



Vitor de Mattos Carvalho

**Ductilidade e redistribuição de momentos em
vigas de concreto armado com barras de GFRP**

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 da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso

Coorientador: Prof. Flávio de Andrade Silva

Rio de Janeiro

Setembro de 2021



Vitor de Mattos Carvalho

**Ductilidade e redistribuição de momentos em
vigas de concreto armado com barras de GFRP**

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

Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Flávio de Andrade Silva

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Luiz Carlos Wrobel

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof^a. Nadia Cazarim

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Campinas

Rio de Janeiro, 23 de setembro de 2021.

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

Vitor de Mattos Carvalho

Graduado em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio em 2017. Principais áreas de interesse: Estruturas de concreto armado e materiais compósitos.

Ficha Catalográfica

Carvalho, Vitor de Mattos

Ductilidade e redistribuição de momentos em vigas de concreto armado com barras de GFRP / Vitor de Mattos Carvalho ; orientador: Daniel Carlos Taissum Cardoso ; coorientador: Flávio de Andrade Silva. – 2021.

137 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2021.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Barras de GFRP. 3. Ductilidade. 4. Fibras de vidro dispersas. 5. Confinamento. 6. Viga isostática. I. Cardoso, Daniel Carlos Taissum. II. Silva, Flávio de Andrade. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

Agradecimentos

Aos meus pais, Marcelo Jorge de Carvalho e Maria Clenice de Mattos Carvalho, por todo apoio, educação e sabedoria que me passaram ao longo da vida e por me incentivarem a ser uma pessoa melhor a cada dia.

Ao meu irmão, Marcelo de Mattos Carvalho, pelo suporte e conversas que foram e são fundamentais para mim. À minha namorada, Victoria Azevedo Baptista, pelo companheirismo e por me encorajar nos momentos de dúvida.

Ao meu orientador, Daniel Carlos Taissum Cardoso, que me estimulou a estudar materiais compósitos e sempre se mostrou disponível durante todo curso de mestrado. Ao meu coorientador, Flávio de Andrade Silva, pela disponibilidade e ensinamentos passados. Cada reunião com vocês me estimulava ainda mais na busca pelo conhecimento.

Aos meus amigos que conheci durante o período de mestrado, Felipe Bacelar, Vitor Gonçalves, João Catrolli, Felipe Rodrigues, Natália Victoria, Rennan Liberato, Victor Nogueira, Vitor Monteiro, Thiago Andrade, Nabila, Filipe Sá, Bruno Pires, pelos ensinamentos, pelas ajudas e pelos momentos de descontração entre as aulas e no laboratório.

Aos funcionários do laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio, Euclides, Rogério, Jhansen, Marques, Bruno, Anderson, pelo apoio e auxílio durante a fase da fase da pesquisa experimental.

À Capes pelo suporte financeiro.

À Haizer Building Solution por fornecer as barras de fibra de vidro utilizadas durante a pesquisa.

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

Resumo

Carvalho, Vitor de Mattos; Cardoso, Daniel Carlos Taissum (Orientador); Silva, Flávio de Andrade (Coorientador). **Ductilidade e redistribuição de momentos em vigas de concreto armado com barras de GFRP**. Rio de Janeiro, 2021. 138p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A utilização de barras de polímero reforçado com fibra contínua (*Fiber reinforced polymer*, ou FRP) como reforço no concreto armado vem ganhando relevância no mercado devido às suas propriedades não corrosivas, alta resistência, durabilidade e transparência eletromagnética. Por outro lado, o comportamento frágil e o baixo módulo de elasticidade das barras de FRP limita sua aplicação e difusão no mercado da construção civil. Sob esta perspectiva, este trabalho avalia, em uma primeira etapa, o incremento de ductilidade em vigas de concreto armado com barras de GFRP (*Glass fiber reinforced polymer*) por meio da adição de fibras dispersas de vidro AR (álcali resistente) à matriz cimentícia e/ou pelo confinamento do concreto nas regiões críticas com o uso de estribos de GFRP. Para tal, são reportados e discutidos os resultados de ensaios realizados em oito vigas isostáticas sob flexão de quatro pontos, sendo quatro superarmadas e quatro são subarmadas. Em geral, as estratégias adotadas se mostraram bem-sucedidas apenas para as vigas superarmadas, que passaram a apresentar falhas caracterizadas por formação de cunha de compressão e grandes deslocamentos até a ruptura. Para avaliação da ductilidade, foram adotados dois métodos distintos: um baseado em energia (índice de ductilidade, μ_E) e outro baseado em deformação (fator de performance, μ_M). Para as vigas subarmadas, o fator de performance por meio da curvatura e o fator de performance por meio da deflexão representaram maiores incrementos de ductilidade para a viga com adição de fibras dispersas devido ao efeito do enrijecimento à tração, enquanto o índice de ductilidade não se mostrou uma boa alternativa para estas vigas. Para as vigas superarmadas, o fator de performance por meio da curvatura e o índice de ductilidade representaram maiores incrementos

de ductilidade para as vigas com confinamento, enquanto no fator de performance por meio da deflexão, o incremento de ductilidade foi mais significativo para as vigas com adição de fibras. Em uma segunda etapa, é avaliada a capacidade de redistribuição de momentos fletores em três vigas hiperestáticas de dois vãos reforçadas com barras de GFRP contendo maior taxa de armadura inferior, bem como configurações distintas de armadura transversal e uso de fibras. Foi possível observar um aumento do momento nos centros dos vãos de 30% e uma redução no momento no apoio central superior a 60%, quando comparados aos momentos elásticos, que confirmam a influência da configuração da armadura na distribuição de esforços.

Palavras-chave

Barras de GFRP; Ductilidade; Fibras de vidro dispersas; Confinamento; Viga isostática; Viga hiperestática.

Abstract

Carvalho, Vitor de Mattos; Cardoso, Daniel Carlos Taissum (Advisor); Silva, Flávio de Andrade (Co-advisor). **Ductility and moment redistribution in GFRP reinforced concrete beams**. Rio de Janeiro, 2021. 138p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The use of continuous fiber reinforced polymer (FRP) bars as an internal reinforcement for concrete has gained attention due to its non-corrosive properties, high resistance, requiring electromagnetic transparency. On the other hand, the brittle behavior and low modulus of elasticity of FRP bars limit their application and diffusion in the civil construction market. From this perspective, this work evaluates, firstly, the increase of ductility in GFRP (glass-fiber reinforced polymer) reinforced concrete beams by adding dispersed alkali-resistant (AR) glass fibers to the cementitious matrix and/or by confinement of the concrete in critical regions with the use of GFRP stirrups. To accomplish this task, the results of tests performed on eight statically determinate beams under four-point bending are reported and discussed, four of which are under-reinforced and four are over-reinforced. In general, the strategies adopted were successful only for the over-reinforced beams, whose failures were characterized by the formation of a compression wedge and large displacements before rupture. For ductility evaluation, two distinct methods were adopted: one based on energy (ductility index, μ_E) and another based on deformation (performance factor, μ_M). For under-reinforced beams, the performance factor through curvature and the performance factor through deflection led to greater ductility increments for the beam with the addition of dispersed fibers due to the tensile stiffening effect, while the ductility index did not lead to good results. For the over-reinforced beams, the performance factor through curvature and the ductility index were able to describe the greater ductility increments for the confined beams, while the performance factor through deflection resulted in a greater ductility increment for the beams with discrete fiber addition. In a second step, the capacity of redistribution of moments in three statically indeterminate GFRP reinforced concrete beams with two spans

and with a higher lower reinforcement ratio was evaluated for two different configurations of transverse reinforcement and for the use of fibers. It was possible to observe an increase in the positive moment of 30% (center of span) and a reduction in the negative moment (central support) greater than 60%, when compared to the elastic moments, confirming the influence of the reinforcement configuration on the distribution of internal forces.

Keywords

GFRP re-bars; Ductility; Disperse glass fibers; Confinement. Statically determinate beam; Statically indeterminate beam.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	18
1.1. Motivação	18
1.2. Objetivo	19
1.3. Estrutura da dissertação	19
2. REVISÃO DA LITERATURA	20
2.1. Barras de polímeros reforçados com fibras (FRP)	20
2.1.1. Desenvolvimento histórico dos FRP	22
2.1.2. Propriedades das fibras contínuas	23
2.1.3. Propriedades das Matrizes poliméricas	24
2.1.4. Processo de produção das barras de FRP	26
2.1.5. Propriedades físicas das barras de FRP	26
2.1.6. Propriedades mecânicas das barras de FRP	28
2.1.7. Barras de FRP expostas a ambientes agressivos	29
2.2. Concreto reforçado por fibras descontínuas dispersas	31
2.2.1. Desenvolvimento histórico do FRC	32
2.2.2. Propriedades das fibras descontínuas	33
2.2.3. Métodos de mistura	33
2.2.4. Fatores que influenciam o comportamento do FRC	34
2.2.5. Interface entre a fibra dispersa e a matriz cimentícia: Zona de Transição Interfacial	36
2.2.6. Mecanismo de transferência e ligação entre fibra dispersa e matriz cimentícia	38
2.2.7. Propriedades Mecânicas	43
2.3. Mecanismo de transferência de esforços e enrijecimento à tração	48
2.3.1. Mecanismo de transferência de esforços e ligação entre barra de FRP e concreto	48
2.3.2. Processo de formação de fissuras e enrijecimento à tração do concreto armado	50
2.4. Comportamento Estrutural	54
2.4.1. Incremento de ductilidade	55
2.4.2. Redistribuição de momento em vigas hiperestáticas	68
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	70
3.1. Descrição do Programa Experimental	70

3.2.	Caracterização dos Materiais Utilizados no Concreto	72
3.2.1.	Agregado Miúdo	72
3.2.2.	Agregado Graúdo	72
3.2.3.	Cimento Portland	73
3.2.4.	Aditivos	73
3.2.5.	Fibras de Vidro AR Dispersas.....	73
3.3.	Dosagem e Caracterização do Concreto	75
3.3.1.	Dosagem e Mistura.....	75
3.3.2.	Processo de Mistura do Concreto.....	76
3.3.3.	Concreto Fresco	76
3.3.4.	Compressão Axial e Módulo de Elasticidade.....	77
3.3.5.	Flexão em Prisma de Concreto	79
3.4.	Caracterização das Barras de GFRP	80
3.5.	Ensaio em Vigas.....	82
3.5.1.	Isostáticas: Flexão em Quatro Pontos	82
3.5.2.	Hiperestáticas em dois vãos.....	87
4.	RESULTADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	91
4.1.	Ensaio de tração direta em barras de GFRP	91
4.2.	Ensaio de Compressão Axial	94
4.3.	Ensaio de Tração na Flexão com Entalhe.....	95
4.4.	Ensaio de Flexão em Quatro Pontos de Vigas Isostáticas.....	97
4.4.1.	Modo de Ruptura	97
4.4.2.	Análise das Vigas Subarmadas	103
4.4.3.	Análise das Vigas Superarmadas.....	107
4.4.4.	Avaliação de Ductilidade nas Vigas.....	110
4.5.	Ensaio de Vigas Hiperestáticas.....	120
4.5.1.	Modo de Ruptura	120
4.5.2.	Análise das vigas hiperestáticas.....	123
5.	CONCLUSÃO	127
5.1.	Sugestões para trabalhos futuros	130
	REFERÊNCIAS.....	132

Lista de Figuras

Figura 1. Materiais formados por FRP: (a) barras de reforço, (b) telas, (c) tecidos e (d) placas e estribos [1].	21
Figura 2. Diagrama Tensão-Deformação à tração de fibras de (a) carbono de alto módulo de elasticidade; (b) carbono de alta resistência; (c) aramida; (d) vidro-S; (e) vidro-E; (f) Basalto. (Adaptado de [1,2]).	23
Figura 3. Processo de fabricação de barras de FRP por meio de pultrusão. (Adaptado de [12]).	26
Figura 4. Efeito do <i>shear lag</i> . Redução na tensão normal à tração resistida pelas fibras centrais [14].	28
Figura 5. Comportamento do compósito cimentício sem reforço, com reforço de macro fibras e com o reforço de microfibras submetidos à tração [31].	35
Figura 6. Concreto com (a) e sem (b) compatibilidade dimensional entre fibras e agregado graúdo [33].	35
Figura 7. Transferência de tensões elásticas entre matriz e fibra no estado pré fissurado. (Adaptado de [35,39]).	40
Figura 8. Modelo de distribuição de tensão cisalhante a) na formação de fissura; b) na abertura de fissura. (Adaptado de [35,39]).	41
Figura 9. Comportamento de <i>Slip Softening</i> e <i>Slip Hardening</i> para tensão cisalhante devido ao atrito. (Adaptado de [29]).	41
Figura 10. Ensaio de arrancamento de fibra sem engrenamento mecânico (a); curva força versus deslocamento para o ensaio de arrancamento de fibra (b); e detalhe da curva na região AB. (Adaptado de [44]).	42
Figura 11. Diagrama tensão-deformação concreto com e sem adição de fibra. (Adaptado de [38]).	44
Figura 12. Comportamento de prismas de concreto submetidos à tração. (Adaptado de [43]).	46
Figura 13. Comportamento de prisma de concreto reforçado com fibras submetido à flexão: (a) Deflection-softening; e (b) Deflection-hardening. (Adaptado de [51]).	47
Figura 14. Diferentes conformações e/ou tratamentos superficiais em barras de FRP: (a) barra de aço; (b) barra com cobrimento de areia	

colada; (c) barra lisa; (d) barra com filamento de resina helicoidal; (e) e (f) barra com nervuras [15].	49
Figura 15. Diagrama Tensão Cisalhante-Deslizamento para barras de GFRP segundo o modelo BPE modificado [48].	50
Figura 16. Processo de formação de fissuras no concreto armado submetido à tração. (Adaptado de [41]).	51
Figura 17. Prisma de concreto fissurado (a), e a tensão de tração resistida pelo reforço (b) e pelo concreto (c). (Adaptado de [41]).	51
Figura 18. Representação esquemática do enrijecimento à tração do concreto reforçado com barra de GFRP. (Adaptado de [59]).	52
Figura 19. (a) Prisma de concreto reforçado com fibra; (b) resistência à tração do concreto entre fissuras [28]	53
Figura 20. Diagrama força-deflexão para o cálculo da energia total e energia elástica segundo o modelo de Naaman e Jeong [69]. (Adaptado de [67]).	56
Figura 21. Diagrama momento-curvatura para vigas com barras de FRP. (Adaptado de [68]).	57
Figura 22. Redistribuição de momento em viga contínua de acordo com a taxa de armadura. (Adaptado de [79]).	69
Figura 23. Fluxograma do programa experimental.	71
Figura 24. Curva granulométrica de agregado miúdo e limites recomendados por norma.	72
Figura 25. Curva granulométrica da brita zero e limites recomendados por norma.	73
Figura 26. Fibra de vidro AR de 24mm testada durante os ensaios.	75
Figura 27. Fibras de vidro AR de 52 mm de comprimento (AR-Glass-MiniBars).	75
Figura 28. Abatimento do tronco de cone para o concreto (a) sem adição de fibras e (b) com adição de fibras.	77
Figura 29. Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos.	78
Figura 30. Ensaio de tração na flexão. (Adaptado de [45]).	80
Figura 31. Ensaio de Flexão em três pontos em prismas (a) com fibras e (b) sem fibras.	80

Figura 32. (a) Barras longitudinais de GFRP e (b) Estribos de GFRP utilizados no programa experimental.....	81
Figura 33. (a) Ensaio de tração direta em barras de GFRP e (b) detalhe do <i>clip-gauge</i> fixado à barra de GFRP.....	82
Figura 34. (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; Seção transversal das vigas (b) BSS e BSF e (c) PSS e PSF..	85
Figura 35. (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; Seção transversal das vigas (b) BCS e BCF e (c) PCS e PCF.	85
Figura 36. Armaduras das vigas antes da concretagem.	86
Figura 37. <i>Set-up</i> do ensaio da viga BSS.	86
Figura 38. Vigas hiperestáticas HC4S e HC4F: (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; (b) Seção transversal das vigas.	89
Figura 39. Viga hiperestática HC8S: (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; (b) Seção transversal da viga.	89
Figura 40. <i>Set-up</i> de ensaio da viga HC4S.	90
Figura 41. Modo de ruptura das barras de GFRP submetidas ao ensaio de tração direta.	92
Figura 42. Diagrama força-deslocamento para as barras de GFRP de 8 mm de diâmetro.	93
Figura 43. Diagrama força-deslocamento para as barras de GFRP de 10mm de diâmetro.	93
Figura 44. Diagrama tensão-deformação para as barras de GFRP de 8mm e 10mm de diâmetro.	93
Figura 45. Diagrama tensão-deformação à compressão do concreto sem adição de fibras.....	95
Figura 46. Diagrama tensão-deformação à compressão do concreto com adição de fibras.....	95
Figura 47. Diagrama tensão-CMOD para os resultados médios dos ensaios de tração na flexão para concreto sem e com adição de fibra de vidro AR.....	96
Figura 48. Diagrama força-CMOD para os resultados médios dos ensaios de tração na flexão para concreto sem e com adição de fibra de vidro AR.	96

Figura 49. Modo de ruptura da viga BSS (a) e detalhe da ruptura da barra de GFRP na fibra mais tracionada.	98
Figura 50. Modo de ruptura da viga BCS (a) e detalhe da ruptura da barra de GFRP na fibra mais tracionada.	99
Figura 51. Modo de ruptura da viga BSF (a) e detalhe da ruptura da barra de GFRP (b).	99
Figura 52. Modo de ruptura da viga BCF (a), detalhe do deslizamento das fibras de vidro AR na matriz cimentícia (b) e cunha na região de compressão (c).	100
Figura 53. Modo de ruptura da viga PSS por esmagamento do concreto na face comprimida.	101
Figura 54. Modo de ruptura da viga PCS (a) e detalhe dos estribos de GFRP após o deslocamento da camada de cobrimento.	101
Figura 55. Modo de ruptura da viga PSF (a) e detalhe do rompimento das fibras na direção longitudinal na região de formação da cunha.	102
Figura 56. Modo de ruptura da viga PCF (a), detalhe das barras longitudinais positivas de GFRP ainda íntegras (b).	103
Figura 57. Diagrama força-deflexão para as vigas subarmadas.	105
Figura 58. Diagrama momento-curvatura para as vigas subarmadas.	105
Figura 59. Diagrama momento-deformação na fibra comprimida para as vigas subarmadas.	106
Figura 60. Análise da região de flexão pura para as vigas subarmadas submetidas ao momento fletor de 10,5 kN.m.	106
Figura 61. Diagrama força-deflexão para as vigas superarmadas.	108
Figura 62. Diagrama momento-curvatura para as vigas superarmadas.	109
Figura 63. Diagrama momento-deformação na fibra comprimida para as vigas superarmadas.	109
Figura 64. Análise da região de flexão pura para as vigas superarmadas submetidas ao momento fletor de 20,5 kN.m.	110
Figura 65. Energia elástica real absorvida pela viga BSF.	112
Figura 66. Energia elástica absorvida pelas vigas subarmadas segundo o modelo de Naaman e Jeong [66].	113
Figura 67. Energia elástica absorvida pelas vigas superarmadas segundo o modelo de Naaman e Jeong [66].	113

