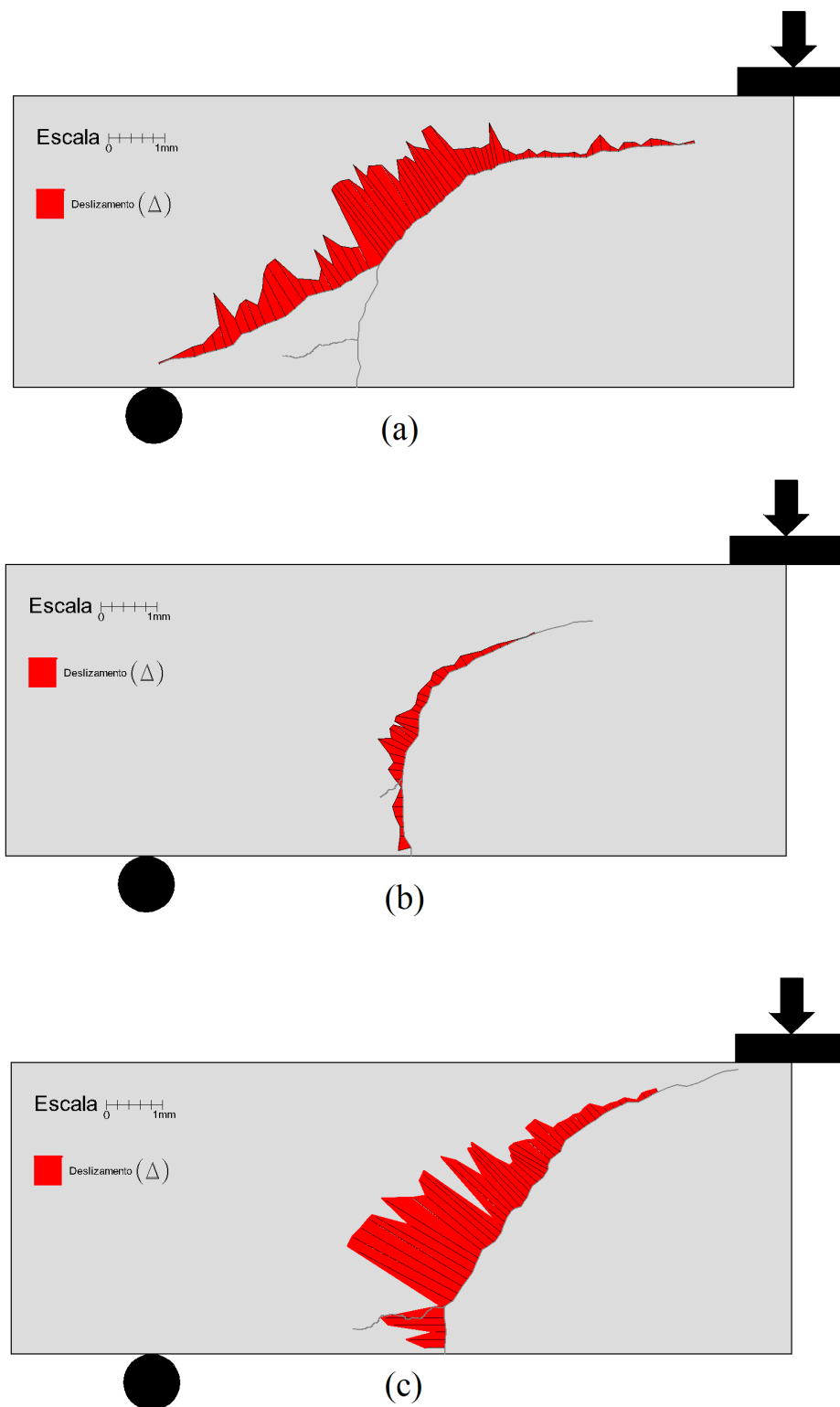


Figura 5.6: Deslizamento entre faces de fissuras em diversos trechos da discretização da fissura crítica das vigas VE0 (a), V0F (b) e VEF (c).

A partir dos dados da cinemática da fissura, os procedimentos de cálculo foram executados segundo as considerações apresentadas na seção anterior. Em trechos onde a abertura de fissura (w) foi menor do que (w_{cr}) apenas a contribuição das tensões residuais do mecanismo de ponte de agregados (V_{res}) e das fibras (V_{fib}) foram consideradas. O fato é justificado devido a percepção de uma maior influência das aberturas de fissura em relação ao deslizamento nessas regiões, o que também foi evidenciado em estudos de Cavagnis et al. [9] em casos de vigas de concreto armado com aço. Entretanto, em parcelas da fissura onde $w > w_{cr}$, as contribuições do engrenamento de agregados (V_{ag}) e das fibras (V_{fib}) foram contabilizadas.

5.3

Mecanismos Preponderantes em Serviço

Inicialmente, é necessário citar que, para a viga V00, a soma dos mecanismos resistentes foram aproximadamente nulos. A Figura 5.7 apresenta as configurações de fissura crítica de todas as vigas no estágio final de carregamento. Observa-se que a viga V00, diferente das demais, não apresentou fissuras no caminho entre o ponto de aplicação de carga e o apoio (biela teórica). É reconhecido que em vigas que possuem a ponta da fissura crítica próximas ao ponto de aplicação de carga, (isto é, sem grandes distúrbios no caminho de carga da biela teórica) o cortante é resistido quase que completamente pelo efeito de arco [24].