Figura 68. Curvatura referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e curvatura referente ao momento máximo para as vigas subarmadas.....	116
Figura 69. Curvatura referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e curvatura referente ao momento máximo para as vigas superarmadas.	116
Figura 70. Deflexão referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e deflexão referente ao carregamento máximo para as vigas subarmadas.....	119
Figura 71. Deflexão referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e deflexão referente ao carregamento máximo para as vigas superarmadas.	119
Figura 72. Fissuração na viga HC4F (a), e detalhe da fissura no apoio central (b) e no centro do vão (c).	121
Figura 73. Detalhe do plano de cisalhamento da viga HC4S, com a ruptura do estribo de GFRP nesta região.	121
Figura 74. Modo de ruptura da viga HC8S.	122
Figura 75. Modo de ruptura da viga HC4F (a), e fissuração no apoio central (b) e no centro do vão (b).	123
Figura 76. Diagrama força no ponto de aplicação de carga por deflexão para as vigas hiperestáticas.	125
Figura 77. Porcentagem da reação no apoio central e nos apoios de extremidade ao longo do tempo.	125
Figura 78. Diagrama do momento fletor real e elástico para as vigas HC4S (a) e HC4F (b).	126

Lista de Tabelas

Tabela 1. Propriedades mecânicas e físicas de fibras utilizadas como reforço em FRP. (Adaptada [4]).	24
Tabela 2. Propriedades mecânicas e físicas dos principais polímeros termorrígidos. (Adaptada [1]).	25
Tabela 3. Densidade das barras de GFRP com volume de fibras variando entre 50% e 75%, e densidade do aço (kg/m^3). (Adaptada [1]).	27
Tabela 4. Coeficiente de expansão térmica ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) para as direções longitudinal e transversal das barras de FRP com volume de fibras variando entre 50% e 75% do volume total, e do aço. (Adaptada [1]).	27
Tabela 5. Valores típicos das propriedades mecânicas à tração das barras de FRP com volume de fibras variando entre 50% e 75% do volume total, e do aço. (Adaptada [1]).	28
Tabela 6. Propriedades das fibras mais usuais para concreto. (Adaptada de [29]).	33
Tabela 7. Fator de deformação (DF) das vigas ensaiadas por Issa <i>et al.</i> (Adaptado de [68]).	59
Tabela 8. Avaliação de ductilidade em vigas com adição de fibras de polipropileno. (Adaptado de [68]).	60
Tabela 9. Cálculo dos coeficientes de reforço efetivo e balanceado [74].	63
Tabela 10. Momento de escoamento, momento último e modo de ruptura [74].	63
Tabela 11. DF para vigas do grupo A reforçadas com barras de GFRP na parte tracionada [74].	64
Tabela 12. DF_{mod} para vigas do grupo B e C com reforço híbrido (aço e GFRP) na parte tracionada [74].	64
Tabela 13. Resultados experimentais obtidos nos ensaios de Matos <i>et al.</i> [81].	67
Tabela 14. Propriedades das AR-Glass-MiniBars [93].	74
Tabela 15. Dosagem do concreto sem e com adição de fibra de vidro AR.	76

Tabela 16. Propriedades fornecidas pelo catálogo da Haizer Building Solution.	81
Tabela 17. Vigas isostáticas utilizadas no ensaio experimental.	83
Tabela 18. Vigas hiperestáticas utilizadas no ensaio experimental.	88
Tabela 19. Propriedades obtidas por ensaios nas barras de diâmetro comercial de 8 mm.	91
Tabela 20. Propriedades obtidas por ensaios nas barras de diâmetro comercial de 10 mm.	92
Tabela 21. Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto.	94
Tabela 22. Momentos fletores resistentes calculados pela ACI 440-1R e experimental para as vigas subarmadas.	106
Tabela 23. Momentos fletores resistentes calculados pela ACI 440-1R e experimental para as vigas superarmadas.	110
Tabela 24. Valores utilizados para traçar a curva elástica para vigas reforçadas com barras de FRP segundo Naaman e Jeong [69]. Os valores são definidos na Figura 20.	111
Tabela 25. Energia elástica ($E_{ELÁSTICA}$), energia total (E_{TOTAL}) absorvidas pelas vigas e índice de ductilidade (μ_M) segundo o modelo de Naaman e Jeong [69].	112
Tabela 26. Momento e curvatura referente à deformação de 1‰ do concreto comprimido ($M_{0,001}$ e $\phi_{0,001}$, respectivamente), e momento e curvatura última ($M_{ÚLTIMO}$ e $\phi_{ÚLTIMO}$, respectivamente).	115
Tabela 27. Fator de força (C_S), fator de curvatura (C_C) e fator de performance (μ_{MC}).	115
Tabela 28. Momento e deflexão referente à deformação de 1‰ do concreto comprimido ($M_{0,001}$ e $\Delta_{0,001}$, respectivamente), e momento e curvatura última ($M_{ÚLTIMO}$ e $\Delta_{ÚLTIMO}$, respectivamente).	118
Tabela 29. Fator de força (C_S), fator de deslocamento (C_D) e fator de performance (μ_{MD}).	118
Tabela 30. Momento elástico e experimento resistido pelas vigas HC4S e HC4F.	126

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto reforçado com barras de aço têm o comportamento bem difundido e aceito na construção civil. Porém, problemas devido à corrosão do reforço de aço em estruturas expostas a ambientes com classe de agressividade ambiental alta, como respingos de maré e alto teor de dióxido de carbono, estimularam pesquisas sobre reforços não metálicos para o concreto. Sob esta perspectiva, o uso de barras de polímero reforçado com fibra contínua (*Fiber reinforced polymer*, ou FRP) como reforço no concreto armado ganhou relevância. Outras características como a alta durabilidade, alta resistência, baixo peso específico, transparência eletromagnética e resistência à fadiga, expandiram o mercado de atuação do material.

Algumas diferenças nas propriedades mecânicas entre as barras de FRP e de aço, como o comportamento elástico frágil e o baixo módulo de elasticidade do material compósito, fazem com que o desempenho estrutural seja abordado de forma distinta entre os materiais. O baixo módulo de elasticidade das barras de FRP leva a maiores deformações do elemento estrutural, acarretando fissuras com maiores aberturas e maior deflexão quando submetidas à flexão, fazendo com que o dimensionamento, normalmente, seja comandado pelo estado limite de serviço (ELS) [1,2].

1.1. Motivação

Um problema crítico para maior aceitação das barras de FRP no mercado é o seu comportamento frágil, sem que haja um patamar de escoamento, como é o caso do aço. Por este motivo, as normas [1–3] recomendam que a ruptura do elemento estrutural submetido à flexão seja preferencialmente dominada pelo concreto, provendo assim um comportamento pseudo-dúctil à estrutura. Em vigas hiperestáticas, esse comportamento essencialmente frágil não permite que haja a formação de uma rótula plástica, como acontece com as vigas armadas com barras de aço. Isso limita a capacidade de redistribuição de momento nas vigas armadas com barras de FRP e reduz sua resistência. À luz desse

comportamento, este trabalho visa discorrer sobre possíveis soluções para incremento de ductilidade e redistribuição de esforços em vigas armadas com barras de FRP.

1.2. Objetivo

Este trabalho tem dois objetivos. O primeiro é estudar o incremento de ductilidade em vigas isostáticas de concreto reforçado com barras de GFRP submetidas à flexão por meio da adição de fibras de vidro AR (álcali resistente) dispersas à matriz cimentícia e por meio do confinamento gerado pela adição de reforço transversal no terço central. O segundo objetivo é avaliar a capacidade de redistribuição de momentos em vigas hiperestáticas armadas com barras de GFRP para as diferentes estratégias de incremento de ductilidade estudadas anteriormente.

1.3. Estrutura da dissertação

No capítulo 1 são apresentados o tema que será abordado na dissertação, além da motivação da dissertação e do objetivo e da estruturação do trabalho.

No capítulo 2 é feita a revisão da literatura abordando o comportamento a nível de material das barras de fibra de vidro e do concreto reforçado com fibras de vidro discretas. Ao final, a revisão aborda, à nível estrutural, o comportamento dos materiais de forma individual e em conjunto.

No capítulo 3 é feita a descrição do programa experimental a ser realizado. São abordados os materiais utilizados e os ensaios conduzidos.

No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios descritos no capítulo 3.

No capítulo 5 são feitas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Material compósito é definido como a combinação de dois ou mais materiais, com interfaces distintas e que não possuem ligações químicas entre os seus constituintes. Os materiais compósitos tem o propósito de otimizar o uso das propriedades dos seus constituintes [4]. De maneira geral, o material compósito consiste em três componentes: a matriz, o reforço e a interface, responsável pela transferência de forças entre a matriz e o reforço [5]. Existem diversas formas de classificação para os materiais compósitos, como a classificação relacionada à matriz (e.g. polimérica, cimentícia), ao tipo de reforço (e.g. particulado, fibras contínuas, fibras dispersas), e ao material do reforço (e.g. fibra de vidro, fibra de carbono).

Nos próximos tópicos serão abordados o reforço da matriz polimérica com fibras de vidro contínuas para fabricação de barras de fibras de vidro e o reforço da matriz cimentícia com fibras descontínuas adicionadas de maneira dispersa. Por fim, será feita a análise, individual e conjunta, do comportamento dos compósitos supracitados em escalas de material e estrutural.

2.1. Barras de polímeros reforçados com fibras (FRP)

Os polímeros reforçados com fibras contínuas (*Fiber Reinforced Polymer*, FRP) são materiais compósitos formados por fibras contínuas alinhadas impregnadas em resina polimérica. As fibras contínuas, de alta resistência e rigidez, são inseridas em uma matriz polimérica de baixo módulo de elasticidade. Neste material, a direção das fibras determina a direção principal do compósito de maior resistência e rigidez. As fibras mais utilizadas atualmente são as fibras de vidro, carbono, aramida e basalto. Os FRP podem assumir diversas formas, como: barras, cabos, telas, chapas e laminados [1], como mostra a Figura 1.

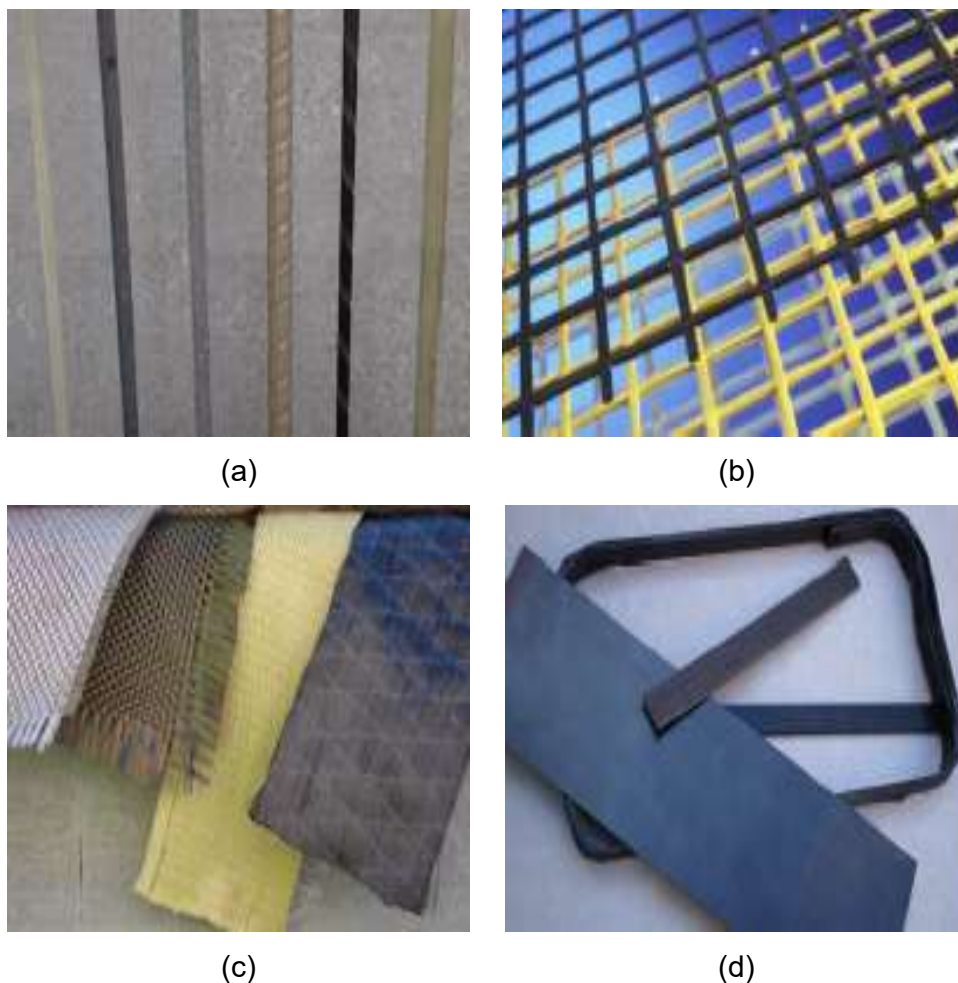


Figura 1. Materiais formados por FRP: (a) barras de reforço, (b) telas, (c) tecidos e (d) placas e estribos [1].

Na construção civil, as barras de polímero reforçado com fibras têm demonstrado ser uma alternativa prática para substituição das barras de aço como reforço em estruturas de concreto, principalmente em aplicações onde a durabilidade e resistência à corrosão são requeridos. Outras características como a alta resistência aliada ao baixo peso específico, a não condutividade elétrica [6] e a alta resistência ao impacto e à fadiga também são exploradas na construção civil. Por outro lado, algumas das desvantagens da utilização barras de FRP são o comportamento frágil do material, o baixo módulo de elasticidade quando comparado às barras de aço, e a susceptibilidade a degradação quando expostas à radiação solar [7]. Fatores como o volume de fibra, o tipo de fibra, o tipo de resina, a orientação das fibras, as dimensões das barras e o controle de qualidade

durante a fabricação têm papel fundamental nas propriedades e características das barras de FRP [2], e serão apresentados a seguir.

2.1.1. Desenvolvimento histórico dos FRP

Após a Segunda Guerra Mundial, estudos para desenvolvimento e melhorias de estruturas compostas de FRP tiveram um aumento expressivo, principalmente relacionado à indústria aeronáutica, que buscava tirar proveito da alta resistência mecânica e baixo peso do compósito. A partir de 1950, durante a expansão do sistema de pontes nos EUA, notou-se que a utilização de sal para o derretimento de gelo nas pontes acelerava o processo de corrosão das armaduras de aço. As barras de aço, se expandem ao sofrerem o processo corrosivo, levando à formação de fissuras no concreto, aumentando os custos relacionados à manutenção e reduzindo a vida útil da estrutura. Algumas soluções apresentadas na época foram a utilização de barras galvanizadas, revestimento das barras com resina epóxi, aplicação de polímero ao concreto e barras de FRP em detrimento às de aço, sendo esta última inviável financeiramente para a época. A opção escolhida para combater a corrosão foi o revestimento das barras de aço com resina epóxi. Porém, nos anos 1970, ainda foram detectados efeitos de corrosão nas barras de aço revestidas com resina epóxi. Isto estimulou a busca e estudos por uma nova solução [1,2,7].

No final dos anos 1960, a empresa Marshall-Vega Corporation produziu barras de GFRP para substituir as barras de aço no concreto polimérico, uma vez que as barras de aço e o concreto polimérico apresentavam incompatibilidades de expansão térmica. Porém, aplicações comerciais de concreto reforçado com barras de GFRP só foram regulamentadas no final dos anos 1970 [4].

Além da regulamentação das barras de GFRP, da redução do custo de produção devido a avanços tecnológicos e do início de estudos para utilização destas barras em pontes, outra lacuna foi preenchida pelo material compósito. As barras de GFRP também passaram a ser utilizadas em estruturas onde fossem utilizados aparelhos de ressonância magnética, fazendo-se valer da não condutividade elétrica e transparência magnética

do material. Estes cenários foram os responsáveis por propagar as barras de FRP, que passaram a ser utilizadas em outras construções, como bases de subestações de reatores, estruturas de concreto expostas a altos índices de corrosão e laboratórios de eletrônicos [4,5].

2.1.2. Propriedades das fibras contínuas

As fibras nas barras de FRP são responsáveis por resistir as solicitações externas, sendo a fração volumétrica de fibras utilizada responsável direta pela resistência e rigidez da barra. As fibras mais utilizadas nas barras de FRP como reforço contínuo na direção principal da barra são as de aramida (AFRP), carbono (CFRP), basalto (BFRP) e vidro (GFRP). As fibras apresentam comportamento linear-elástico no diagrama tensão-deformação quando submetidas à tração (Figura 2) [1,2]. A Tabela 1 apresenta as propriedades mecânicas e físicas de algumas das principais fibras utilizadas.

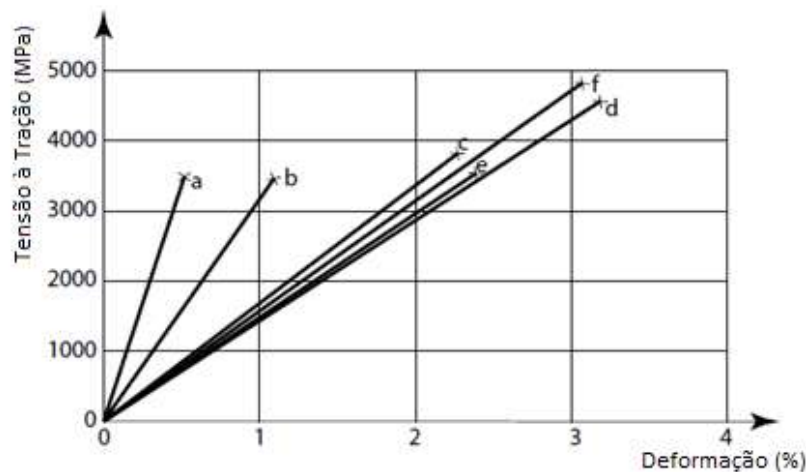


Figura 2. Diagrama Tensão-Deformação à tração de fibras de (a)carbono de alto módulo de elasticidade; (b) carbono de alta resistência; (c) aramida; (d) vidro-S; (e) vidro-E; (f) Basalto. (Adaptado de [1,2]).

Tabela 1. Propriedades mecânicas e físicas de fibras utilizadas como reforço em FRP. (Adaptada [4]).

Tipo de Fibra	Densidade (kg/m ³)	Resistência à tração (MPa)	Mód. Elasticidade (GPa)	Def. Última (%)	Coef. de expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	Coeficiente de Poisson
Vidro AR	2270	1800-3500	70-76	2 a 3	-	-
Vidro - E	2500	3450	72,4	2,4	5	0,22
Vidro - S	2500	4580	85,5	3,3	2,9	0,22
Carbono	1750	3500	240	1,1	-0,6 a -0,2	0,20
Aramida	1440	3620	124	2,2	-2	0,35
Basalto	2800	4840	89	3,1	8	-

As fibras de aramida apresentam propriedades satisfatórias quanto à resistência à fadiga, porém, são suscetíveis a maiores danos quando expostas à radiação ultravioleta. As fibras de carbono possuem alta resistência e módulo de elasticidade, porém, seu custo é maior que as demais fibras [8]. As fibras de vidro têm sido as mais utilizadas, principalmente devido às suas propriedades mecânicas satisfatórias e ao seu baixo custo. Há três principais tipos de fibras de vidro: tipo E (E-glass), tipo S (S-glass) e tipo AR (AR-glass). A fibra do tipo E apresenta propriedades isolantes elétricas e propriedades mecânicas altas, enquanto a fibra do tipo S possui maior resistência à tração, rigidez e capacidade de deformação que a fibra do tipo E (ver Figura 2). Porém, as fibras de vidro do tipo E e do tipo S possuem maior suscetibilidade à degradação em ambientes alcalinos, como é o caso do concreto. A fibra do tipo AR possui maior resistência ao ataque por álcalis na matriz cimentícia, porém, seu custo em relação a fibra do tipo E é superior [1,6,9]. As fibras do tipo E são as mais utilizadas para barras de GFRP usadas como reforço em concreto armado, mesmo estas não sendo resistentes a ambientes alcalinos. Isto acontece devido ao custo das fibras, que é inferior aos das demais, e ao fato de que a matriz polimérica envelopa a fibra, não permitindo o contato direto entre a fibra e a matriz alcalina do concreto.

2.1.3. Propriedades das Matrizes poliméricas

No FRP, a matriz polimérica é responsável pela transferência de forças entre a matriz e as fibras, proteção das fibras de danos mecânicos e

ambientais e pelo confinamento as fibras, fazendo com que elas trabalhem juntas. As matrizes podem ser classificadas como termorrígidas e termoplásticas. A matriz termoplástica não é comumente utilizada na construção civil devido à sua baixa resistência térmica e à fluência. Já a matriz termorrígida, utilizada para a confecção das barras de FRP, apresenta melhor resposta quanto a resistência térmica e fluência devido às ligações reticuladas formadas pelas suas macromoléculas [8].

Estas ligações permitem que o material seja moldável até que ocorra o processo de cura, não sendo possível remoldar o polímero após este processo. Os principais polímeros termorrígidos utilizados como matriz são: o poliéster, o epóxi e o vinil éster. As principais vantagens do poliéster são a baixa viscosidade, o rápido tempo de cura, a alta resistência à corrosão e o baixo custo [10], porém, possui alto valor de retração. Quando utilizado com fibras de vidro, sua resistência à corrosão pode ser reduzida [1]. O epóxi possui propriedades mecânicas melhores que o poliéster, além de possuir baixo valor de retração durante a cura, apresentar boa adesão a uma grande variedade de fibra e ser menos afetada pela ação da água. Por outro lado, possuem alto custo e necessitam de períodos maiores para cura. O vinil éster possui uma combinação de propriedades entre o epóxi e o poliéster e são os mais utilizados em polímeros reforçados com fibra de vidro. Algumas características do vinil éster são a alta resistência à tração e química, assim como o epóxi, e alta viscosidade e cura rápida, assim como o poliéster. O tipo de resina utilizado afeta o mecanismo de falha e a tenacidade do compósito [1,2]. Algumas das propriedades físicas e mecânicas típicas dos polímeros são fornecidas pela Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades mecânicas e físicas dos principais polímeros termorrígidos. (Adaptada [1]).

Matriz	Densidade (kg/m³)	Resistência à tração (MPa)	Modulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente de expansão térmica (10⁻⁶/°C)
Poliéster	1200-1400	34,5-104	2,1-0,39	55-110
Epóxi	1200-1400	55-130	0,38-0,40	45-65
Vinil Éster	1150-1350	73-81	0,36-0,39	50-75

2.1.4. Processo de produção das barras de FRP

As barras de FRP são compostas por fibras impregnadas em polímeros termorrígidos e fabricadas usualmente por meio do processo de pultrusão. Este processo permite que se obtenha um alto teor de fibras, de 60% a mais de 80% em volume, e uma distribuição homogênea das fibras na seção transversal da barra [9].

O processo de pultrusão para as barras longitudinais retas se inicia com o tracionamento das fibras contínuas. Estas fibras passam pela guia, que é responsável por determinar a forma da seção transversal. Em seguida, as fibras passam pelo depósito de resina polimérica e, são aplicadas as conformações superficiais ao produto. Após a aplicação da conformação superficial a barra é submetida à câmara de cura, onde a barra ela passa por um processo de transferência de calor, fazendo com que ocorra a cura da resina polimérica. Ao final as barras são cortadas ou enroladas em bobinas [6,11].

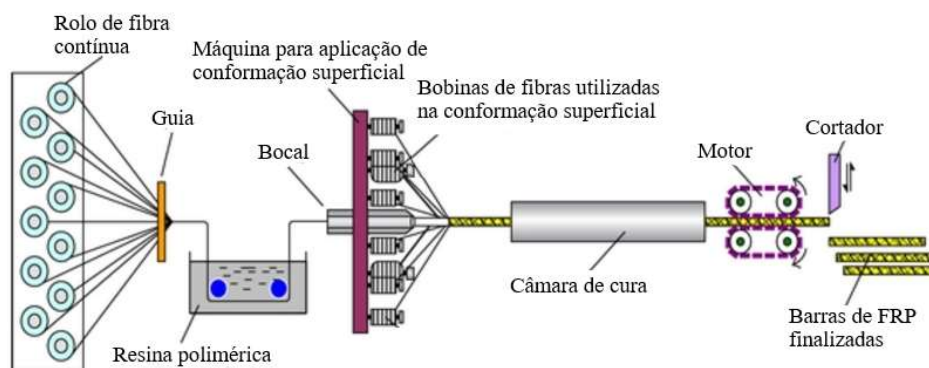


Figura 3. Processo de fabricação de barras de FRP por meio de pultrusão. (Adaptado de [12])

2.1.5. Propriedades físicas das barras de FRP

A densidade das barras de FRP pode ser estimada por meio da Regra das Misturas das densidades – que leva em consideração a densidade e o volume dos materiais constituintes – sendo cerca de um quarto a um sexto da densidade das barras de aço. A redução no peso do reforço não possui influência significativa no peso final da estrutura de concreto reforçado por barras de FRP devido ao maior volume e densidade do concreto. Por outro lado, ganhos com a redução do custo com transporte

e a facilidade de manuseio das barras na obra são notados [2]. Outra possibilidade, ainda não citada em normas, é a redução do cobrimento nas estruturas, uma vez que as barras de FRP são resistentes à corrosão e possuem maior durabilidade quando comparadas às barras de aço. A Tabela 3 apresenta os valores das densidades das barras de CFRP, AFRP e GFRP para os três tipos de matriz polimérica mais utilizados e das barras de aço para efeito de comparação.

O coeficiente de expansão térmica das barras de FRP varia nas direções longitudinal e transversal, sendo dependente do tipo de fibra, do tipo de resina e da fração de volume das fibras. O coeficiente de expansão térmica longitudinal, referente à direção principal da barra, é dominado pelas propriedades das fibras, enquanto o coeficiente transversal é dominado pela resina polimérica [13]. A Tabela 4 apresenta valores usuais do coeficiente de expansão térmica para as direções longitudinal e transversal das barras de CFRP, AFRP e GFRP.

As barras de GFRP apresentam coeficiente de expansão térmica na direção transversal maior que a do concreto endurecido ($7,2 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$). Esta diferença pode resultar no aparecimento de fissuras no concreto quando exposto a temperaturas altas [2]. As barras de CFRP e AFRP apresentam valores negativos do coeficiente de expansão térmica, portanto, elas contraem quando expostas a altas temperaturas e dilatam quando expostas a temperaturas baixas.

Tabela 3. Densidade das barras de GFRP com volume de fibras variando entre 50% e 75%, e densidade do aço (kg/m^3). (Adaptada [1]).

Matriz	CFRP	AFRP	GFRP	Aço
Poliéster	1430-1650	1310-1430	1750-2170	
Epóxi	1440-1670	1320-1450	1760-2180	7850
Vinil Éster	1440-1630	1300-1420	1730-2150	

Tabela 4. Coeficiente de expansão térmica ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) para as direções longitudinal e transversal das barras de FRP com volume de fibras variando entre 50% e 75% do volume total, e do aço. (Adaptada [1]).

Direção	CFRP	AFRP	GFRP	Aço
Longitudinal	-9 a 0	-2 a -6	6 a 10	11
Transversal	74 a 104	60 a 80	21 a 23	11

2.1.6. Propriedades mecânicas das barras de FRP

As barras de GFRP possuem um comportamento anisotrópico, tendo o eixo longitudinal – na direção das fibras – como o mais resistente. Quando submetidas à tração, as barras de FRP têm comportamento frágil, apresentando a curva de tensão-deformação linear até a ruptura. A resistência à tração e a rigidez das barras variam com o volume de fibras, com o coeficiente de cura, com o diâmetro da barra, com o processo de produção e com o controle de qualidade na produção [9]. A Tabela 5 apresenta valores típicos das propriedades mecânicas à tração das barras de FRP e da barra de aço.

Tabela 5. Valores típicos das propriedades mecânicas à tração das barras de FRP com volume de fibras variando entre 50% e 75% do volume total, e do aço. (Adaptada [1]).

Propriedade	CFRP	AFRP	GFRP	Aço
Módulo de elasticidade longitudinal (GPa)	100 a 500	40 a 125	35 a 60	200
Resistência à tração longitudinal (MPa)	600 a 3500	1000 a 2500	450 a 1600	450 a 700
Deformação última à tração (%)	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4	1,2 a 3,7	5 a 20

Estudos anteriores [6,8,10] comprovam uma redução na tensão resistente à tração das barras de FRP à medida que se aumenta o diâmetro das barras. Este fenômeno é conhecido como *shear lag*, e ocorre, pois, durante o carregamento, as fibras na parte central da seção transversal da barra ficam sujeitas a tensões inferiores quando comparada às fibras localizadas junto ao perímetro externo da barra. Portanto, quando o material rompe, as fibras externas atingem seu limite de deformação, enquanto as fibras próximas ao centro estão com valores de tensão menores, levando a uma redução da resistência e da eficiência do reforço (Figura 4).

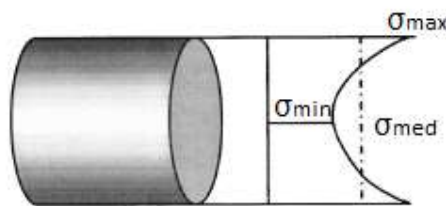


Figura 4. Efeito do *shear lag*. Redução na tensão normal à tração resistida pelas fibras centrais [14].

A utilização de barras de FRP para resistir à compressão não é recomendável pelas normas [1,2], sendo necessários mais estudos sobre o tema. Valores experimentais precisos de resistência à compressão são difíceis de se obter, além de serem dependentes da geometria da barra e do método de ensaio. Apesar disto, existem estudos que abordam as barras de FRP submetidas à compressão em pilares [15–17]. A resistência à compressão das barras de FRP é reduzida da resistência à tração cerca de 45% para barras GFRP, 80% para AFRP e 22% para CFRP [1].

Ainda é comum, no caso de vigas, o uso de estribos de barras de FRP para combater os esforços cortantes. Nesses elementos, o processo de fabricação pode resultar em enrugamento das fibras na região das dobras, tornando-se um ponto crítico. Há ainda um acúmulo de tensões na região das dobras quando essas barras são solicitadas, o que reduz a resistência do material. Devido à carência de estudos abordando os estribos de FRP, os coeficientes de segurança utilizados pelas normas possuem valores altos, o que penaliza a utilização deste material [1,2].

2.1.7. Barras de FRP expostas a ambientes agressivos

As barras de FRP apresentam limitações quanto à durabilidade quando expostas a ambientes agressivos como altas e baixas temperaturas, ambientes úmidos, raios ultravioletas e ambientes alcalinos. Estas exposições podem levar a uma redução nas propriedades de tração e em sua aderência com o concreto.

Estudos [18–20] apontam que, quando os materiais compósitos de FRP são submetidos a temperaturas inferiores a 0°C, ocorre um enrijecimento da matriz, acarretando o aparecimento de microfissuras adicionais na matriz do compósito e degradação da interface fibra-matriz. As microfissuras formadas em baixas temperaturas podem resultar em uma maior absorção de água quando o compósito é submetido a temperaturas mais elevadas, aumentando a hidrólise e a plastificação da matriz. Este efeito se torna crítico em compósitos de FRP utilizados como reforço externo em estruturas.

Quando expostos ao fogo, os compósitos de FRP apresentam uma degradação das suas propriedades mecânicas. As barras de FRP incorporadas ao concreto não queimam de maneira instantânea devido à falta de oxigênio no interior da estrutura, porém, em temperaturas próximas a temperatura de transição vítrea da matriz (T_g), o polímero sofre um processo de amolecimento, acarretando uma diminuição na capacidade da matriz de transferir esforços entre o concreto e as fibras, resultando na redução das propriedades mecânicas do material compósito e do módulo de elasticidade do compósito [21].

As fibras sintéticas usuais possuem propriedades térmicas melhores que às da matriz, e, portanto, possuem capacidade de suportar esforços na direção longitudinal até que a temperatura limite das fibras seja atingida. Mesmo com a resistência das fibras a altas temperaturas, as propriedades mecânicas das barras de GFRP submetidas à tração são reduzidas devido a uma diminuição na capacidade de transferência de esforços pela matriz [22].

Diversos estudos [20,22–24] abordando o tema foram feitos, sendo notável a dispersão entre os resultados obtidos. Esta diferença pode ser atribuída à utilização de diferentes tipos de polímeros como matriz, variados volumes de fibras na barra e bitola das barras. Wang et al. [24] relataram temperatura crítica (referente à perda de 50% da resistência à tração) de 325 °C para barras de GFRP em concreto, enquanto Robert e Benmokrane [20] relataram temperatura crítica de 310 °C. Kumahara et al. [22] estudaram barras de GFRP com dois tipos de resinas: uma termorrígida, a vinil éster, e a outra termoflexível, a PPS (*polyphenylene sulfide*). Os autores obtiveram respostas diferentes para as matrizes. A resistência à tração da barra com matriz termorrígida diminuiu em temperaturas acima de 60 °C e perdeu 40 e 60% da resistência quando submetida a 250 °C e 400 °C, respectivamente. Por outro lado, as barras com matriz termoflexível não sofreram mudanças na resistência quando submetidas a temperatura de até 250 °C. No entanto, as normas atualmente não permitem fabricação de barras de FRP com resinas termoflexíveis [1,2].

No caso de barras de FRP submetidas à compressão, a matriz perde capacidade de confinamento sobre fibras em temperaturas próximas à

temperatura de transição vítrea, fazendo com que o material perca resistência rapidamente. Outras propriedades como a resistência ao cisalhamento e a resistência à flexão, assim como a resistência à compressão, são mais afetadas em temperaturas próximas à temperatura de transição vítrea da matriz polimérica [20].

Quando expostas a ambientes alcalinos, como o da matriz cimentícia, as fibras podem sofrer ataques alcalinos que reduzem suas propriedades mecânicas. A utilização de resina polimérica adequada a exposição direta das fibras à matriz cimentícia, protege as fibras de um ataque alcalino. A efetividade da proteção das fibras depende de uma proteção superficial contínua da matriz, pois, caso haja um ponto de falha, o ataque alcalino é capaz de percorrer o comprimento da fibra, atuando de forma global na barra. Por este motivo, é importante que as pontas das barras de FRP também sejam revestidas com a resina polimérica [1].

2.2. Concreto reforçado por fibras descontínuas dispersas

O concreto é o material estrutural mais utilizado da construção civil no mundo, e dentre suas diversas vantagens estão o baixo custo, a boa resistência à compressão, a capacidade de formar estruturas de formatos variáveis e o comportamento bem estudado e difundido. Por outro lado, apresenta algumas limitações como a baixa relação entre sua resistência e o seu peso, a necessidade de longo período de cura e a baixa resistência à tração. Além disso, o concreto possui um comportamento frágil, com baixa capacidade de deformação quando submetido a esforços. A fim de melhorar a resposta do concreto fissurado, algumas alternativas foram criadas, sendo a mais relevante e difundida o uso de armaduras de aço como reforço primário [25]. Mais recentemente, a utilização de fibras dispersas adicionadas à matriz cimentícia passou a ser adotada tanto como reforço primário, substituindo as barras de aço, como reforço secundário em estruturas de concreto reforçadas por barras.

A adição de fibras dispersas à matriz cimentícia vem sendo estudada há mais de 50 anos. Segundo Mehta & Monteiro [26], originalmente, assumiu-se que a resistência à tração e à flexão poderiam ser melhoradas

com a adição de fibras descontínuas próximas umas das outras. A ideia inicial era que as fibras obstruíssem a propagação das microfissuras, adiando o início da fissuração e aumentando a resistência final. Após anos de pesquisas com variados volumes, constatou-se que o concreto reforçado com macrofibras não possui um aumento substancial da resistência última quando comparado com o concreto sem reforço de fibras. A utilização das fibras em matriz cimentícia possui um papel relevante no comportamento pós fissuração, pouco interferindo antes.

As fissuras formadas no concreto servem como portas de entrada para agentes agressivos e, portanto, o controle da fissuração e da abertura das fissuras passam a ser aspectos relevantes para uma boa durabilidade de uma estrutura de concreto. As fibras adicionadas à matriz cimentícia são, normalmente, utilizadas com o propósito principal de controle de espaçamento entre fissuras e controle de abertura de fissuras.

Neste trabalho, o termo concreto reforçado com fibras (*Fiber Reinforcement Concrete*, FRC) será definido como adição, de forma aleatória, de macrofibras descontínuas ao concreto convencional, formado por cimento Portland, agregado graúdo, agregado miúdo e água.

2.2.1. Desenvolvimento histórico do FRC

A utilização de fibras como reforço para materiais com comportamento frágil não é novidade. Existem registros de civilizações antigas que utilizavam a palha para reforçar de tijolos de barro, e crina de cavalo como reforço de argamassa e gesso [27]. Porém, a utilização de fibras no concreto foi ocorrer tempos depois.

Naaman [28] distingue dois períodos relacionados ao desenvolvimento de fibras para utilização como reforço em concreto. Em um primeiro período (1874-1960), o autor cita a busca por pioneirismo no desenvolvimento tecnológico do FRC, com a criação de muitas patentes e ideias, mas com poucas aplicações práticas e poucas pesquisas. Uma das pesquisas nesta época tratou do uso das fibras de vidro no concreto aconteceu na União Soviética, no final dos anos 1950, porém, foi descoberto que as fibras de vidro do tipo E não são resistentes a meios alcalinos, como o do concreto [27].

O segundo período (a partir de 1960) teve início com a descoberta de que a adição de fibra ao concreto aumentava a resistência à tração do compósito feita por Romualdi *et al. apud* Naaman [28]. A partir desta descoberta, deu-se início a diversos trabalhos analíticos e experimentais do comportamento da fibra na matriz cimentícia [28].

2.2.2. Propriedades das fibras descontínuas

Uma grande variedade de fibras tem sido usada como reforço da matriz cimentícia, como as fibras de aço, as fibras de vidro, as fibras sintéticas – de polipropileno e aramida – e as fibras naturais – de celulose e de sisal. As principais diferenças entre as fibras estão relacionadas às suas propriedades, tamanho, geometria e custo. Algumas das propriedades das fibras mais comuns e de matrizes cimentícias são listadas na Tabela 6 [29].

Tabela 6. Propriedades das fibras mais usuais para concreto. (Adaptada de [29]).