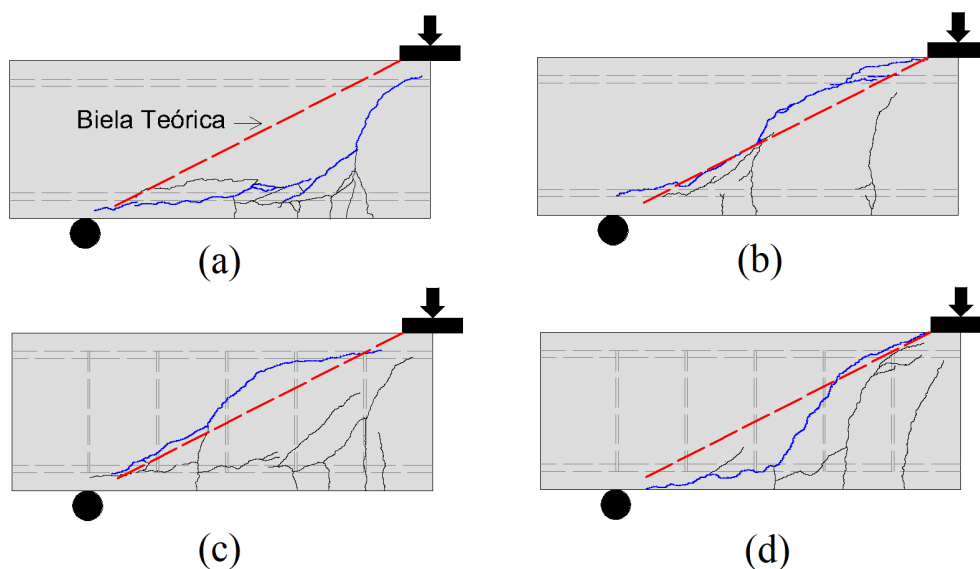


Figura 5.7: Padrão de fissuração no momento da ruptura para as vigas V00 (a); V0F (b); VE0 (c) e VEF (d).

Desse modo, a análise do padrão de fissuração corrobora para o entendimento de que essa viga apresentou transmissão de carga direta ao apoio, o que pode justificar a quase anulação da quantificação dos mecanismos resistentes durante a análise. Além disso, o fato também indica um caminho de entendimento sobre o não acréscimo de resistência na comparação entre a viga V00 e as vigas VE0 e V0F (Tabela 4.3).

As Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 ilustram os resultados obtidos. Observa-se que a comparação entre a soma dos mecanismos resistentes (V_t) e a força cortante experimental (V_{exp}) apresentaram uma correlação satisfatória em diferentes estágios de carregamento.

O efeito de pino teve uma contribuição limitada para a viga VE (até 3% de V_{exp}) com tendência de minoração entre os estágios de carregamento. No entanto, nas vigas V0F e VEF, o mecanismo teve maior relevância (até 9% de V_{exp}), fato que pode estar relacionado a atuação das fibras na fissura de fendilhamento.

A parcela de resistência fornecida pelo concreto não-fissurado teve uma maior contribuição nas vigas VEF (10-23% de V_{exp}) e V0F (16-24% de V_{exp}) do que na viga VE0 (5-11% de V_{exp}), acredita-se que o fato esteja relacionado ao aumento da resistência à propagação da fissura crítica na região de compressão proporcionado pela ponte de fibras.

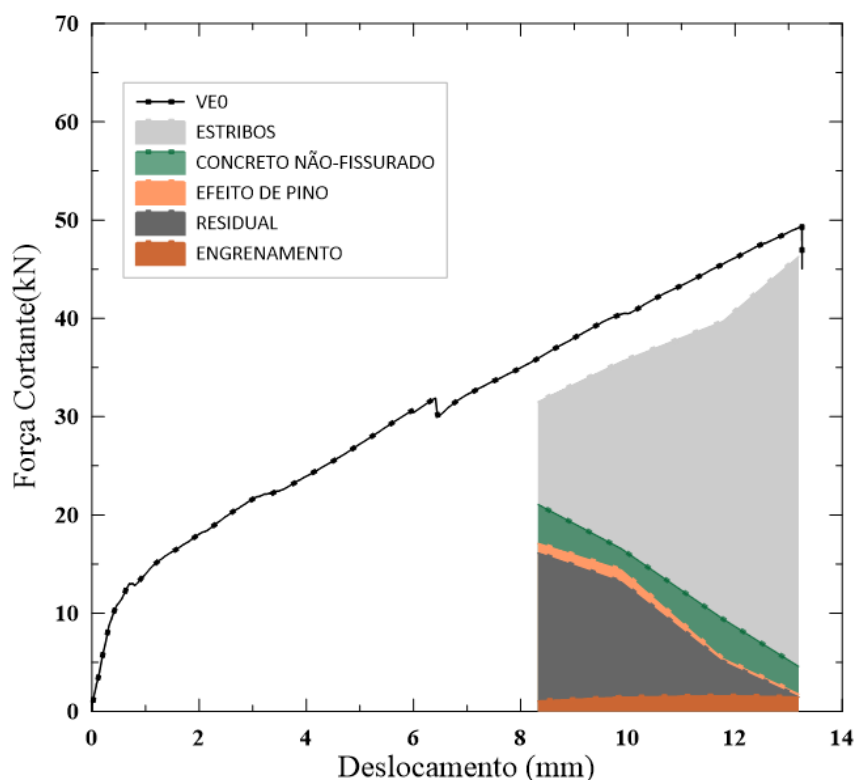


Figura 5.8: Mecanismos resistentes na viga VE0.