Material	Diâmetro equivalente (μm)	Massa Específica (g/cm³)	Resistência à tração (MPa)	Mód. de Elasticidade (GPa)	Def. na Ruptura (%)
Aço	10-330	7,86	2100	160	3
Aramida	11,9	1,44	2930,4	62,1	-
Carbono	7,6	1,9	1723,7	379,9	-
Polietileno	25,4 - 1016	0,90 - 0,91	137,9 - 689,5	3,4 - 4,8	-
Vidro -AR	-	2,70 - 2,74	2447,7 - 2482,2	78,6 - 80	3,6
Coco	101,6 - 406,4	1,12 - 1,15	120 - 200	19 - 26	-
Sisal	-	-	275,8 - 568,1	13,0 - 26	-

2.2.3. Métodos de mistura

Os principais processos de produção do concreto reforçado por macrofibras são o método da pré-mistura (*premix*) e o de projeção (*spray-up*). O método da pré-mistura consiste na adição de fibras à mistura de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e aditivo antes da modelagem. Alguns problemas inerentes a este processo são a dificuldade de se obter uma dispersão uniforme das fibras, a necessidade de uma relação água/cimento alta, e o risco de danos nas fibras. Por conta da redução na trabalhabilidade do material, as adições de fibras se limitam a

2% do volume do material neste método [29]. Ceccato e Figueiredo [30] analisaram a perda de trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras. Segundo os pesquisadores, as fibras atuam como barreiras, dificultando o movimento do agregado graúdo e reduzindo a trabalhabilidade do FRC. Além disto, as fibras atraem moléculas de água para a sua superfície. Portanto, quanto maior é o volume e o tamanho das fibras, menor é a fluidez do concreto. Já no método de projeção, a matriz cimentícia é bombeada e projetada em pequenas porções por meio de uma pistola de ar comprimido. Esta técnica permite a utilização de volumes mais altos de fibras, chegando a até 6% do volume de concreto.

2.2.4. Fatores que influenciam o comportamento do FRC

O comportamento do FRC depende, entre outros fatores, do teor de fibras, do módulo de elasticidade das fibras, do comprimento das fibras, da geometria das fibras e da aderência entre fibra e matriz [25].

Metha e Monteiro [26] classificam as estruturas de compósitos de acordo com a fração volumétrica das fibras. Nas estruturas com baixa fração volumétrica de reforço (menor que 1%), as fibras atuam reduzindo a fissuração por retração, sendo esta solução utilizada em lajes que possuam grandes superfícies expostas. Em estruturas com volume de fração moderado (entre 1% e 2%), a presença das fibras aumenta a resistência ao impacto, o controle de fissuração e aumenta a tenacidade da estrutura, levando a um comportamento de *strain softening* – caracterizado por uma redução na resistência do material após a primeira fissura, – quando submetido à tração. E em estruturas com alta fração volumétrica de fibra (maior que 2%), as fibras passam a levar o material compósito a ter um comportamento de *strain hardening* – caracterizado por um aumento da resistência após a primeira fissura – quando submetido à tração. Os comportamentos de *strain softening* e *strain hardening* serão abordados com mais detalhes no item 2.2.7.2.

Betterman *et al.* [31] estudaram materiais compósitos com mesma matriz e volume de fibras, variando somente o comprimento das fibras (macrofibras e microfibras). Os autores relataram a inibição na propagação das macrofissuras, o aumento na tenacidade do material, além de um

pequeno aumento na resistência à tração nos compósitos com macrofibras. Já no compósito com microfibras, foi relatado um aumento na resistência à tração última do material, além de um pequeno aumento na capacidade do compósito de absorver energia. A Figura 5 apresenta o comportamento da matriz cimentícia sem reforço, com reforço de macrofibras e com o reforço de microfibras submetidos à tração.

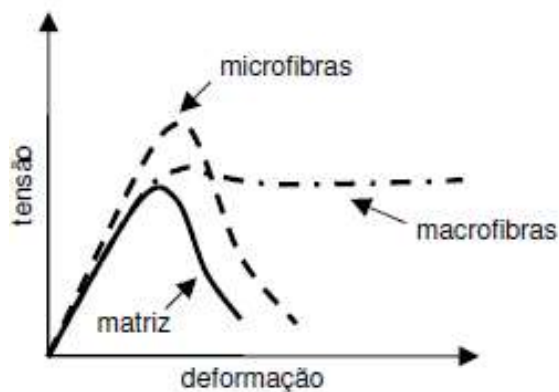


Figura 5. Comportamento do compósito cimentício sem reforço, com reforço de macrofibras e com o reforço de microfibras submetidos à tração [31] .

A fim de obter um reforço utilizando-se das macrofibras, Maidl [32] relata a necessidade da utilização de fibras com comprimento igual ou superior ao dobro da dimensão máxima característica do agregado utilizado no concreto. Esta compatibilidade dimensional entre agregados e fibras proporciona uma maior frequência de interceptação das fissuras pelas fibras. A Figura 6a demonstra um concreto com compatibilidade dimensional entre agregado grão e fibra e a Figura 6b demonstra um concreto sem essa compatibilidade. Quando não é adotada a compatibilidade dimensional, há menos fibras trabalhando como ponte de transferência de tensões do que quando ela é adotada.

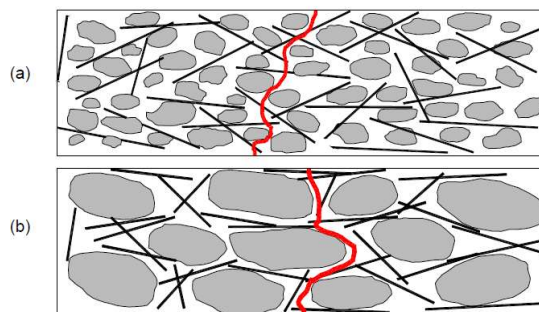


Figura 6. Concreto com (a) e sem (b) compatibilidade dimensional entre fibras e agregado grão [33].

2.2.5. Interface entre a fibra dispersa e a matriz cimentícia: Zona de Transição Interfacial

Uma fase de um material compósito é entendida como uma região que possui propriedades físicas e químicas uniformes [29]. Nos compósitos cimentícios reforçados com fibras, duas fases são claramente distintas: a matriz cimentícia e as fibras. Além dessas duas fases, os compósitos cimentícios reforçados com fibras possuem uma zona de transição interfacial (ZTI) na interface fibra-matriz. A nível microestrutural, a pasta cimentícia presente na ZTI é diferente da matriz cimentícia distante da fibra e, portanto, a ZTI é considerada como a terceira fase do material. A natureza e o tamanho da zona de transição dependem do processo de produção, da energia utilizada no processo de produção, do tamanho e formato da fibra e do tamanho das partículas de cimento [29].

A formação da zona de transição interfacial sofre grande influência no estado fresco do compósito cimentício. Neste estado, ocorre a formação de espaços vazios preenchidos por água ao redor da fibra, o que torna a matriz próxima às fibras mais porosa, não desenvolvendo uma microestrutura tão densa quanto a da matriz cimentícia distante das fibras. Na ZTI, além dos vazios formados, ocorre o acúmulo de cristais de hidróxido de cálcio (CH) e etringita, além de um afastamento do silicato de cálcio hidratado (CSH), acarretando uma região de menor resistência mecânica [34].

Bentur *et al.* [35] dividem o comportamento da microestrutura da ZTI em dois, variando com a natureza do reforço. O das fibras de monofilamento, no qual as fibras são compostas por apenas um filamento (fibras de aço e polipropileno), e o dos multifilamentos (fibras de vidro). Nas fibras com monofilamento, toda a superfície da fibra está em contato direto com a matriz, enquanto nas fibras compostas por multifilamentos somente os filamentos externos têm contato direto com a matriz. Neste trabalho será abordado o reforço da matriz cimentícia por fibra de vidro, portanto, será dada ênfase ao comportamento das fibras formadas por multifilamentos.

A fibra de vidro é formada pelo agrupamento de filamentos que, por serem muito pequenos – possuem diâmetro de aproximadamente 10 μm –, deixam pouco espaço entre si. Isto dificulta a entrada dos grãos de

cimento, que possuem diâmetros maiores que os espaços existentes. Após o período de hidratação, a microestrutura é caracterizada por vazios entre os filamentos ou pela formação de hidróxido de cálcio em algumas zonas entre os filamentos. Como resultado, o agrupamento permanece flexível após o período de cura (28 dias), com cada filamento tendo um certo grau de liberdade de movimento em relação aos outros filamentos. A transferência de tensão entre os filamentos ocorre por meio de fricção e por eventuais pontos de contato entre os filamentos ou entre os filamentos e os produtos de hidratação. As propriedades da ZTI entre fibra-matriz são responsáveis por definir o comportamento do compósito na escala da fibra, como a resistência ao arrancamento da fibra e a qualidade da ligação fibra-matriz. Essas propriedades serão fundamentais para o comportamento mecânico do compósito, afetando energia de fratura, fadiga, ductilidade, energia absorvida, resistência a tração e flexão, entre outros [35,36].

A fibra de vidro do tipo E (E-glass) é a fibra de vidro mais utilizada nos compósitos poliméricos, porém, sofre rápido processo de deterioração em ambientes alcalinos, apresentando perda de resistência e peso, e redução do diâmetro dos filamentos [35]. Devido ao comportamento não satisfatório da fibra do tipo E em meios alcalinos, foi desenvolvida a fibra de vidro álcali resistente (AR-glass) que possui melhor comportamento em ambientes alcalinos como o do concreto. A fibra de vidro álcali resistente apresenta um maior número de cristais de CH na sua superfície e entre seus filamentos [37].

Adições de materiais pozolânicos como a cinza volante, a microsilica e escória de alto forno com o propósito de reduzir o pH alcalino do concreto e reduzir a formação de CH com o tempo também foram propostos na literatura para melhorar a resposta das fibras de vidro adicionadas à matriz cimentícia. Para uma matriz cimentícia composta por uma mistura bem graduada com adição de material pozolânico, ocorre um melhor preenchimento dos vazios entre os filamentos, reduzindo o tamanho da ZTI e resultando em uma melhor conexão entre fibra e matriz cimentícia.

2.2.6. Mecanismo de transferência e ligação entre fibra dispersa e matriz cimentícia

A interação entre a fibra e a matriz é de fundamental importância para que se obtenha propriedades mecânicas desejada no FRC. A transferência de esforços entre a matriz cimentícia e as fibras dispersas ocorrem de três formas: adesão química; atrito; e ancoragem mecânica. As ligações por adesão e atrito entre fibras e matriz cimentícia são relativamente frágeis, apresentando contribuição significativa somente em compósitos que possuam matriz cimentícia com microestrutura refinada e com baixa porosidade, como é o caso da matriz com adição de material pozolânico. A transferência de tensões e as ligações entre fibra e matriz cimentícia são analisadas no estado pré fissurado da matriz e no estado pós fissurado da matriz. Este trabalho irá abordar a utilização de fibras de vidro, portanto as interações por adesão e atrito serão tratadas de forma preferencial.

2.2.6.1. Mecanismos de transferência de tensões no estado pré fissurado da matriz

Ao se aplicar um carregamento a um material composto por uma matriz de baixo módulo de elasticidade e uma fibra com maior módulo de elasticidade e maior resistência, a matriz transfere uma maior parcela do carregamento à fibra e absorve o restante. Portanto, seria natural pensar que a adição de macrofibras discretas à matriz cimentícia seria capaz de aumentar a capacidade resistente do material [38], porém, outros fatores como o aumento da ZTI podem reduzir a capacidade resistente do material.

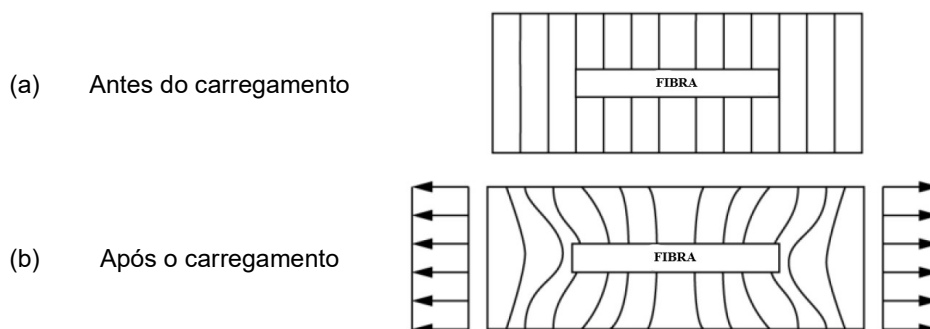
No estado pré fissurado, a matriz e a fibra têm deformações iguais, apresentando um comportamento linear elástico. Com isso, ao se fazer uma simplificação do sistema por meio do uso da regra das misturas (Equação 1) para o cálculo da resistência à tração do compósito tem-se:

$$\sigma_T = (V_f E_f + V_m E_m) \varepsilon_T \quad (1)$$

onde: σ_T e ε_T são, respectivamente, a resistência última à tração e a deformação última do compósito, V_f e V_m são os volumes de fibra e da matriz, e E_f e E_m são os módulos de elasticidade à tração da fibra e da matriz, respectivamente.

Portanto, mesmo com o maior módulo de elasticidade da fibra, o volume de fibra utilizado é muito inferior ao volume da matriz cimentícia – com valores de até 2% pelo método de pré-mistura – o que não resulta em grandes ganhos de resistência do material. Além disso, ao se introduzir fibras à matriz cimentícia, aumenta-se a zona de transição interfacial, o que pode reduzir a resistência do material. Vale ressaltar que a regra das misturas é uma simplificação e idealização do comportamento do FRC, e que aspectos como resistência da ligação entre fibra e matriz e a orientação e continuidade da fibra não são considerados [38].

A transferência de tensão da matriz para a fibra na zona elástica pode ser descrita pela teoria do *shear lag*, introduzida por Cox *apud* Bentur & Mindess [35], que se baseia na análise do campo de tensões no entorno da fibra embebida em matriz elástica. No estado pré fissurado da matriz, a transferência de tensões entre fibra e matriz é elástica, portanto, as deformações longitudinais da fibra e da matriz são compatíveis. Para que a compatibilidade das deformações seja mantida, surgem tensões normais e tensões cisalhantes na interface [35]. A Figura 7b apresenta o campo de deformações da matriz após o carregamento de tração, a Figura 7c apresenta a tensão normal na fibra, que começa nula na extremidade da fibra e aumenta à medida que a matriz passa a transferir esforços para a fibra, e a Figura 7d a tensão cisalhante na matriz ao longo do comprimento da fibra, que possui maior valor na interface entre os materiais. Lofgren [38] aponta alguns aspectos que são negligenciados pelo modelo, como a transferência de tensões através da extremidade das fibras e o fato da zona de transição interfacial entre fibra e matriz possuir propriedades diferentes do resto da matriz.



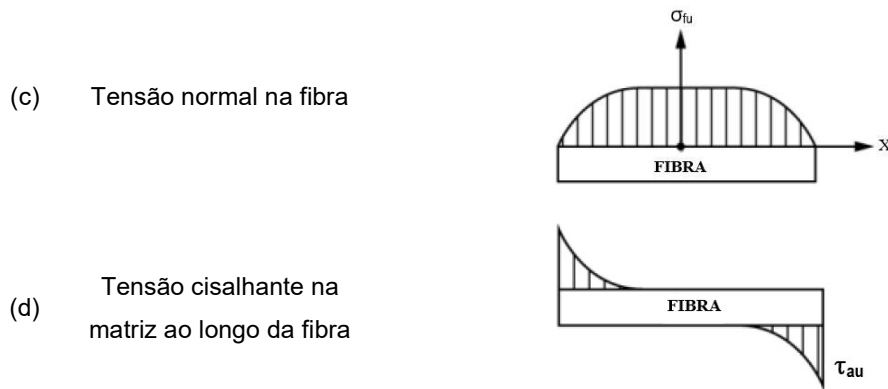


Figura 7. Transferência de tensões elásticas entre matriz e fibra no estado pré fissurado. (Adaptado de [35,39]).

2.2.6.2. Mecanismos de transferência de tensões no estado pós fissuração da matriz

O principal efeito da adição de fibras dispersas ao concreto ocorre no estado pós fissurado da matriz. A adição de fibras descontínuas ao concreto está relacionada, em nível estrutural, ao controle de fissuração na estrutura de concreto e ao controle de abertura das fissuras. Além disto, a transferência de esforços entre fissuras pelas fibras pode acarretar o incremento da capacidade de absorção de energia de fratura pela estrutura quando submetido a esforços de tração.

A fissuração da matriz cimentícia ocorre após a resistência à tração do concreto ser atingida. A fissuração faz com que ocorra uma redistribuição de esforços na fibra e na interface entre os materiais. Ao contrário do que acontece na matriz pré fissurada, onde a tensão cisalhante máxima está localizada nas extremidades da fibra (Figura 7d), após a fissuração do concreto, a tensão cisalhante interfacial passa a ter valor máximo na região fissurada (Figura 8a) [35]. Após a fissuração, inicia-se o processo de descolamento entre a fibra a matriz. Dois modelos para descrever este processo são propostos na literatura. No modelo baseado na resistência, assume-se que o comportamento permanece elástico até que a tensão cisalhante devido ao carregamento seja superior à resistência ao cisalhamento da interface entre fibra e matriz, também chamada de tensão de cisalhamento de adesão, τ_{au} . No modelo baseado na fratura, o descolamento entre fibra e matriz é tratado como uma fissura interfacial. A

propagação desta fissura interfacial ocorre à medida que haja incremento de energia suficiente para tal [38].

O processo de descolamento gradual da fibra em relação à matriz cimentícia, é seguido pelo deslizamento da fibra e, por fim, pelo seu arrancamento. Na literatura, existem diversos modelos para explicar o comportamento de arrancamento da fibra, como Gopalaratnam & Shah *apud* Lofgren [38], que assumem que a tensão cisalhante é, inicialmente, elástica e a transferência de esforços entre fibra e matriz ocorre devido à adesão química e física. À medida que ocorre o descolamento entre os materiais, a transferência de tensões deixa de acontecer por adesão e passa a ser dominada pelo atrito (Figura 8b). Os valores das tensões cisalhantes antes e após o descolamento não são necessariamente os mesmos. A tensão de cisalhamento de atrito, τ_{fu} , pode ser reduzida em fases mais avançadas, caracterizando um comportamento de *slip softening*, ou aumentada, *slip hardening*, dependendo da interação entre a fibra e a matriz, e dos danos ocorridos na interface durante o processo de deslizamento da fibra (Figura 9).

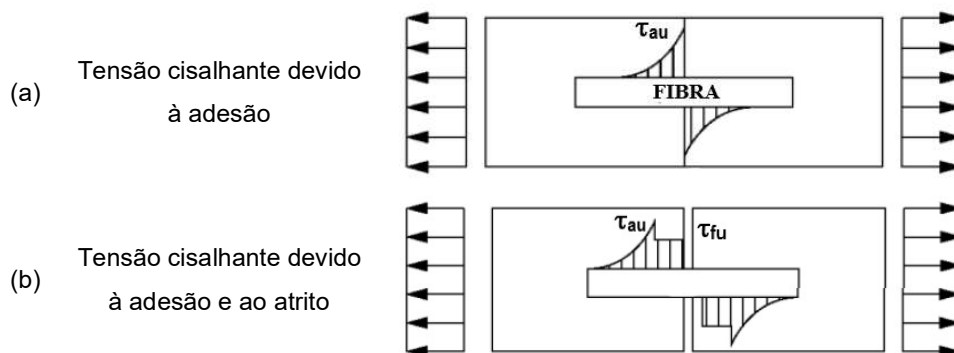


Figura 8. Modelo de distribuição de tensão cisalhante a) na formação de fissura; b) na abertura de fissura. (Adaptado de [35,39]).

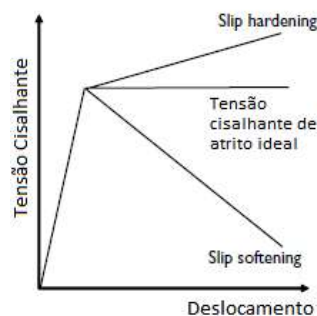


Figura 9. Comportamento de *Slip Softening* e *Slip Hardening* para tensão cisalhante devido ao atrito. (Adaptado de [29]).

A curva que relaciona força e o deslizamento da fibra na matriz pode ser obtida por meio do ensaio de arrancamento (*pull-out*). Uma curva característica de um ensaio de arrancamento de uma fibra lisa – sem deformações nas extremidades – é dividida em três regiões distintas (ver Figura 10). Na primeira região (OA) tem-se a ligação elástica entre a fibra e matriz, onde a transferência de esforços acontece por meio da adesão entre os materiais. Na segunda região (AB), inicia-se o descolamento da fibra na matriz, progredindo até que ocorra o descolamento total (B). Nesta região (AB), a parte da fibra ainda ligada à matriz possui transferência de esforços por adesão, e a parte da fibra na qual houve o descolamento da interface entre fibra e matriz possui a transferência de esforços governada pelo atrito. A terceira região (BF) representa o arrancamento total da fibra, e a resistência oferecida é fornecida pela ligação de atrito somente [38,40].

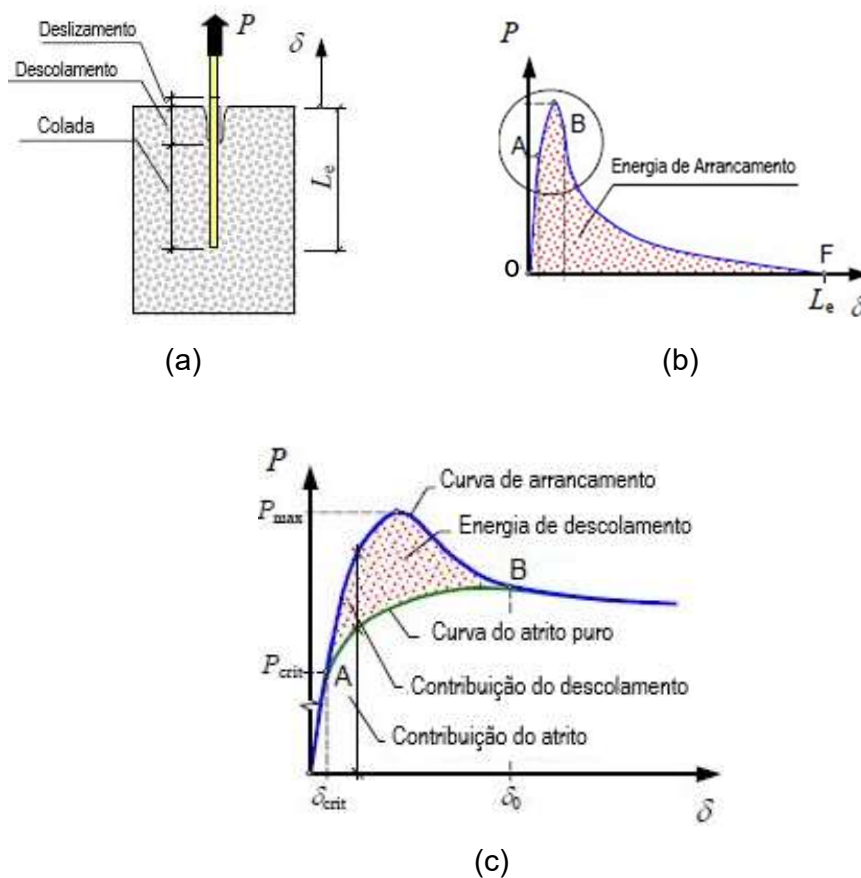


Figura 10. Ensaio de arrancamento de fibra sem engrenamento mecânico (a); curva força versus deslocamento para o ensaio de arrancamento de fibra (b); e detalhe da curva na região AB. (Adaptado de [44]).

A adição de fibras descontínuas em concretos é normalmente feita de maneira aleatória, porém, o comportamento no ensaio de arrancamento e a capacidade máxima de resistência do compósito dependem do ângulo de inclinação da fibra. A análise da posição das fibras pode ser dividida em duas partes: no estado pré fissurado o ângulo de inclinação é considerado constante em toda fibra, possuindo pouca influência no comportamento do material; na pós fissuração, a fibra é submetida a uma flexão local, provocando tensão de flexão na fibra e de compressão da matriz cimentícia, levando a uma fragmentação da matriz cimentícia (*spalling*). Segundo Lofgren [38], fibras frágeis como a de carbono e de vidro tendem a apresentar redução na resistência ao arrancamento quando inclinadas, enquanto fibras sintéticas apresentam um incremento na resistência com o aumento do ângulo de inclinação.

2.2.7. Propriedades Mecânicas

2.2.7.1. FRC submetido à compressão

Para Lofgren [38], a adição de macrofibras não influencia nas fases de formação de microfissuras e propagação de fissuras, passando a ser relevante no concreto submetido à compressão a partir da abertura das fissuras. As macrofibras oferecem uma resistência contra o crescimento das fissuras longitudinais, fazendo com que o concreto apresente um comportamento mais dúctil após atingir sua resistência à compressão e aumentando a tenacidade do material [41]. O efeito das fibras é altamente dependente da fração volumétrica adicionada, das propriedades, tamanho e geometria das fibras. Portanto, para dosagens baixas de macrofibras – cerca de 1% – não há ganho significativo de resistência à compressão do concreto, por outro lado, para dosagens maiores ou para o uso de microfibras é possível que haja ganho na resistência à compressão do material. Lofgren [38] não considera que a adição de fibras também aumenta a ZTI, que é uma região com menor resistência do FRC, o que pode reduzir a resistência à compressão do material.

A Figura 11 apresenta o comportamento do concreto de alto desempenho e do concreto convencional com adição de baixas dosagens (1%) de macrofibras. As curvas mostram o ganho na tenacidade e ductilidade ao adicionar macrofibras ao concreto.

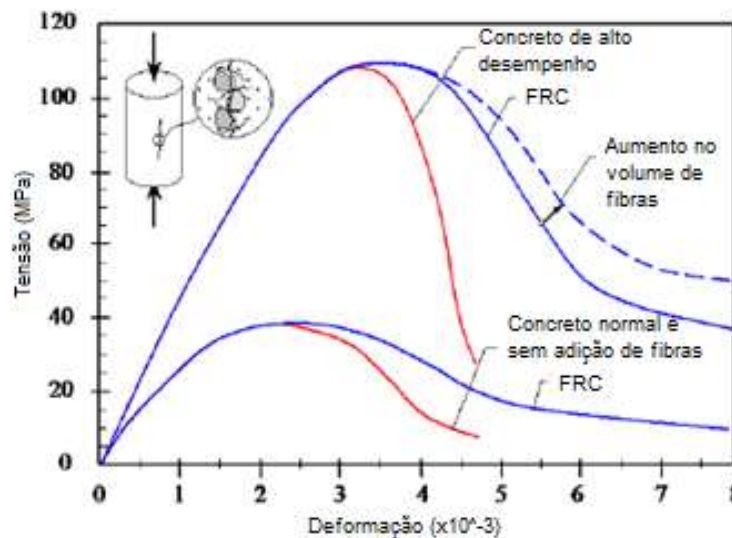


Figura 11. Diagrama tensão-deformação concreto com e sem adição de fibra. (Adaptado de [38]).

Liu *et al.* [42] fizeram ensaios à compressão em idades de 3 dias, 7 dias, 14 dias e 28 dias utilizando FRC. Os pesquisadores constataram uma redução da resistência em idades jovens – 3 dias, 7 dias e 14 dias – ao comparar os resultados dos ensaios de compressão do FRC aos ensaios do concreto sem adição de fibras. Eles atribuem a redução a dois fatores. Primeiro, a adição das fibras reduz o coeficiente de reação de hidratação da pasta de cimento no FRC, reduzindo a resistência da interface entre pasta cimentícia e o agregado. O segundo fator está relacionado à redução da resistência entre a ligação da fibra e da pasta cimentícia devido à baixa resistência do cimento em idades mais jovens.

2.2.7.2. FRC submetido à tração e à flexão

O concreto reforçado com fibras submetido à tração pode ser classificado pelo seu comportamento como sendo *strain softening* ou *strain hardening*. O que difere as duas classificações é o comportamento após o início da fissuração do concreto. Nos materiais com comportamento do tipo *strain softening*, há a formação de apenas uma fissura na matriz cimentícia,

além de ocorrer uma redução gradual na capacidade resistente pós-pico. Nos materiais com comportamento do tipo *strain hardening* ocorre um aumento gradual na capacidade resistente, além da formação de múltiplas fissuras na matriz cimentícia.

A Figura 12 apresenta o comportamento de prismas de concreto simples, de concreto reforçado com fibra (FRC) – adição de fibra de até 2% em relação ao volume concreto [26] – e de materiais compósitos de ultra alto desempenho (HPFRCC) – adição de fibra superior a 2% em relação ao volume concreto [26] – submetidos à tração. Na fase elástica, antes de ocorrer a fissuração, as fibras não possuem influência significativa no comportamento do concreto, sendo, portanto, esta fase igual para os três prismas. Após a fissuração da matriz cimentícia, o concreto convencional e o FRC apresentam comportamento do tipo *strain softening*, enquanto o HPFRCC, apresenta comportamento do tipo *strain hardening*.

Nos materiais com comportamento do tipo *strain softening*, a análise após a fissuração do concreto deixa de ser pelo diagrama tensão-deformação e passa ocorrer pelo diagrama tensão-abertura de fissura. No concreto convencional a transferência de esforços entre fissuras ocorre por ponte de agregados, enquanto no FRC a transferência de tensões entre os dois lados fissurados acontece também pela ponte de fibras, resultando no aumento da energia de fratura (G_f) – área abaixo do diagrama tensão-abertura de fissura (w) (ver Figura 12a e Figura 12b).

Nos materiais com comportamento do tipo *strain hardening*, a tensão transferida entre as fissuras pelas fibras é superior a resistência à tração do concreto, o que leva a formação de múltiplas fissuras no prisma. A falha do compósito ocorre por arrancamento da fibra da matriz cimentícia ou pela ruptura da fibra.

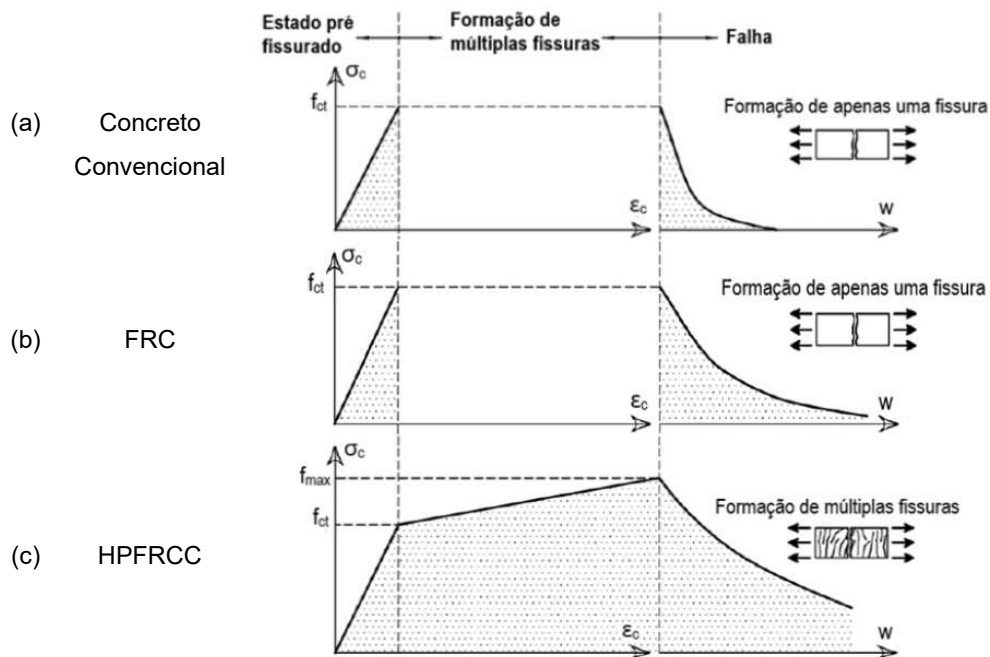


Figura 12. Comportamento de prismas de concreto submetidos à tração. (Adaptado de [43]).

Ensaio de tração direta em prismas de concreto são de difícil realização e máquinas para realização do ensaio nem sempre estão disponíveis. Sob esta perspectiva, ensaios de tração indireta são propostos na literatura para obtenção da resistência à tração do concreto com adição de fibras. Os ensaios mais comuns para obter a resistência à tração de forma indireta são os de flexão, como o ensaio de três pontos (EN 14651 [44] e NBR 16940 [45]), o ensaio de quatro pontos (ASTM 1609 [46] e JCI-SF4 [47]), e os de painéis circulares (ASTM1550[48]) [49].

Para os ensaios de caracterização da resistência à tração na flexão, o comportamento do concreto com adição de fibras é dividido em *deflection softening* e *deflection hardening*. Esta terminologia é utilizada para relacionar o comportamento de *strain hardening* e *strain softening* utilizados na tração com o comportamento do concreto com adição de fibras submetido à tração na flexão [28].

O comportamento do tipo *deflection hardening* é caracterizado por um aumento na tensão resistente pelo compósito após a primeira fissura – final da fase elástica – e pela formação de diversas fissuras. No comportamento do tipo *deflection softening* há a formação de apenas uma

fissura principal, além da redução gradual da tensão resistente. A Figura 13 apresenta os dois comportamentos.

Ao correlacionar ensaios de tração direta e ensaios de tração na flexão, Naaman e Reinhardt [50] explicam que os compósitos cimentícios com comportamento de *strain hardening* na tração direta apresentarão, obrigatoriamente, o comportamento de *deflection hardening* na tração na flexão. Já os compósitos com comportamento do tipo *strain softening* na tração direta, quando submetidos a ensaios de tração na flexão, poderão apresentar comportamento de *deflection softening* ou *deflection hardening*, dependendo de parâmetros de reforço da fibra.

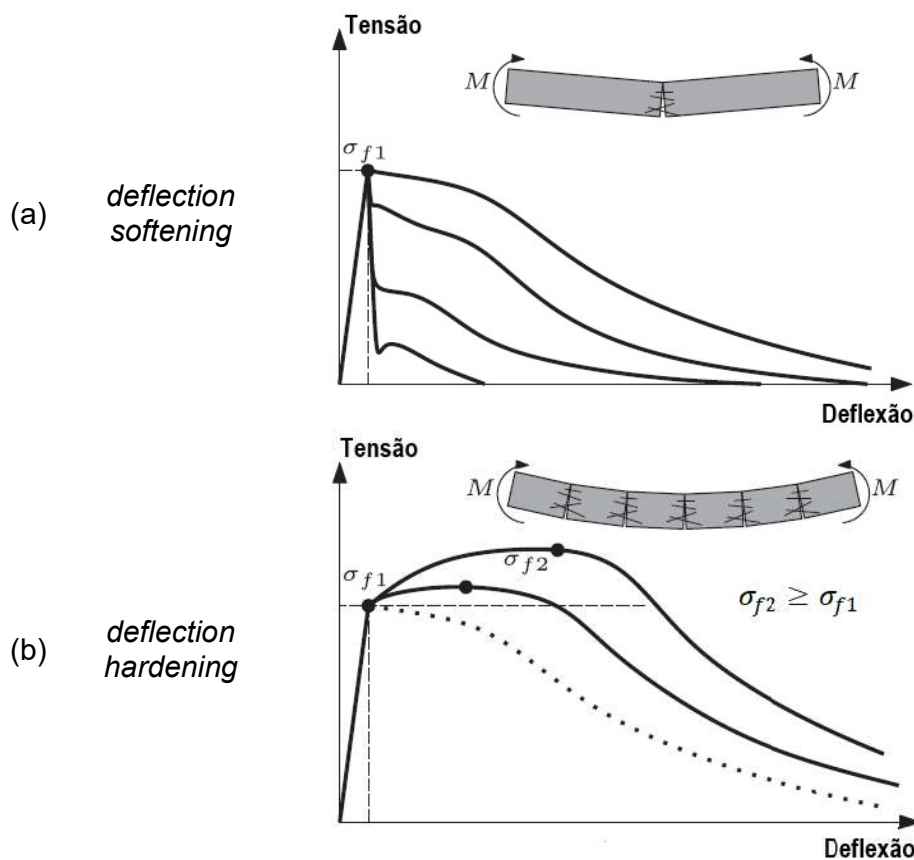


Figura 13. Comportamento de prisma de concreto reforçado com fibras submetido à flexão: (a) Deflection-softening; e (b) Deflection-hardening. (Adaptado de [51]).

2.3. Mecanismo de transferência de esforços e enrijecimento à tração

2.3.1. Mecanismo de transferência de esforços e ligação entre barra de FRP e concreto

O mecanismo de transferência de esforços entre a barra de FRP e o concreto é um dos parâmetros críticos para implementação do material em estruturas convencionais de concreto armado. A interação entre as barras de FRP e o concreto é diferente da que ocorre entre as barras de aço e o concreto em diversos aspectos. Propriedades e características das barras de FRP como comportamento anisotrópico, não homogêneo, comportamento linear elástico, baixo módulo de elasticidade, diâmetro, comprimento embebido, conformações superficiais e materiais constituintes da barra afetam a performance da ligação entre as barras de FRP e o concreto, resultando em um mecanismo de transferência de forças diferente entre reforço e matriz cimentícia [8,52–54].

A transferência de forças entre a barra e o concreto armado ocorre por meio de três formas: adesão química entre as interfaces; atrito entre os materiais; e aderência mecânica devido a irregularidades na superfície das barras. Os mecanismos de transferência de esforços entre as barras de FRP e as barras de aço são diferentes devido principalmente à diferença nas propriedades dos materiais e à diferença na rugosidade da superfície, o que afeta a aderência mecânica [52].

Técnicas de aplicação de conformações e/ou tratamentos superficiais das barras são utilizadas para melhorar a aderência entre as barras de FRP e o concreto. As técnicas mais utilizadas são: cobrimento da superfície da barra com areia colada; criação de nervuras no contorno da barra; e adição de um filamento de resina helicoidal no contorno da barra. A Figura 14 apresenta algumas rugosidades superficiais usualmente utilizadas em barras FRP [8]. Porém, mesmo com o tratamento superficial aplicado às barras de FRP, a aderência mecânica normalmente ainda é inferior à atingida nas barras de aço. Segundo Pilakoutas [14], no concreto reforçado com barras de FRP a aderência mecânica é a principal responsável por transferir esforços para a matriz cimentícia, sendo a adesão e o atrito componentes complementares. Para Aiello *et al.* [55], a adesão química e o atrito são os principais responsáveis pela transferência

de forças no caso das barras com revestimento de areia colada. Já para as barras com resina helicoidal ou nervuras, a aderência mecânica se torna preponderante diante das outras formas de transferência de esforços.