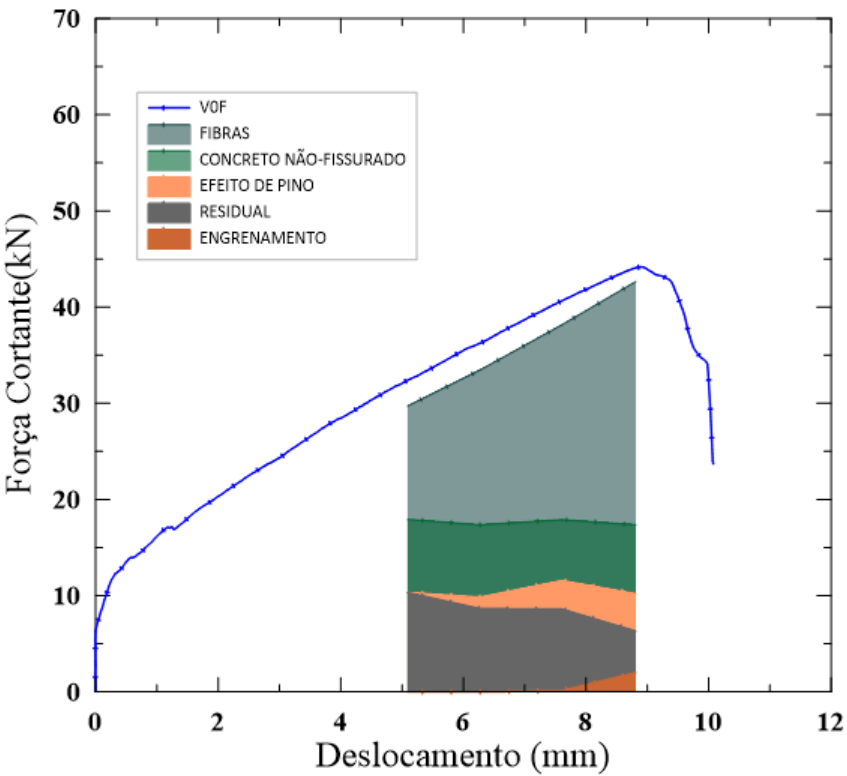


Figura 5.9: Mecanismos resistentes na viga V0F.

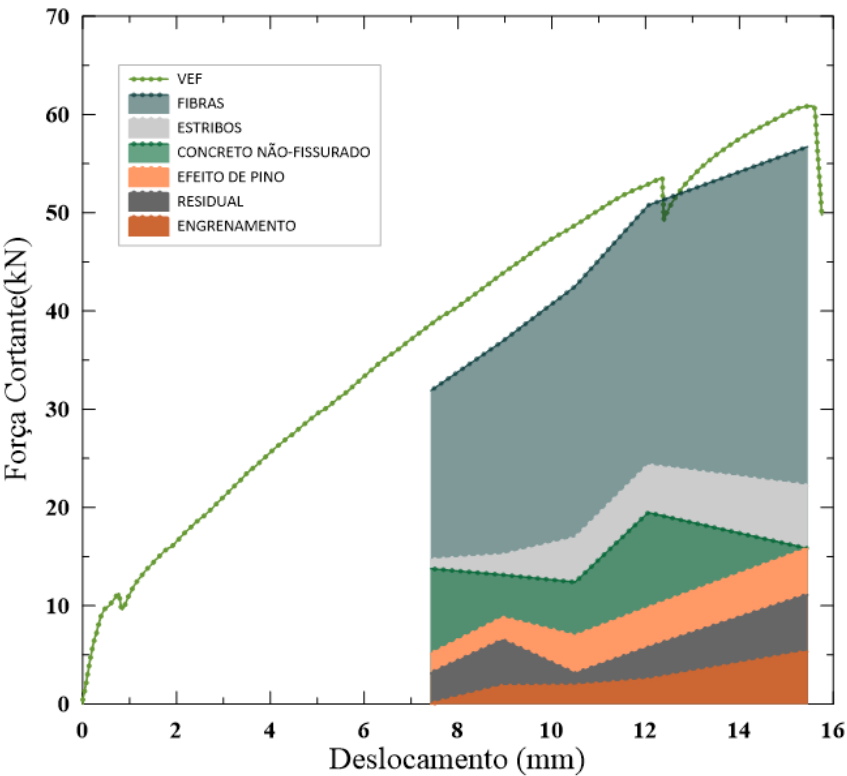


Figura 5.10: Mecanismos resistentes na viga VEF.

O engrenamento de agregados não apresentou expressiva contribuição nas vigas analisadas (3-4% de V_{exp} na viga VE0, 1-4% de V_{exp} na viga V0F e de 5-10% de V_{exp} na viga VEF). Acredita-se que o baixo módulo de elasticidade das barras de PRFV pode ter contribuído na produção de fissuras de grandes aberturas em relação aos deslizamento existente. Além disso, o fato também pode estar relacionado ao tamanho reduzido do agregado gráúdo ($d_{máx}=12,5\text{mm}$) utilizadas no traço do concreto. No entanto, observa-se que o mecanismo teve alguma relevância na viga VEF. Acredita-se que o fato esteja relacionado ao ângulo mais íngreme da fissura crítica (Figura 5.11), característica reportada na literatura como possível causa do aumento da contribuição do engrenamento de agregados [22].

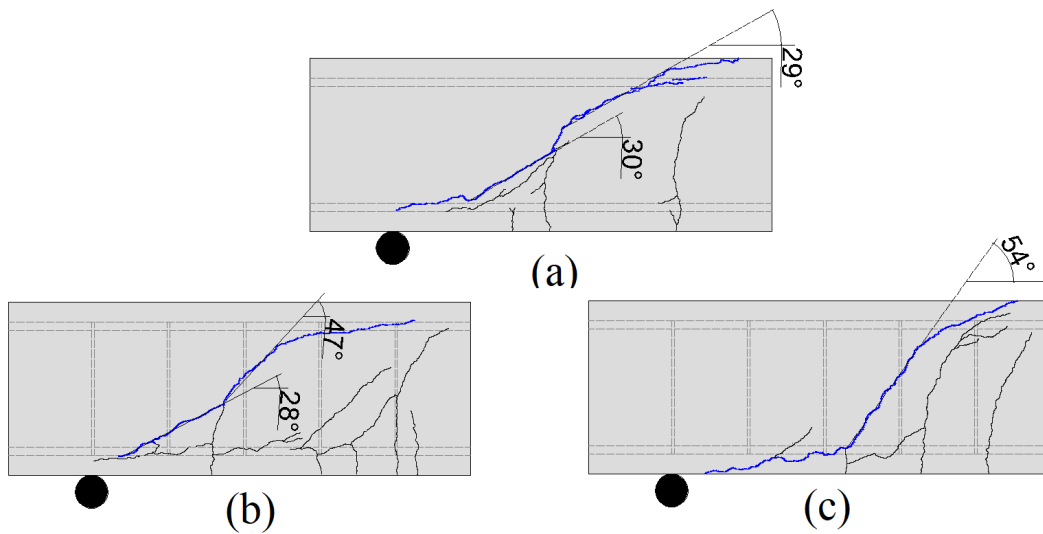


Figura 5.11: Ângulo da fissura crítica da viga V0F(a), VE0(b) e VEF(c).

No primeiro estágio de carregamento analisado da viga VE, os mecanismos do concreto (V_{ag} , V_d , V_{res} e V_{cc}) tiveram dominância na resistência da estrutura (67% de V_{exp}). No entanto, o crescimento de deformações na fissura crítica permitiu um maior acionamento dos estribos (até 85% de V_{exp}) e decréscimo significativo dos outros mecanismos. Através de método de análise divergente desse estudo, Cholostiakow et al. [58] apontou a mesma tendência em vigas armadas com barras de PRFV com estribos mínimos, no entanto o autor não realizou uma quantificação discretizada de cada mecanismo resistente. Nesse contexto, vale ressaltar que o projeto de vigas armadas com barras de PRFV é usualmente limitado às condições de serviço. Desse modo, a análise de resistência fornecida pelos estribos em diversos estágios de carregamento é um fator relevante, devido à significativa variação de resistência em relação às deformações da estrutura.

Os estribos apresentaram maior relevância na viga VE (até 85% de V_{exp}) em relação a viga VEF (até 11% de V_{exp}). O fato pode estar relacionado a dois fatores. Em primeiro lugar, a maior rigidez a abertura de fissuras em vigas com fibras fez com que os estribos fossem menos acionados sob o ponto de vista da capacidade de transferência de tensões ao concreto. Em segundo lugar, a viga VEF apresentou fissuras mais inclinadas que, conseqüentemente, acionaram menos estribos (Figura 5.11). Resultados reportados na literatura em vigas armadas com barras de PRFV sem estribos mostram que o aumento da quantidade de fibras pode causar uma maior inclinação da fissura crítica [59]. Desse modo, é relevante mencionar que a capacidade resistente e o espaçamento de estribos devem ser melhor observados em casos de utilização de concreto reforçados com fibras.

Seguindo o procedimento teórico apresentado na seção 2.2.5, o gráfico da Figura 5.12 foi plotado a fim de melhor entender a diferença entre o comportamento de estribos de aço e PRFV. Os valores de aderência e rigidez ao deslizamento foram retirados da Tabela 5.1. Os valores de L_1 e L_2 foram assumidos como constantes para os três casos em análise.

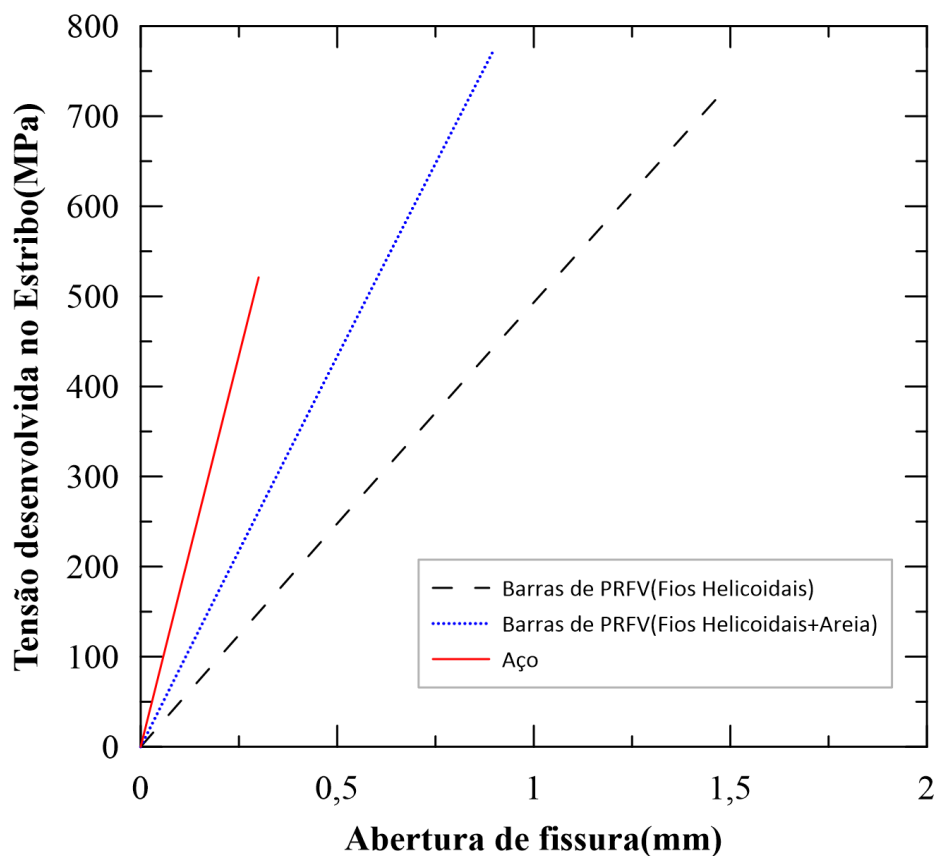


Figura 5.12: Tensão desenvolvida no estribo em função da abertura de fissura para diferentes tipos de armadura.