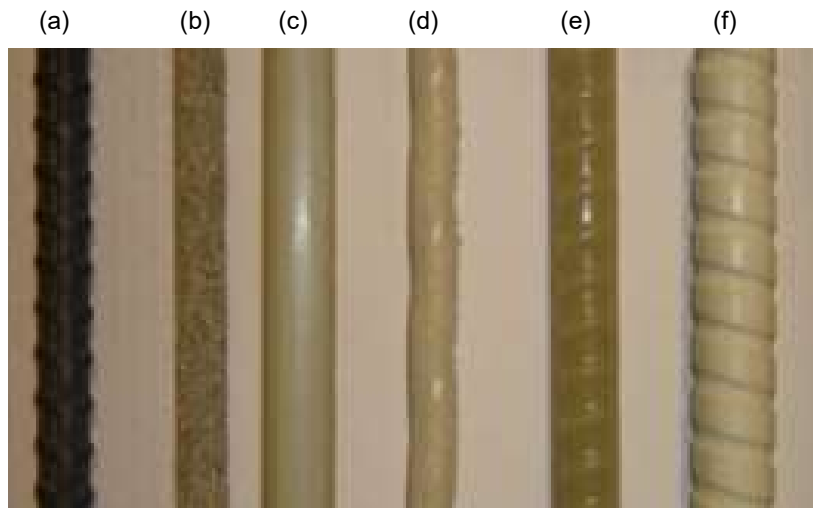


Figura 14. Diferentes conformações e/ou tratamentos superficiais em barras de FRP: (a) barra de aço; (b) barra com cobrimento de areia colada; (c) barra lisa; (d) barra com filamento de resina helicoidal; (e) e (f) barra com nervuras [15].

Outras técnicas utilizadas para melhorar a transferência de esforço entre os materiais são o aumento da resistência à compressão do concreto, aumento do cobrimento da barra, redução do diâmetro da barra, confinamento por meio de estribos transversais e adição de fibras.

Alguns modelos analíticos com o propósito de relacionar a tensão cisalhante na interface entre barra de FRP e o concreto com o deslizamento foram desenvolvidos [54,56,57]. No modelo BPE modificado [54], o diagrama tensão de aderência-deslizamento da barra de FRP no concreto considera a formação de três fases, conforme Figura 15. Na fase 1, uma função ascendente da tensão de ligação corresponde à adesão química entre a barra e o concreto, com os materiais se deslocando por igual. Depois de a tensão cisalhante na ligação atingir determinado valor, passa a ocorrer perda de adesão química de parte da barra junto à extremidade de aplicação do carregamento e as deformações superficiais da barra passam a transferir tensões por meio da ancoragem mecânica ao concreto. Esse fenômeno é responsável pela perda de linearidade na resposta. Após atingir a tensão cisalhante máxima resistida pela ligação, inicia-se a fase 2, onde o concreto fissa e a força devido à ancoragem mecânica diminui,

resultando em uma queda acentuada da tensão cisalhante resistida pela ligação e no deslizamento da barra. Na fase 3, com fissuras significativas no concreto, a barra continua a deslizar, mantendo alguma força de ligação devido à fricção [52].

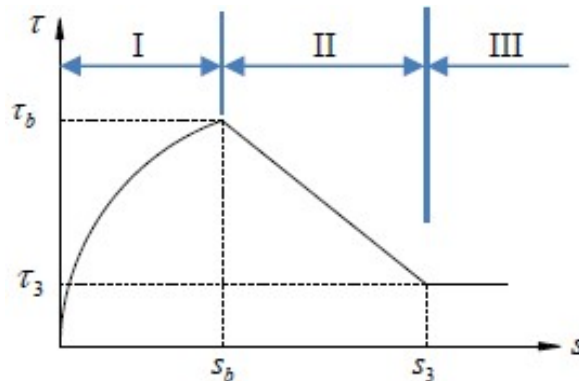


Figura 15. Diagrama Tensão Cisalhante-Deslizamento para barras de GFRP segundo o modelo BPE modificado [48].

2.3.2. Processo de formação de fissuras e enrijecimento à tração do concreto armado

O processo de fissuração de estruturas de concreto armado sujeitos a forças de tração é bem conhecido, conforme descrito por Wight e MacGregor [58]. Para um carregamento de tração aplicado às extremidades da barra (Figura 16a), uma parcela desse esforço é transferida através da interface para o concreto por meio dos mecanismos de aderência citados na seção anterior. A tensão no concreto (f_t) é nula nas extremidades do prisma e cresce até se tornar constante, como mostrado pela parte hachurada da Figura 16b. A primeira fissura na matriz cimentícia ocorre quando a tensão transferida ao concreto atinge a resistência à tração do concreto (f_t') (ver Figura 16b). Na região fissurada, o reforço é responsável por resistir e transmitir todo o carregamento. Após a zona fissurada o reforço volta a transferir uma parcela da força ao concreto. Ocorre então uma redistribuição dos esforços no prisma, e, à medida que a tensão de tração aplicada ao prisma aumenta, a resistência à tração do concreto é atingida em outro ponto da estrutura (Figura 16c), formando uma nova fissura. Com o aumento do carregamento, o processo continua até que a distância entre as fissuras não seja suficiente para que a resistência à tração do concreto seja atingida, não sendo mais possível o aparecimento de uma nova fissura. Uma vez que o padrão de fissuras se estabilizou, a

distância entre elas não muda mais e um aumento no carregamento aplicado acarreta um aumento na abertura das fissuras.

A Figura 17 apresenta as tensões resistidas pela barra e pelo concreto quando submetidos à tração. É importante ressaltar que, nas fissuras, o reforço é o responsável por resistir e transmitir os esforços. Entre as fissuras, o reforço transfere uma parcela do carregamento ao concreto, que passa a auxiliar na resistência do compósito (Figura 17c).

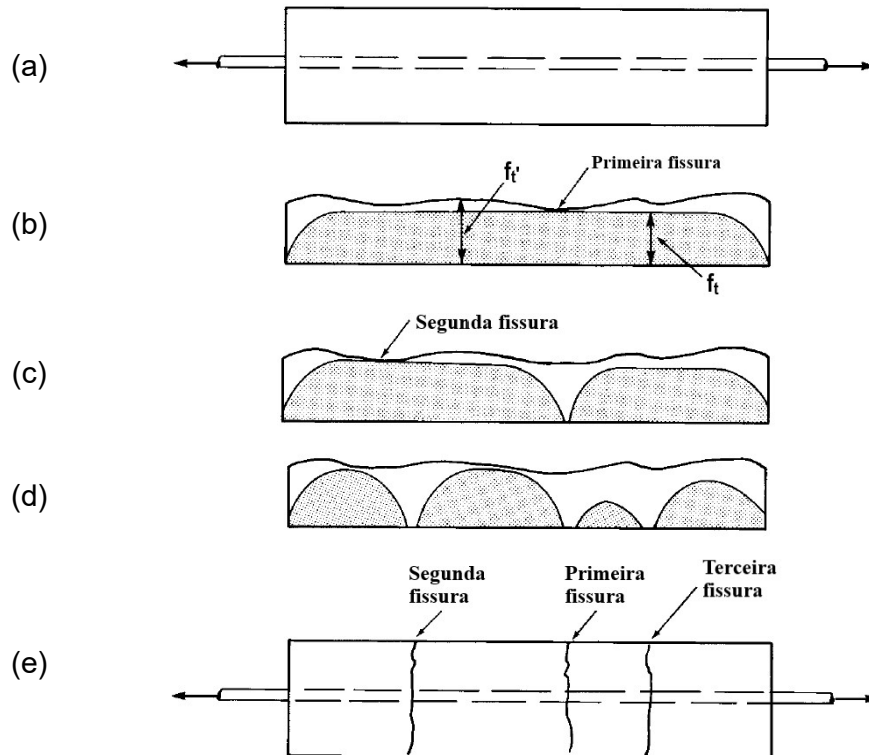


Figura 16. Processo de formação de fissuras no concreto armado submetido à tração. (Adaptado de [41]).

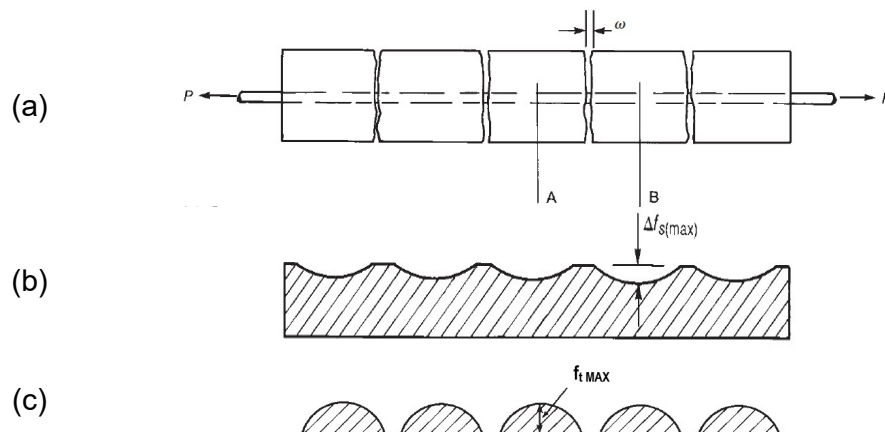


Figura 17. Prisma de concreto fissurado (a), e a tensão de tração resistida pelo reforço (b) e pelo concreto (c). (Adaptado de [41]).

A capacidade do concreto de resistir esforços entre as fissuras proporciona um aumento de rigidez do concreto armado submetido à tração. Esse incremento de rigidez é chamado de enrijecimento à tração (*tension stiffening*) do concreto. A Figura 18 apresenta os diagramas de tensão-deformação para o ensaio de tração direta do concreto armado com barras de GFRP e da barra de GFRP sem concreto. O incremento na rigidez fornecido pela parcela de esforços absorvidos pela matriz cimentícia fica evidente ao comparar as deformações dos dois materiais a uma mesma tensão. O concreto armado com barras de fibra de vidro apresenta três fases na resposta à tração: a fase de pré fissuração, com o comportamento elástico dos materiais; a fase de formação e propagação de fissuras na matriz cimentícia; e a fase de abertura de fissuras.

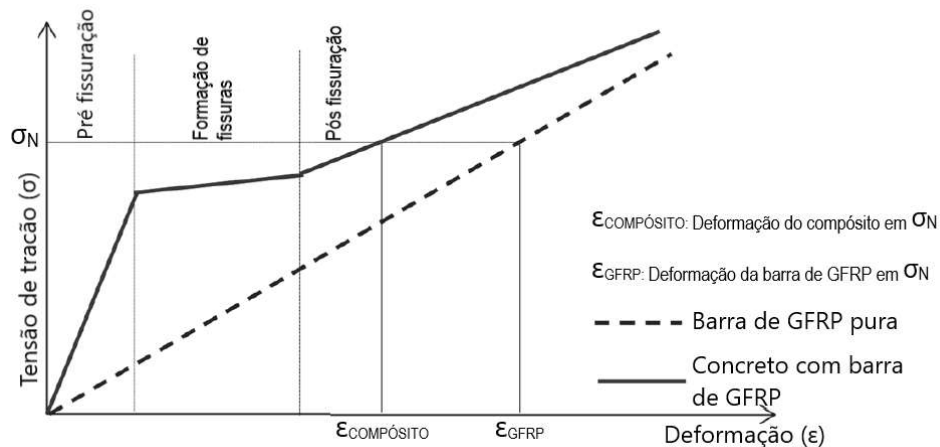


Figura 18. Representação esquemática do enrijecimento à tração do concreto reforçado com barra de GFRP. (Adaptado de [59]).

O baixo módulo de elasticidade da barra provoca um aumento na deformação das barras de FRP quando comparada com as barras de aço. Portanto, é comum que o estado limite de serviço seja o governante nos projetos de concreto reforçado com barras de FRP. Além disso, a capacidade de transferência de esforços da barra de FRP é, normalmente, inferior à da barra de aço, sendo, portanto, necessário um maior comprimento de interface para que se consiga transferir o mesmo esforço, aumentando o espaçamento entre as fissuras [59].

Sooriyaarachchi *et al.* [59] analisaram a influência de parâmetros como a taxa de reforço, resistência do concreto e o diâmetro da barra no efeito de rigidez à tração do concreto em estruturas com barras de GFRP.

Segundo os pesquisadores, o aumento da resistência do concreto faz com que maiores carregamentos sejam necessários para que ocorra fissura da matriz cimentícia, além de melhorar a transferência de esforços entre a barra de GFRP e o concreto. Os pesquisadores afirmam ainda que o diâmetro da barra utilizada também influencia no enrijecimento à tração, porém, os seus resultados experimentais não mostraram influência significativa. Para Kharal et al. [60], a variação de bitola da barra de GFRP não influencia no enrijecimento à tração.

A adição de fibras descontínuas ao concreto armado também influencia no enrijecimento à tração. As fibras conectam os dois lados da fissura, servindo como uma ponte de transferência de tensões. Esta capacidade de transferência das fibras faz com que haja um aumento das tensões resistidas pelo concreto próximas às fissuras e, portanto, a resistência do concreto é atingida a uma menor distância da fissura, o que resulta no aumento do número de fissuras, com menor espaçamento entre elas, além de reduzir a abertura das fissuras. A Figura 19a apresenta um elemento de concreto reforçado com barra longitudinal e com fibras dispersas. As fibras dispersas são capazes de transferir esforços entre as fissuras, fazendo com que haja um aumento na resistência à tração do concreto próximo às fissuras, aumentando o efeito do enrijecimento à tração. Este aumento na resistência à tração do concreto (f_{ctr}) próximo às fissuras está representado na Figura 19b.

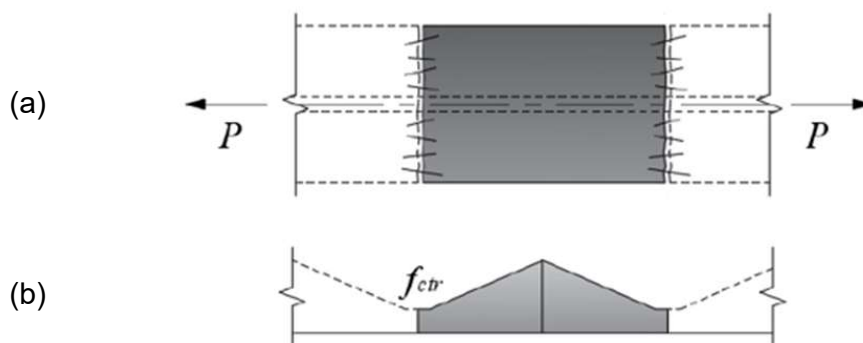


Figura 19. (a) Prisma de concreto reforçado com fibra; (b) resistência à tração do concreto entre fissuras [28]

2.4. Comportamento Estrutural

O uso de concreto reforçado com barras FRP vem crescendo em ambientes com classe de agressividade alta. Outras características como a alta resistência, baixo peso específico, alta durabilidade e não condutibilidade elétrica também são utilizadas na construção civil. Porém, os modelos de dimensionamento e projeto desenvolvidos para o concreto convencional, reforçado com barras de aço, não podem ser utilizados para os concretos reforçados com barras de FRP devido a diferenças nas propriedades físicas, mecânicas e de transferência de esforços entre as barras e concreto [61,62].

As barras de GFRP, apesar de apresentarem alta resistência à tração, possuem características distintas às das barras de aço, como: módulo de elasticidade baixo e comportamento elástico frágil. O baixo módulo de elasticidade das barras de GFRP faz com que a estrutura esteja sujeita a maior deformação, deflexão e abertura de fissuras quando comparada a estrutura de concreto armado com barras de aço. Sendo assim, os projetos envolvendo estruturas reforçadas com GFRP submetidos à flexão são, usualmente, limitados pelo estado limite de serviço (ELS) da estrutura. Além disso, as normas de projeto [1–3] apresentam coeficientes de redução mais brandos quando a estrutura de concreto reforçado com barras de GFRP submetida à flexão é governada por falha do concreto. Isto acontece por conta do comportamento elástico linear frágil das barras de GFRP, que apesar da alta resistência apresentam ruptura brusca, sem aviso prévio. Apesar do concreto também apresentar comportamento frágil, a sua falha é menos brusca, possuindo algum grau de deformação inelástica [63].

Na literatura, a ductilidade de elementos estruturais tem sido expressa em termos de absorção de energia ou de deformação. A sua definição em termos de absorção de energia é referida à capacidade de um material ou compósito de absorver energia inelástica sem perder capacidade de carga [64]. Em termos de deformação, ductilidade é definida como a capacidade de um material ou compósito sofrer deformações inelásticas sem que haja perda de capacidade de carga.

A ductilidade, como a presente em elementos sub ou normalmente armados de concreto com barras de aço, apresenta muitos benefícios ao sistema global, sendo o principal deles o aviso de uma possível ruptura, possibilitando intervenção prévia ou evacuação do edifício em casos mais graves [61]. Por outro lado, elementos estruturais com comportamento dúctil precário, como é o caso do concreto reforçado com barras de GFRP, a ruptura ocorre de forma brusca ao atingir o limite de resistência elástico da estrutura. Outra característica afetada pela falta de ductilidade da estrutura é a falta de capacidade de redistribuição de esforços em elementos hiperestáticos.

2.4.1. Incremento de ductilidade

A falta de ductilidade é um dos aspectos críticos para estruturas reforçadas com barras de FRP, sendo um dos principais fatores responsáveis por desestimular uma maior utilização do material. Com isso, diversos estudos foram feitos [25,61,65,66] para entender melhor o problema e propor diferentes maneiras de incrementar ductilidade ao concreto reforçado com barras de GFRP. Alguns modelos propostos na literatura são: (1) Adição de fibras discretas à matriz cimentícia (item 2.4.1.2); (2) Hibridização das barras de reforço (item 2.4.1.3); e (3) Confinamento por meio de estribos transversais (item 2.4.1.4).

No caso do concreto armado com barras de aço, a ductilidade inerente à estrutura provem da deformação plástica do aço, e, quando expressa em termos de deformação, pode ser calculada como um coeficiente entre a deformação última e a deformação final do estado elástico [67,68]. Para vigas armadas com barras de GFRP não existe o estado plástico, não sendo possível aplicar a mesma definição utilizadas para estruturas de concreto reforçada com barras de aço. Portanto, são propostos diferentes métodos para o cálculo da ductilidade em estruturas reforçadas com barras de FRP.

2.4.1.1. Índices de avaliação da ductilidade em vigas reforçadas com barras de FRP

Dois métodos são difundidos na literatura para o cálculo de índices de avaliação de ductilidade em vigas reforçadas com barras de FRP: o método baseado em energia; e o método baseado em deformação.