Em concordância com resultados obtidos por Campana et al. [35], o procedimento teórico apresentado mostra que valores de w_y próximos a 0,3 mm são suficientes para acionar a resistência de plastificação de estribos de aço. No entanto, para casos de estribos de PRF, uma maior abertura de fissura é necessária para que o material forneça a mesma resistência ao cortante.

Segundo Soloyom e Balázs [66], o incremento misto de areia e fios helicoidais como tratamento superficial possibilita o aumento de rigidez ao deslizamento relativo entre a barra e o concreto. O gráfico da Figura 5.12 mostra a diferença teórica entre duas barras de PRFV de mesmo módulo de elasticidade, porém com diferentes valores de rigidez ao deslizamento devido à diferença entre os tratamentos superficiais. Desse modo, acredita-se que é possível que o incremento de barras de areia como tratamento superficial acionem, para uma menor abertura de fissura, uma maior tensão nos estribos. No entanto, o entendimento deve ser melhor analisado em estudos futuros.

5.4

Mecanismos Preponderantes Próximos a Ruptura

A Tabela 5.2 e o gráfico da Figura 5.13 apresentam os resultados obtidos da quantificação dos mecanismos resistentes em imagens próximas a ruptura das vigas. Como apresentado na Figura 5.13, satisfatórias correlações foram obtidas na comparação do carregamento experimental (V_{exp}) e a resistência ao cortante fornecida pela soma dos mecanismos resistentes (V_t).

Tabela 5.2: Quantificação dos mecanismos resistentes próximo à ruptura.

Mecanismo	VE0	V0F	VEF
V_{ag} (kN)	1,45	2,00	5,34
V_{res} (kN)	0,00	4,31	5,77
V_d (kN)	0,30	3,87	4,71
V_{cc} (kN)	2,82	7,18	0,00
V_{fib} (kN)	-	25,30	34,55
V_e (kN)	41,72	-	6,37
Força cortante teórica - V_t (kN)	46,30	42,66	56,74
Força cortante experimental - V_{exp} (kN)	49,22	43,34	60,84
V_t/V_{exp}	0,94	0,98	0,93

A Tabela 5.3 apresenta a contribuição percentual, em relação ao somatório dos mecanismos resistentes (V_{exp}), dos mecanismos resistentes. É possível observar que na viga VE, os estribos tiveram preponderância próximo a ruptura do elemento (85% de V_{exp}), fato que pode ser relacionado ao modo de ruptura do elemento (Figura 4.6). Na viga V0F e VEF, a parcela de resistência fornecida pelas fibras foi o mecanismo preponderante (58% de V_{exp} na viga V0F e 57% de V_{exp} na viga VEF). É cabível lembrar que, em ambas as vigas,

observou-se uma grande quantidade de fibras rompidas e/ou descoladas após a ruptura do elemento (Figura 4.8 e 4.10). Dessa forma, é possível relacionar os mecanismos preponderantes próximos a falha dos elementos ao modo de ruptura observados.

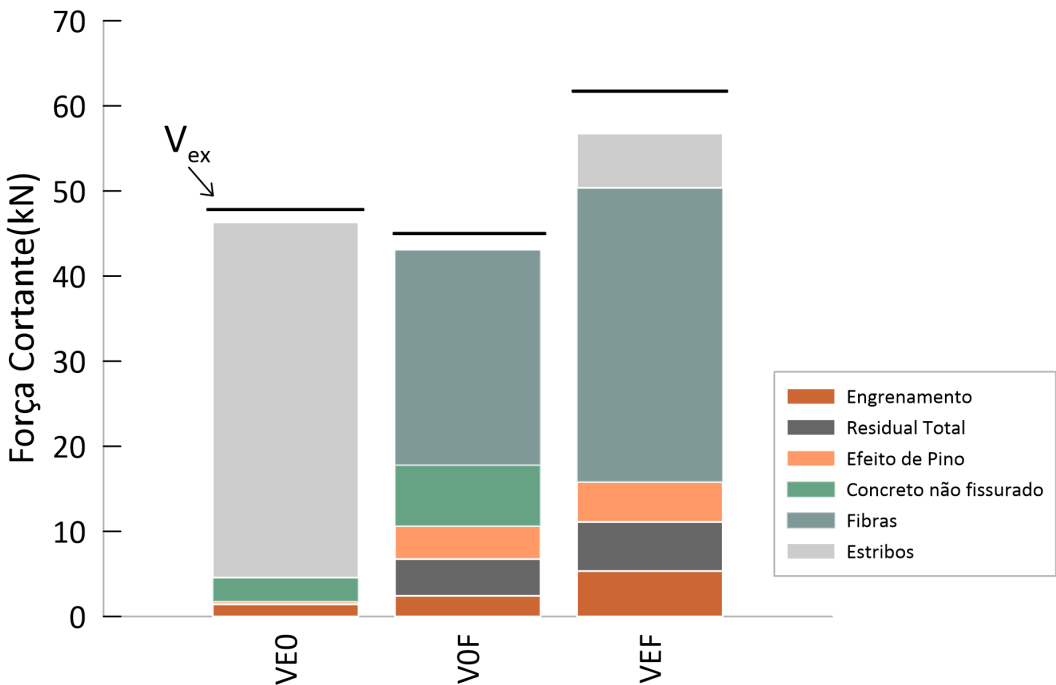


Figura 5.13: Mecanismos resistentes em estágios de carregamento próximo a ruptura.

Tabela 5.3: Contribuição percentual de cada mecanismo em relação a V_{exp} .