Naaman e Jeong [69] propõem um método baseado em energia, o índice de ductilidade (*ductility index*, μ_E), onde a ductilidade é analisada como a capacidade da estrutura de absorver energia, e é expressa por um coeficiente entre a energia total e a energia elástica. Para o cálculo da energia elástica proposta pelo modelo, são definidos três pontos no diagrama força-deflexão onde há mudança na inclinação da curva, indicando mudança na rigidez do elemento estrutural. Com estes pontos, calcula-se a inclinação dos dois primeiros trechos (S1 e S2), e por fim a inclinação da reta referente à energia elástica absorvida (S), conforme apresentado na Figura 20. O índice de ductilidade é calculado como:

$$\mu_E = \frac{1}{2} \left(\frac{E_t}{E_e} + 1 \right) \quad (2)$$

onde E_t é a energia última absorvida – área sob o diagrama de força *versus* deflexão – e a E_e é a energia elástica absorvida – área sob a curva S até o ponto de ruptura da estrutura.

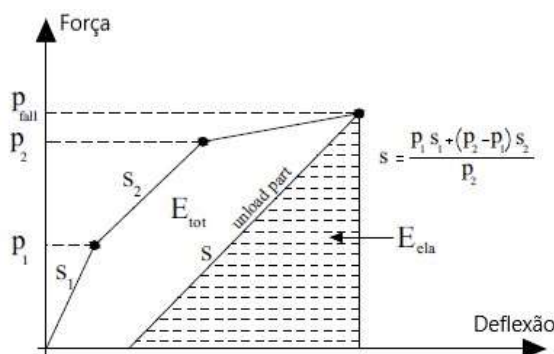


Figura 20. Diagrama força-deflexão para o cálculo da energia total e energia elástica segundo o modelo de Naaman e Jeong [69]. (Adaptado de [67]).

Por outro lado, Jaeger *et al.* [70] propõem um método baseado na deformação (*performance factor*, μ_M) que correlaciona o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS) da estrutura para calcular fatores de forma. O método considera o efeito da força (fator de força, C_s), e do deslocamento (fator de deformação, C_d , ou fator de curvatura, C_c). Os

fatores são calculados como coeficientes entre os valores obtidos no ELU e no ELS. Os valores relacionados ao ELS são calculados considerando a deformação de 0,001, que neste método corresponde ao início da fase inelástica do concreto [64]. Os fatores de forma são calculados de acordo com a Equação (3), e o fator de performance (μ_M) de acordo com a Equação (4):

$$C_s = \frac{M_u}{M_{0,001}} ; C_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_{0,001}} ; C_c = \frac{\phi_u}{\phi_{0,001}} \quad (3)$$

$$\mu_M = C_s \times C_d \text{ ou } \mu_M = C_s \times C_c \quad (4)$$

onde M_u é o momento último resistente do elemento estrutural, $M_{0,001}$ é o valor do momento correspondente à deformação de 0,001 da estrutura; Δ_u é a deflexão última do elemento estrutural, $\Delta_{0,001}$ é o valor da deflexão que corresponde à deformação de 0,001 da estrutura; e ϕ_u é a curvatura última do elemento estrutural e $\phi_{0,001}$ é a curvatura referente à deformação de 0,001 da estrutura.

A norma canadense de projetos de pontes e rodovias [71] determina que para vigas de concreto reforçado com barras de FRP o fator de performance deve ser no mínimo de 4 para seções retangulares. Theriault e Benmokrane [72] afirmam que os fatores de performance (μ_M) calculados utilizando o fator de curvatura, C_c , apresentam resultados mais consistentes do que os índices calculados utilizando o fator de deflexão, C_d . A Figura 21 apresenta o diagrama momento-curvatura com os valores referentes ao ELU e ELS para vigas reforçadas com barras de FRP.

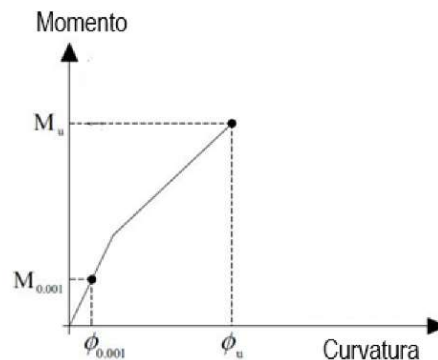


Figura 21. Diagrama momento-curvatura para vigas com barras de FRP. (Adaptado de [68]).

Outro método baseado em deformação abordado na literatura foi proposto por Vijay e Ganga Rao [73], onde o fator de deformação (*deformability factor*, DF) é definido como o coeficiente entre a energia última absorvida e a energia absorvida até o carregamento de serviço. Issa *et al.* [68] consideraram o valor do carregamento de serviço como sendo o responsável por gerar a deflexão limite de comprimento do vão/180. Outros autores [64] consideram o valor do carregamento de serviço como sendo igual a 40% do valor do carregamento experimental último. Segundo Jaeger *et al.* [70], o fator de deformação, DF, de vigas armadas com barras de aço é entre 5,5 e 6. Os autores recomendam ainda que, para vigas reforçadas com barras de FRP, o fator de ductilidade não seja inferior a 4.

2.4.1.2. Adição de fibras discretas à matriz cimentícia

Issa *et al.* [68] avaliaram o incremento de ductilidade por meio da adição de fibras dispersas utilizando o fator de deformação (DF) em vigas de concreto reforçadas com barras de GFRP. Ao total, foram ensaiadas sete vigas, sendo cinco com adição de fibras de 0,5% em relação ao volume de concreto. Foram utilizadas fibras de aço, vidro e polipropileno, além de concreto de alta resistência (65 MPa) e de resistência convencional (25 MPa).

O prefixo da nomenclatura do programa experimental de Issa *et al.* [68] é definida como: N para o concreto de resistência normal e H para o concreto de alta resistência. Os sufixos foram divididos em quatro grupos, de acordo com o tipo de fibra utilizada, sendo: O para o concreto sem adição de fibra; P para o concreto com adição de fibra de polipropileno; G para concreto com adição fibras de vidro; e S para adição de fibras de aço. O concreto com fibra de aço só foi testado com a resistência normal do concreto.

Os autores reportaram que todas as vigas com adição de fibras tiveram ganhos na capacidade de deflexão e na capacidade de deformação quando comparadas às vigas de controle. A Tabela 7 apresenta os volumes de fibras adicionado ao concreto, as taxas de armadura, o tipo de barra de FRP utilizado e os valores dos fatores de deformações (DF) das vigas ensaiadas. As vigas NP, NG e NS apresentaram aumento de 66,7%,

113,9% e 277,8% no DF em relação à viga de controle sem adição de fibras, NO. Já as vigas HP e HG apresentaram aumento de 47,5% e 91,5%.

Tabela 7. Fator de deformação (DF) das vigas ensaiadas por Issa *et al.* (Adaptado de [68]).

Nome da Viga	Fibra dispersa utilizada	Coefficiente de Volume (%)	pf e Tipo de reforço	DF	Aumento no DF comparado à viga adição de fibra (%)
NO	-	-	1,87GFRP	3,6	-
HO	-	-	1,87GFRP	5,9	-
NP	polipropileno	0,5	1,87GFRP	6	66,7
HP	polipropileno	0,5	1,87GFRP	8,7	47,5
NG	vidro	0,5	1,87GFRP	7,7	113,9
HG	vidro	0,5	1,87GFRP	11,3	91,5
NG	aço	0,5	1,87GFRP	13,6	277,8

Issa *et al.* [68] concluíram que todas as fibras utilizadas nos ensaios melhoraram consideravelmente a resposta dúctil do elemento estrutural reforçado com barras de GFRP, e que os melhores resultados foram para as fibras de aço e vidro. Provavelmente, o melhor comportamento da fibra de aço ocorreu devido a ancoragem mecânica proporcionada pela dobra na região final da fibra, o que gerou uma maior resistência residual à tração.

Wang e Belarbi [64] propuseram vigas com adição de 0,5% de volume de fibras de polipropileno e variação da taxa de armadura e o tipo de armadura – barras de GFRP e CFRP. A nomenclatura utilizada para descrever o programa experimental foi: a letra P indica que não há adição de fibras à matriz cimentícia, e F que foram adicionadas fibras de polipropileno ao concreto. Para o segundo caractere, foram utilizados 4 (13mm de diâmetro) e 8 (25mm de diâmetro) para simbolizar os tamanhos das barras utilizadas, de acordo com designação inglesa usada para reforço. As letras C e G são referentes às barras de reforço de fibras de carbono e fibras de vidro, respectivamente. Os concretos utilizados foram de 30MPa para o concreto reforçado por fibras e 48 MPa para o concreto sem adição de fibras. Os autores avaliaram a ductilidade das vigas ensaiadas pelo índice de ductilidade (μ_E) e pelo fator de performance por meio da curvatura (μ_M). Issa *et al.* [68] trabalham os resultados obtidos por Wang e Belarbi [64] e analisaram os resultados pelo fator de deformação

(DF). Os resultados obtidos pelos dois autores são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8. Avaliação de ductilidade em vigas com adição de fibras de polipropileno. (Adaptado de [68]).

Nome da Viga	Fibra dispersa utilizada	Volume de fibras (%)	f_c' (MPa)	pf e Tipo de reforço	μ_E	μ_M	DF
P4C	-	-	48	1,00 CFRP	1,45	5,5	4,5
P4G	-	-	48	3,30 GFRP	1,30	6,05	4,14
P8G	-	-	48	5,10 GFRP	1,46	7,04	3,9
F4C	polipropileno	0,5	30	1,00 CFRP	1,56	8,35	5,35
F4G	polipropileno	0,5	30	3,30 GFRP	1,48	8,94	7,21
F8G	polipropileno	0,5	30	5,10 GFRP	1,50	7,56	4,8

O método baseado em energia proposto por Naaman e Jeong [69] (índice de ductilidade, μ_E) não apresentou diferença significativa na ductilidade para o concreto sem fibras e com fibras. Wang e Belarbi [64] explicam que este resultado ocorre devido ao incremento proporcional da capacidade de absorver energia na fase elástica e na fase inelástica, o que resulta no mesmo coeficiente E_T/E_e . Portanto, para os autores, o método baseado em energia não considera de forma adequada o incremento de ductilidade na estrutura para adição de fibras.

Por outro lado, o método baseado em deformação proposto por Jaeger *et al.* [70] (fator de performance, μ_M) consegue apresentar de forma independente fatores como aumentos na capacidade de carga e deformação no seu resultado [64]. Os resultados obtidos pelo método proposto por Vijay e Ganga Rao [73] (fator de deformação, DF) para as vigas com adições de fibra também tiveram resultado satisfatório acima do valor mínimo de 4 recomendado. Para as vigas sem adição de fibras, os valores de DF ficaram inferior ou próximo ao limite recomendado [68]. Sá [11] também avaliou o incremento de ductilidade por meio da adição de fibras dispersas de polipropileno em vigas superarmadas reforçadas com barras de GFRP. O autor utilizou o fator de performance (μ_M) em sua avaliação, e reportou um aumento de 28% na capacidade dúctil dos elementos estruturais.

2.4.1.3. Hibridização das barras de reforço

A hibridização de um material tem basicamente o mesmo propósito da utilização dos materiais compósitos em geral; não busca melhorar as características de cada material, mas utilizar propriedades individuais deles para otimizar o material compósito híbrido final. Dois tipos de hibridização são mais abordados no concreto reforçado com barras na literatura: a hibridização da barra de FRP, que consiste na utilização de mais de uma fibra na confecção da barra – as fibras mais utilizadas são as de carbono e vidro – e a hibridização composta pela utilização de barras de FRP e barras de aço. O intuito deste tópico é analisar o incremento de ductilidade relacionado ao processo de hibridização com barras de FRP e aço usadas como reforço em matriz cimentícia.

Além da ruptura frágil apresentada por estruturas reforçadas por barras de FRP, outro problema crítico está relacionado às propriedades de serviço como grandes deslocamentos e maiores fissuras devido ao baixo módulo de elasticidade das barras de FRP. A adição de barras de aço tem como função garantir que ocorra incremento de ductilidade da estrutura e melhoria de propriedades de serviço, como por exemplo a redução da abertura de fissura.

Para estudar a flexão em vigas de concreto com barras híbridas de aço e GFRP, El Refai *et al.* [74] ensaiaram nove vigas submetidas à flexão. As vigas foram dimensionadas de forma que ocorresse a ruptura das barras de fibra de vidro com escoamento do aço ou o esmagamento do concreto antes que ocorresse o escoamento do aço. Foram calculados, para cada viga, a taxa de reforço balanceada, ρ_{fb} , (Equação (5)) referente à taxa de armadura para a qual ocorre transição entre os modos de falha por esmagamento do concreto e ruptura das barras de GFRP, e a taxa de reforço efetivo, ρ_{eff} (Equação (6)), com os valores de área das barras de aço e de GFRP utilizadas. A comparação entre os dois coeficientes define o modo ruptura esperado: para $\rho_{fb} > \rho_{eff}$ indica que a viga está subarmada, e, portanto, é esperado que o modo de falha ocorra por rompimento das barras de GFRP; para $\rho_{fb} < \rho_{eff}$ significa que a viga está superarmada e o modo de falha esperado será a ruptura do concreto.

A parte tracionada das vigas foram reforçadas com barras de GFRP ou de forma híbrida, arrançadas em somente uma camada, e o concreto utilizado nos testes foi de 40MPa. O aço utilizado possuía 520MPa de resistência ao escoamento e 650 MPa de resistência última. As barras de GFRP possuíam resistência à tração de 1000MPa e módulo de elasticidade de 50GPa.

$$\rho_{fb} = 0,86 B_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (5)$$

$$\rho_{eff} = \rho_s \frac{f_y}{f_{fu}} + \rho_f \quad (6)$$

El Refai *et al.* [74] dividiram as vigas ensaiadas em três grupos de acordo com o seu reforço longitudinal: o grupo A, com três vigas, e possuindo somente barras de GFRP na parte tracionada da estrutura; o grupo B, com três vigas, possuindo em todas as vigas duas barras de 12mm de diâmetro de GFRP combinado com uma barra de aço de 10mm, duas barras de aço de 10mm, ou duas barras de 12mm; e o grupo C, com três vigas, possuindo em todas as vigas três barras de 16mm de diâmetro de GFRP, combinado com, respectivamente, duas barras de aço de 10mm, duas barras de aço de 12mm e duas barras de aço de 16mm. A letra G utilizada na nomenclatura refere-se a barras de GFRP, e a letra S a barras de aço. O número que antecede a letra representa a quantidade de barras e o que sucede a bitola da barra. Desta maneira, a viga 2G12 é composta por duas barras de GFRP e não possui barras de aço em sua parte tracionada. Já viga 2G16-2S10 é composta, em sua parte tracionada, por duas barras de GFRP com diâmetro de 16mm além de duas barras de aço de diâmetro 10mm. Os valores das taxas de reforço efetivo e balanceado de cada viga são demonstrados na Tabela 9. A Tabela 10 apresenta os valores teóricos e experimentais para o momento último e momento de escoamento das vigas. Os autores consideraram o momento referente ao escoamento como sendo aquele responsável por gerar deformação elástica máxima ($\varepsilon_y=0,0026$) nas barras de aço. Os modos de ruptura das vigas ensaiadas também são apresentados.

Tabela 9. Cálculo dos coeficientes de reforço efetivo e balanceado [74].

Viga	As(mm²)	Af(mm²)	As/Af	ps(%)	pf(%)	peff(%)	pfb(%)	peff/pfb
Grupo A: Vigas reforçadas com barras de GFRP								
2G12	-	226,17	-	0	0,38	0,38	0,49	0,78
3G12	-	339,29	-	0	0,64	0,64	0,49	1,31
3G16	-	603,19	-	0	1,12	1,12	0,49	2,29
Grupo B: Vigas reforçadas de forma híbrida: $0,51 < peff < 0,67$								
2G12-1S10	78,54	226,19	0,35	0,15	0,43	0,51	0,49	1,04
2G12-2S10	157,08	226,19	0,69	0,27	0,39	0,55	0,49	1,12
2G12-2S12	226,19	226,19	1	0,43	0,43	0,67	0,49	1,37
Grupo C: Vigas reforçadas de forma híbrida: $0,85 < peff < 1,13$								
2G16-2S10	157,08	402,12	0,39	0,27	0,7	0,85	0,49	1,73
2G16-2S12	226,19	402,12	0,56	0,41	0,73	0,96	0,49	1,96
2G16-2S16	402,12	402,12	1,00	0,73	0,73	1,13	0,49	2,31

onde A_s e A_f são as armaduras transversais de aço e de FRP, respectivamente, e p_s e p_f a taxa de armadura transversal para as barras de aço e a taxa de armadura para as barras de FRP.

Tabela 10. Momento de escoamento, momento último e modo de ruptura [74].

Viga	Momento de Escoamento M_y (kN.m)		Momento Último M_y (kN.m)		Modo de ruptura
	Exp.	Teórico	Exp.	Teórico	
2G12	-	-	49,03	50,28	Ruptura da barra de GFRP
3G12	-	-	53,78	51,42	Esmagamento do concreto
3G16	-	-	69,55	67,31	Esmagamento do concreto
2G12-1S10	-	-	47,62	47,27	Ruptura do aço e da barra de GFRP, e esmagamento do concreto
2G12-2S10	25,31	25,88	53,55	58,43	Ruptura do aço e esmagamento do concreto
2G12-2S12	34,06	31,12	58,94	55,72	Ruptura do aço e esmagamento do concreto
2G16-2S10	30,06	31,02	68,3	71,41	Ruptura do aço e esmagamento do concreto
2G16-2S12	40,44	37,38	64,71	70,92	Ruptura do aço e esmagamento do concreto
2G16-2S16	55,31	56,47	83,53	81,39	Ruptura do aço e esmagamento do concreto

Para a análise da ductilidade, El Refai *et al.* [74] calculou o fator de deformação (DF) para as vigas do grupo A, contendo somente barras de GFRP (Tabela 11).

Para a análise de ductilidade nas vigas com reforços híbridos, os autores sugerem a criação do fator de deformação modificado (DF_{mod}), que é dado pelo produto entre o momento último e a curvatura última divididos pelo produto entre o momento de escoamento do aço e a curvatura no momento de escoamento do aço (Equação (7)). Os valores do DF_{mod} para as vigas do grupo B e C são apresentados na Tabela 12.

$$DF_{mod} = \frac{M_u \phi_u}{M_y \phi_y} \quad (7)$$

Tabela 11. DF para vigas do grupo A reforçadas com barras de GFRP na parte tracionada [74].

Viga	Estado limite último				Estado limite de serviço				DF
	M_u (kN.m)	ϵ_{cu} (mm/mm)	C_u (mm)	$\phi_u \times 10^{-5}$ (1/mm)	M_y (kN.m)	ϵ_{cs} (mm/mm)	C_y (mm)	$\phi_y \times 10^{-5}$ (1/mm)	
2G12	50,28	0,003	34,25	8,76	23,21	0,001	28,3	3,53	5,37
3G12	52,42	0,003	40,3	7,44	22,99	0,001	32,03	3,12	5,33
3G16	67,31	0,003	52,68	5,69	30,48	0,001	42,15	2,37	5,3

onde M_u , ϵ_u , C_u e ϕ_u são, respectivamente, o momento último, a deformação última, e a curvatura última. M_y , ϵ_{cs} , C_y e ϕ_y são, respectivamente, o momento, a deformação, e a curvatura referentes ao estado limite de serviço.