Mecanismo	VE0	VOF	VEF
V_{ag}/V_{exp} (%)	3	5	9
V_{res}/V_{exp} (%)	0	10	10
V_d/V_{exp} (%)	1	9	8
V_{cc}/V_{exp} (%)	6	17	0
V_{fib}/V_{exp} (%)	-	58	57
V_e/V_{exp} (%)	85	-	11

6

Conclusões e Sugestões

Esse estudo contribui para uma compreensão mais racional do comportamento à força cortante de vigas de concreto armado com barras de PRFV sem e com fibras de basalto, usando para isto, um controle refinado dos campos de deslocamentos no vão de ruptura e modelos mecânicos de transferência de força cortante. Diante das análises e discussões realizadas, chegou-se as conclusões (6.1) e sugestões para trabalhos futuros (6.2).

6.1

Conclusões

A aplicação de fibras e/ou estribos aumentaram a rigidez ao deslocamento quando comparado ao caso sem estes elementos. Além disso, foi observado uma mudança significativa dos padrões de fissuração entre as vigas ensaiadas.

A análise do comportamento de fissuração do elementos evidencia a possibilidade de distribuição de carga direta ao apoio na viga V00, o que diferencia esse elemento dos outros sob ponto de vista fenomenológico.

A análise via modelos constitutivos de mecanismos resistentes com auxílio de correlação de imagem digital forneceu uma satisfatória previsão quando comparado os valores de teóricos resistência e o valores experimentais de carregamento.

O efeito de pino apresentou uma maior relevância nas vigas V0F e VEF, o que pode estar diretamente relacionado a resistência adicional das fibras na fissura de fendilhamento. Além disso, as fibras proporcionaram uma maior resistência à propagação de fissura o que pode ter aumentado a contribuição da parcela não fissurada de concreto nas vigas V0F e VEF.

Na viga armada apenas com estribos (VE0), os mecanismos resistentes do concreto (V_{res} , V_d , V_{ag} e V_{cc}) apresentaram relevância nos primeiros estágios de carregamento. No entanto, o acréscimo de deformações diminuiu a influencia dos efeitos, tornando a resistência dos estribos o mecanismo preponderante próximo a ruptura da viga. Diante dessa observação, o estudo ressalva a necessidade de melhores considerações quanto a resistência da estrutura em diferentes estágios de carregamento.

O engrenamento de agregados apresentou pouca relevância na resistência das vigas analisadas. Acredita-se que o fato esteja relacionado à baixa rigidez das barras de PRFV e às propriedades da dosagem do concreto. No entanto, na viga VEF foi observado uma maior relevância do mecanismo creditada ao padrão de fissuração ingreme da fissura crítica.

Diferentemente da viga VE0, os estribos da viga VEF apresentaram pouca contribuição na resistência ao cortante. A necessidade de grandes aberturas de fissuras para promoção de uma maior resistência dos estribos pode explicar a maior relevância das fibras em relação aos estribos. Além disso, fissuras de maior inclinação podem estar relacionadas ao comportamento intrínseco de vigas com CRF, o que evidencia a necessidade de cuidado ao estabelecer espaçamento de estribos em nível de projeto.

Este trabalho realizou a quantificação de resistência de estribos a partir da abertura de fissuras teóricas para alguns tipos de armadura. A análise realizada permite a teorização que o aumento de rigidez ao deslizamento através de tratamentos superficiais em estribos de PRFV pode proporcionar um aumento de ativação de estribos para uma mesma abertura de fissura. Desse modo, a rigidez da barra à deformações axiais e ao deslizamento seriam fatores preponderantes na análise. Estudos adicionais devem ser realizados para melhor entendimento do caso.

Em cargas próximas a ruptura das vigas V0F e VEF, a parcela resistente das fibras foi o mecanismo preponderante, enquanto que, na viga VE0, os estribos apresentaram-se como fator de maior influência. Os mecanismos preponderantes em cargas próximas a ruptura das vigas relacionam-se com o modo de falha observado.

Na análise realizada nesse estudo, fibras e estribos como armação contra esforço cortante parecem ser mecanismos que contribuem com melhor custo-benefício quando atuam isoladamente. Isto é, a aplicação conjunta dos materiais pode proporcionar um maior custo às obras sem um acréscimo de resistência eficaz dos dois mecanismos, podendo um deles ser consideravelmente preponderante em relação ao outro. Além disso, em caso de utilização de fibras para diminuir a flexibilidade em vigas armadas com PRFV, o dimensionamento ao esforço cortante deve ter uma maior atenção quanto à contribuição relativa de estribos e fibras segundo à limitação de abertura de fissuras existentes para um dado carregamento. Entretanto, estudos complementares devem ser realizados para melhor compreensão dessas observações.

6.2

Sugestões para futuros trabalhos

A partir das conclusões obtidas, é possível listar algumas sugestões para contribuições na área de conhecimento.

- Análise experimental em vigas de concreto armado com barras de PRFV submetidas a falha por esforço cortante com diferentes condições de contorno de carregamento.
- Análise experimental de vigas de concreto armadas com barras de PRFV com diferentes tratamentos superficiais submetidas a falha por esforço cortante.
- Estudo de metodologias alternativas para reforço ao cortante em vigas armadas com PRFV.
- Realização de ensaios de tração direta em estribos de PRFV a fim de verificar o comportamento constitutivo do material em relação a uma abertura de fissura fictícia.
- Aplicação da teoria da propagação da fissura crítica [25] para casos de vigas com fibras e estribos.

Referências bibliográficas

- [1] NANNI, A.; DE LUCA, A. ; JAWAHERI ZADEH, H.. **Reinforced Concrete with FRP Bars**. Taylor & Francis Group, 2014.
- [2] **ACI 440.1R-15: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars**. ACI Committee 440, 2015.
- [3] WIGHT, J, K.; MACGREGOR, J. G.. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design-6^aed.** Upper Saddle River: Pearson, 2012.
- [4] ISSA, M. S.; METWALLY, I. M. ; ELZEINY, S. M.. **Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars**. *Engineering Structures*, 33(5):1754–1763, 2011.
- [5] YANG, J. M.; MIN, K. H.; SHIN, H. O. ; YOON, Y. S.. **Effect of steel and synthetic fibers on flexural behavior of high-strength concrete beams reinforced with FRP bars**. *Composites Part B: Engineering*, 43(3):1077–1086, 2012.
- [6] YOO, D. Y.; BANTHIA, N. ; YOON, Y. S.. **Predicting service deflection of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams reinforced with GFRP bars**. *Composites Part B: Engineering*, 99:381–397, 2016.
- [7] ZHU, H.; CHENG, S.; GAO, D.; NEAZ, S. M. ; LI, C.. **Flexural behavior of partially fiber-reinforced high-strength concrete beams reinforced with FRP bars**. *Construction and Building Materials*, 161:587–597, 2018.
- [8] DE SÁ, F. R.; SILVA, F. D. A. ; CARDOSO, D. C.. **Tensile and flexural performance of concrete members reinforced with polypropylene fibers and GFRP bars**. *Composite Structures*, 253(December 2019):112784, 2020.
- [9] CAVAGNIS, F.. **Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models**. PhD thesis, 2017.

- [10] TUREYEN, A. K.; FROSCHE, R. J.. **Shear tests of FRP-reinforced concrete beams without stirrups**. ACI Structural Journal, 99(4):427–434, 2002.
- [11] WEGIAN, F. M.; ABDALLA, H. A.. **Shear capacity of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymers**. Composite Structures, 71(1):130–138, 2005.
- [12] GUADAGNINI, M.; PILAKOUTAS, K. ; WALDRON, P.. **Shear Resistance of FRP RC Beams: Experimental Study**. Journal of Composites for Construction, 10(6):464–473, 2006.
- [13] BENTZ, E. C.; MASSAM, L. ; COLLINS, M. P.. **Shear Strength of Large Concrete Members with FRP Reinforcement**. Journal of Composites for Construction, 14(6):637–646, 2010.
- [14] ALAM, M. S.; HUSSEIN, A.. **Size Effect on Shear Strength of FRP Reinforced Concrete Beams without Stirrups**. Journal of Composites for Construction, 17(4):507–516, 2013.
- [15] JOHNSON, D. T.; SHEIKH, S. A.. **Experimental investigation of glass fiber-reinforced polymer-reinforced normal-strength concrete beams**. ACI Structural Journal, 113(6):1165–1174, 2016.
- [16] MATTA, F.; EL-SAYED, A. K.; NANNI, A. ; BENMOKRANE, B.. **Size effect on concrete shear strength in beams reinforced with fiber-reinforced polymer bars** Matta, Fabio El-Sayed, Ahmed K. Nanni, Antonio Benmokrane, Brahim. ACI Structural Journal, 110(4):617–628, 2013.
- [17] HERBRAND, M.. **Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members**. PhD thesis, 2017.
- [18] BAZANT, Z. P.; KIM, J. K.. **Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams**. Journal of the American Concrete Institute, 81(5):456–468, 1984.
- [19] TUREYEN AK, F. R.. **A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack**. ACI Structural Journal, p. 609–615, 2003.
- [20] VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.. **Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected To Shear**. Journal of the American Concrete Institute, 83(2):219–231, 1986.

- [21] CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. ; MUTTONI, A.. **An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements.** *Structural Concrete*, 19(1):49–64, 2018.
- [22] HUBER, P.; HUBER, T. ; KOLLEGGGER, J.. **Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics.** *Engineering Structures*, 113:41–58, 2016.
- [23] RESENDE, T. L.. **Contribuição dos mecanismos resistentes à força cortante em vigas de concreto armado sem e com fibras de aço.** Tese de doutorado, 2020.
- [24] CAVAGNIS, F.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. ; MUTTONI, A.. **A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack.** *Engineering Structures*, 157(February):300–315, 2018.
- [25] CLASSEN, M.. **Shear Crack Propagation Theory (SCPT) – The mechanical solution to the riddle of shear in RC members without shear reinforcement.** *Engineering Structures*, 210(January):110207, 2020.
- [26] SCHMIDT, M.; SCHMIDT, P.; WANKA, S. ; CLASSEN, M.. **applied sciences Shear Response of Members without Shear Reinforcement — Experiments and Analysis Using Shear Crack Propagation Theory (SCPT).** 2021.
- [27] HOTA V.S. GANGARAO, NARENDRA TALY, P. V. V.. **Reinforced concrete design with FRP composites.** 2007.
- [28] CODE, F. M.. **fib Model Code for Concrete Structures 2010.** *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, p. 1–402, 2013.
- [29] BENTUR, A.; MINDESS, S.. **Fibre Reinforced Cementitious Composites.** Taylor & Francis, 2007.
- [30] JOHN, V. J.; DHARMAR, B.. **Influence of basalt fibers on the mechanical behavior of concrete—A review.** *Structural Concrete*, 22(1):491–502, 2021.
- [31] PAKHARENKO, V. V.; YANCHAR, I.; PAKHARENKO, V. A. ; EFANOVA, V. V.. **Polymer composite materials with fibrous and disperse basalt fillers.** *Fibre Chemistry*, 40(3):246–252, 2008.

- [32] LI, R.; GU, Y.; YANG, Z.; LI, M.; WANG, S. ; ZHANG, Z.. **Effect of γ irradiation on the properties of basalt fiber reinforced epoxy resin matrix composite.** Journal of Nuclear Materials, 466:100–107, 2015.
- [33] BRANSTON, J.; DAS, S.; KENNO, S. Y. ; TAYLOR, C.. **Mechanical behaviour of basalt fibre reinforced concrete.** Construction and Building Materials, 124:878–886, 2016.
- [35] CAMPANA, S.; RUIZ, M. F.; ANASTASI, A. ; MUTTONI, A.. **Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics.** Magazine of Concrete Research, 65(6):386–404, 2013.
- [36] WALRAVEN H. W REINHARDT, J. C.. **Theory and Experiments on The Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading.** Heron, 26, 1981.
- [37] WALRAVEN, J.. **Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis.**
- [38] ULAGA, T.. **Betonbauteile mit stab- und lamellenbewehrung: Verbund- und zuggliedmodellierung.**
- [39] GUIDOTTI, R.. **Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées.** 4812:189, 2010.
- [40] LI, B.; MAEKAWA, K.. **Contact density model for cracks in concrete.** IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte, 54:51–62, 1987.
- [41] RESENDE, T. L.; CARDOSO, D. C. ; SHEHATA, L. C.. **Experimental and theoretical investigation on the stress transfer across cracks due to combined action of steel fibers and aggregate interlock.** Cement and Concrete Composites, 124(August), 2021.
- [42] TAYLOR, H. P. J.. **Investigation of the dowel shear forces carried by the tensile steel in reinforced concrete beams.** Cement and Concrete Association, Technical Report 431:24p, 1969.
- [43] TAYLOR, H. P. J.. **The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear.** ACI Special Publication, 42:43–77, 1974.
- [44] VINTZĒLEOU, E. N.; TASSIOS, T. P.. **Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions.** Magazine of Concrete Research, 38(134):13–22, 1986.

- [45] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MIRZAEI, Y. ; MUTTONI, A.. **Post-punching behavior of flat slabs**. ACI Structural Journal, 110(5):801–811, 2013.
- [46] MONSERRAT LÓPEZ, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. ; MIGUEL SOSA, P. F.. **The influence of transverse reinforcement and yielding of flexural reinforcement on the shear-transfer actions of RC members**. Engineering Structures, 234(July 2020), 2021.
- [47] HILLERBORG, A.; MODEER, M. ; PETERSSON, P. E.. **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements**. American Concrete Institute, ACI Special Publication, SP-249:225–237, 1976.
- [48] REINHARDT, H. W.. **Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material Like Concrete**. Heron, 29(2):1–42, 1984.
- [49] HORDIJK, D. A.. **Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses**, 1992.
- [50] KANI, G. N. J.. **The Riddle of Shear Failure and its Solution**. ACI Journal Proceedings, 61(4):441–468, 1964.
- [51] YOST, J. R.; GROSS, S. P. ; DINEHART, D. W.. **Gfrp b. Shear strength of normal strength concrete beams reinforced with deformed GFRP bars**, 5(November):268–275, 2001.
- [52] ASHOUR, A. F.; KARA, I. F.. **Size effect on shear strength of FRP reinforced concrete beams**. Composites Part B: Engineering, 60:612–620, 2014.
- [53] ALAM, M. S.; HUSSEIN, A.. **Experimental investigation on the effect of longitudinal reinforcement on shear strength of fibre reinforced polymer reinforced concrete beams**. Canadian Journal of Civil Engineering, 38(3):243–251, 2011.
- [54] EL REFAI, A.; ABED, F.. **Concrete Contribution to Shear Strength of Beams Reinforced with Basalt Fiber-Reinforced Bars**. Journal of Composites for Construction, 20(4):04015082, 2016.
- [55] JUMAA, G. B.; YOUSIF, A. R.. **Size Effect in Shear Failure of High Strength Concrete Beams without Stirrup reinforced with Basalt FRP Bars**. KSCE Journal of Civil Engineering, 23(4):1636–1650, apr 2019.

- [56] JUMAA, G. B.; YOUSIF, A. R.. **Size effect on the shear failure of high-strength concrete beams reinforced with basalt FRP bars and stirrups.** *Construction and Building Materials*, 209:77–94, 2019.
- [57] SAID, M.; ADAM, M. A.; MAHMOUD, A. A. ; SHANOUR, A. S.. **Experimental and analytical shear evaluation of concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars.** *Construction and Building Materials*, 102(3):574–591, 2016.
- [58] CHOLOSTIAKOW, S.; DI BENEDETTI, M.; PILAKOUTAS, K.; ZAPPA, E. ; GUADAGNINI, M.. **Experimental Analysis of Shear Resisting Mechanisms in FRP RC Beams with Shear Reinforcement.** *Journal of Composites for Construction*, 24(5):04020037, 2020.
- [59] DEV, A.; CHELLAPANDIAN, M. ; PRAKASH, S. S.. **Effect of Macrosynthetic and Hybrid Fibers on Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars.** *Journal of Bridge Engineering*, 25(7):04020031, 2020.
- [60] ARSLAN, G.; KESKIN, R. S. O.. **Influence of polypropylene fibres on the shear strength of RC beams with web reinforcement.** *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(10):1222–1234, 2019.
- [61] **Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** ABNT NBR 5739:2018, 2018.
- [62] **Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação.** ABNT NBR 8522-1:2021, 2021.
- [63] **Concreto reforçado com fibras — Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) — Método de ensaio.** ABNT NBR 16940, 2021.
- [64] **digiCamControl Software.** v2.1.2, 2019.
- [65] **GOM Software.** v2.0.1, 2018.
- [66] SOLYOM, S.; BALÁZS, G. L.. **Bond of FRP bars with different surface characteristics.** *Construction and Building Materials*, 264:119839, 2020.