Tabela 12. DF_{mod} para vigas do grupo B e C com reforço híbrido (aço e GFRP) na parte tracionada [74].

Viga	Estado limite último				Escoamento				DF_{mod}
	M_u (kN.m)	ϵ_{cu} (mm/mm)	C_u (mm)	$\phi_u \times 10^{-5}$ (1/mm)	M_y (kN.m)	ϵ_{cs} (mm/mm)	C_y (mm)	$\phi_y \times 10^{-5}$ (1/mm)	
2G12-15S10	47,27	0,003	36,82	8,15	14,23	0,0005	39,64	1,37	18,52
2G12-25S10	58,43	0,003	42,01	7,14	25,88	0,0007	50,97	1,31	12,34
2G12-25S12	55,72	0,003	43,95	6,83	31,12	0,0008	54,99	1,49	8,23
2G16-25S10	71,41	0,003	52,2	5,75	31,02	0,0008	55,35	1,35	9,76
2G16-25S12	70,92	0,003	54,41	5,51	37,38	0,0009	59,96	1,44	7,24
2G16-25S16	81,39	0,003	63,43	4,73	56,47	0,00011	71,86	1,55	4,41

onde M_u , ϵ_u , C_u e ϕ_u são, respectivamente, o momento último, a deformação última, e a curvatura última. M_y , ϵ_{cs} , C_y e ϕ_y são, respectivamente, o momento, a deformação, e a curvatura referentes ao estado limite de serviço.

O resultado mostra que todas as vigas híbridas tiveram falha de maneira mais dúctil, ocorrendo o esmagamento do concreto depois do aço

ter escoado. Outro ponto relevante é a redução na ductilidade à medida em que se aumenta a área de aço, indicando que o aço está escoando cada vez menos. Vale destacar que El Refai *et al.* [74] trabalha com as barras de aço na mesma camada que as barras de fibra de vidro, o que pode trazer problemas de corrosão. Para Aiello *et al.* [75] uma solução otimizada pode ser conseguida colocando as barras de FRP próximas à superfície mais tracionada com pouco cobrimento e as barras de aço serem posicionadas em camadas internas, o que melhora a proteção das barras de aço, aumentando sua vida útil. Por outro lado, esta solução aproxima as barras de aço da linha neutra da viga, o que reduziria o comportamento dúctil da viga à flexão. O autor afirma ainda que a barra de aço utilizada na seção tracionada pouco influi na resistência da peça, e que sua contribuição é mais efetiva no incremento de ductilidade e de rigidez.

Diversos outros ensaios sobre o tema são abordados na literatura [75–78]. Leung *et al.* [76] analisaram vigas de concreto com reforços híbridos de aço e GFRP com disposições das barras em diferentes camadas, e concluíram que as vigas híbridas apresentam melhor resistência à flexão do que vigas de concreto com barras de aço e do que vigas com barras de GFRP. Aiello *et al.* [75] estudaram vigas de concreto mistas com barras de aço e barras de polímero reforçado com fibras de aramida (AFRP) submetidas à flexão, analisando também a disposição das barras em diferentes camadas. Eles concluíram que a adição de barras de aço à viga reforçada com barras de AFRP melhorou a ductilidade, além de reduzir a abertura de fissura e a distância entre fissuras. Entretanto, a resistência à flexão subiu menos de 15%.

O principal problema desta técnica para incremento de ductilidade é a perda de algumas das principais vantagens no uso de barras de FRP, como a não condutividade e não corrosividade da estrutura.

2.4.1.4. Efeito do confinamento em estruturas de concreto hiperestáticas

O efeito do confinamento é pouco abordado na literatura, sendo estudado quase que exclusivamente em vigas hiperestáticas. Segundo El-Mogy [79], é bem aceito na literatura que o confinamento do concreto

resulta em melhores respostas de ductilidade e resistência última do material, e que o incremento de ductilidade normalmente melhora a capacidade de rotação em qualquer região do elemento estrutural. Ainda segundo o autor, a capacidade de redistribuição de momento nas vigas contínuas é dependente da capacidade de rotação disponível nas zonas críticas das estruturas. Portanto, o reforço transversal pode levar a uma resposta positiva do incremento de ductilidade e redistribuição de momento. Este efeito é mais efetivo em peças estruturais projetadas para ruptura pelo concreto (superarmadas) [80], como é a recomendação das normas para o dimensionamento do concreto com barras de GFRP. A redistribuição de momentos será abordada no item 2.4.2.

Matos *et al.* [81] estudaram a eficácia do confinamento em vigas hiperestáticas para incremento de ductilidade e capacidade de redistribuição de momento em vigas de concreto armado reforçado com barras de GFRP. No programa experimental, os autores propuseram quatro grupos de vigas hiperestáticas com dois vãos de um metro cada, sendo três grupos com barras de GFRP e um com barras de aço. Os grupos são descritos abaixo:

- Viga R: uma viga de concreto armado com barras aço servindo como referência para os resultados;
- Vigas E: duas vigas equivalentes à viga R, mas armadas com barras de GFRP. Estas vigas foram dimensionadas com o mesmo momento último da viga R, desconsiderando qualquer redistribuição de esforços. Neste grupo, a parte superior da viga está superarmada, enquanto a parte inferior está subarmada;
- Vigas Ra: duas vigas modificadas de concreto armado com barras de GFRP. Nestas vigas para se atingir a capacidade de redistribuição em circunstâncias similares da viga R o reforço longitudinal superior está subarmado e o inferior está superarmado. Em comparação à viga E a posição de cima e de baixo da armadura estão invertidas. Isto corresponde a forçar uma eventual formação de uma rótula plástica na seção central do suporte;
- Vigas Rb: duas vigas com armadura longitudinal similares à viga Ra e com espaçamento entre estribos na zona crítica reduzidos a fim de

aumentar o confinamento do concreto. O propósito do aumento do confinamento é gerar um ganho na ductilidade em relação à viga Ra, melhorando a capacidade de rotação plástica na proximidade das seções críticas (parte central do vão e apoios), e consequentemente a redistribuição de esforços.

Os resultados experimentais das vigas submetidas à flexão são apresentados na Tabela 13. A viga R apresentou colapso devido à compressão no concreto com escoamento do reforço de aço em um dos vãos devido à elevada redistribuição de esforços, que se desenvolveu do apoio central em direção aos vãos. Nas vigas E, a falha ocorreu por esmagamento do concreto quase que simultaneamente no apoio central e em um dos vãos. As vigas Ra e Rb tiveram a ruptura acontecendo devido ao esmagamento do concreto em um dos vãos. O modo de falha foi diferente do previsto. Segundo os autores, isto ocorreu porque o sistema estrutural das vigas, em cada um dos casos, foi se aproximando progressivamente ao de duas vigas simplesmente apoiadas à medida que ocorria perda de rigidez na parte central do suporte, fazendo com que houvesse uma redistribuição parcial dos momentos. O melhor resultado de ductilidade foi atribuído à viga R, com barras de aço na estrutura. O confinamento aplicado às regiões de reforço das vigas Rb gerou um aumento na capacidade última de carga de aproximadamente 13% e no aumento do fator de deformação, DF, de 18% [81]. Porém, este incremento na ductilidade não foi suficiente para atingir o valor mínimo de DF igual a aproximadamente 4, considerado por Metwally [68] como o menor valor para se garantir ductilidade ao elemento estrutural.

Tabela 13. Resultados experimentais obtidos nos ensaios de Matos *et al.* [81].

Viga	Modo de Ruptura e localização	Carregamento último (kN)	Momento máximo (kN.m)			Ductilidade (DF)	Redistribuição (%)	
			Vão Esq.	Suporte Central	Vão Dir.		Suporte	Vão
R	Concreto/Vão	107,2	8,4	7,7	8,6	6	+30	-10
E	Concreto/vão e suporte	109,2	7,7	11,3	7,8	2,1	-10	+8,5
Ra	Concreto/vão	118,1	11	7,3	10,9	2,2	-21,3	+12,5
Rb	Concreto/vão	133,6	12,3	9,1	12,3	2,6	-22,5	+10

El-Mogy *et al.* [82] investigaram o efeito da quantidade de estribos, espaçamento de estribos e tipo de material utilizados na armadura transversal no comportamento do concreto com barra de GFRP. Os autores reportaram que, para vigas que possuam mesmo espaçamento entre estribos e mesmo reforço à flexão, as vigas com barras longitudinais e transversais de GFRP apresentaram diagrama força-deflexão similar à viga com estribos de aço, e que o uso de estribos de GFRP não mudou a performance da viga durante o carregamento, porém, a viga com estribos de GFRP não conseguiu atingir o mesmo carregamento último devido ao baixo módulo de elasticidade da barra de GFRP quando comparado ao aço. Os pesquisadores afirmam ainda que, caso não haja variação do reforço longitudinal, um aumento da quantidade de reforço transversal em vigas contínuas com barras de GFRP resulta em redução das deflexões e aumento da capacidade última de carregamento, o que melhora a redistribuição de momento na peça estrutural. Além disso, eles afirmam ainda que, ao se reduzir o espaçamento entre estribos e mantendo-se a taxa de armadura transversal, aumenta-se a capacidade da viga de se deformar, permitindo que mais momento seja redistribuído.

2.4.2. Redistribuição de momento em vigas hiperestáticas

Em geral, vigas contínuas de concreto armado com barras de aço apresentam capacidade de redistribuir momentos em duas etapas. A primeira etapa ocorre devido a diferenças na fase de formação das fissuras nas zonas críticas, levando a uma rigidez variável ao longo da viga. A segunda etapa ocorre devido à formação de rótulas plásticas, atribuídas à capacidade de escoamento do aço após atingir sua resistência elástica. Em vigas reforçadas com barras de GFRP, o comportamento elástico-frágil das barras não permite que ocorra a segunda etapa, fazendo com que a capacidade de redistribuição de momentos em estruturas hiperestáticas ocorra devido à mudança na rigidez ao longo da viga [79].

Após a formação de fissuras, a parcela de rigidez da estrutura gerada pelo concreto é reduzida e as barras tornam-se as principais responsáveis pela rigidez da estrutura. Portanto, a redistribuição de momento após o processo de formação de fissuras ocorre, dentre outros

fatores, devido à variação entre a taxa de armadura nas seções críticas. Portanto, para as vigas hiperestáticas com taxa de armadura na região central do vão superior à taxa de armadura no apoio central, o momento fletor na região central do vão será superior ao momento elástico nesta região, enquanto no apoio central o momento fletor resistido será inferior ao momento fletor elástico, conforme apresentado na Figura 22. Além disto, para o caso das vigas superarmadas, as deformações inelásticas do concreto submetido à compressão também auxiliam na redistribuição de momento entre zonas críticas [81,83,84].

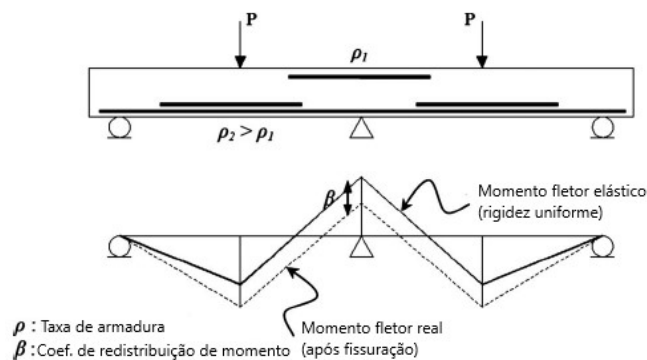


Figura 22. Redistribuição de momento em viga contínua de acordo com a taxa de armadura. (Adaptado de [79])

Na literatura, existem poucos trabalhos acerca das vigas hiperestáticas reforçadas com barras de FRP [79,81,83–87], dos quais apenas El-Mogy *et al.* [83] e Matos *et al.* [81] avaliam o efeito do confinamento em seções críticas como método para aumentar a capacidade de redistribuição de momento devido à melhora no comportamento dúctil da peça estrutural. Este confinamento é gerado, dentre outras maneiras, pela redução do espaçamento entre os reforços transversais ou pelo aumento da bitola dos estribos.

Habeeb *et al.* [86] concluíram que vigas hiperestáticas de concreto armado com barras de GFRP desenvolveram fissuras mais cedo e maiores que vigas de concreto armado com barras de aço, e que o concreto reforçado com barras de GFRP não demonstra nenhuma redistribuição marcante de momento. Por outro lado, estudos [79,81,84,88] apresentam respostas positivas da redistribuição de momentos em estruturas de concreto com barras de GFRP por meio da configuração adequada das armaduras longitudinais.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo tem como objetivo descrever os procedimentos de ensaio adotados durante o decorrer do programa experimental e apresentar características e propriedades dos materiais utilizados. Todo o programa experimental foi realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-RIO.

3.1. Descrição do Programa Experimental

O programa experimental foi dividido em quatro etapas que estão descritas abaixo. A Figura 23 apresenta um fluxograma com as quatro etapas e suas subdivisões.

A primeira etapa do programa experimental se deu a nível do material, onde foi feita a seleção e caracterização dos insumos utilizados nos experimentos. Para os agregados graúdo e miúdo foram obtidos as composições granulométricas, a massa específica e o módulo de finura do material. Para o cimento, o aditivo e as fibras de vidro AR foram utilizadas especificações passadas pelos fabricantes dos materiais. Apesar de as barras de GFRP também possuírem especificações já fornecidas pelos fabricantes, as barras de 8 mm e 10 mm de diâmetro foram submetidas a ensaios de tração direta com a finalidade de obter as resistências e os módulos de elasticidade reais das barras.

Em uma segunda etapa, a nível pré estrutural, foi estudada a dosagem do concreto com adição de fibras e sem adição de fibras, sendo avaliada a trabalhabilidade do concreto fresco por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone. Após o período de cura do material, corpos de provas cilíndricos foram submetidos a ensaios de compressão axial para obter a resistência e o módulo de elasticidade do concreto com e sem adição de fibras. Ensaio de tração na flexão foram feitos em prismas de concreto com e sem adição de fibras para avaliar a resistência à tração na flexão e a capacidade das fibras em transferir carregamentos entre fissuras.

A terceira etapa do programa experimental se deu a nível estrutural, onde foram ensaiadas vigas de concreto reforçado com barras de GFRP. Ao todo, oito vigas isostáticas foram submetidas ao ensaio de flexão de

quatro pontos. As vigas apresentavam diferenças entre si com relação à armadura longitudinal – superarmadas e subarmadas –, adição de fibras de vidro AR dispersas ao concreto, e confinamento por meio de estribos de GFRP na região central. O propósito desta etapa foi de avaliar diferentes métodos para incremento de ductilidade em vigas isostáticas reforçadas com barras de GFRP.

Na quarta etapa, também a nível estrutural, foram ensaiadas três vigas hiperestáticas. O propósito desta etapa foi de avaliar uma possível redistribuição de momentos em vigas reforçadas com barras de GFRP por meio da disposição adequada das barras longitudinais. O confinamento da seção crítica e a adição de fibras de vidro dispersas também são analisados.

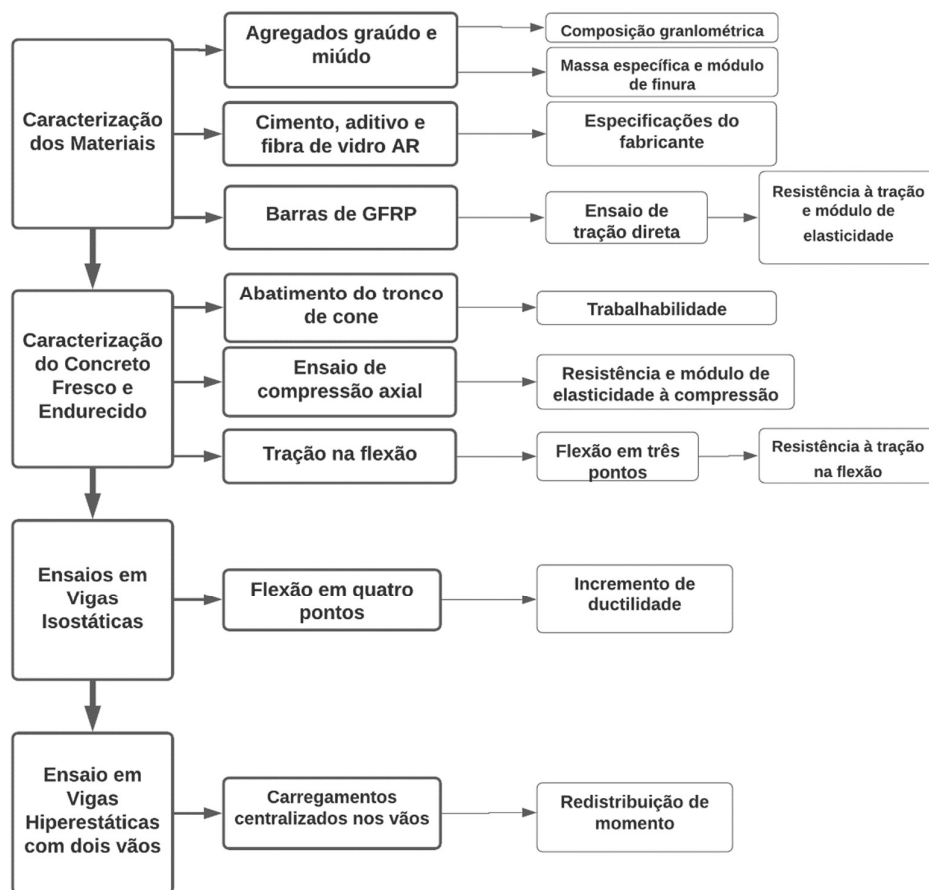


Figura 23. Fluxograma do programa experimental.

3.2. Caracterização dos Materiais Utilizados no Concreto

3.2.1. Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado foi a areia natural lavada, com diâmetro característico máximo de 4,75mm. A massa específica [89] da areia foi de $2,55 \text{ g/cm}^3$ e seu módulo de finura foi de 2,74. A composição granulométrica do material [90] e os limites aceitos por norma [91] estão apresentados na Figura 24. A distribuição granulométrica se apresenta dentro dos limites impostos por norma.

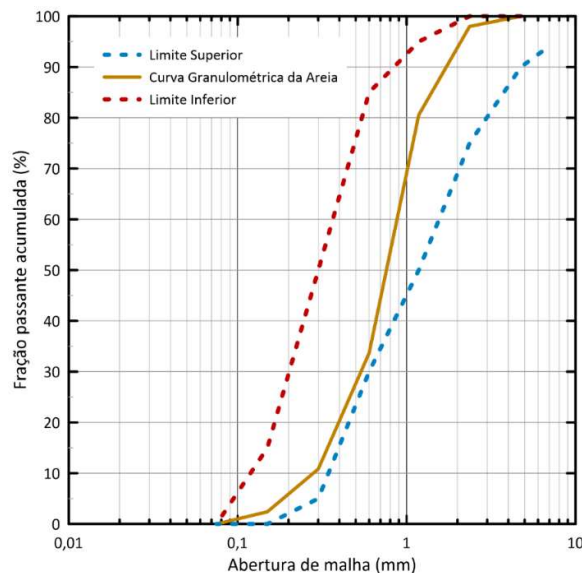


Figura 24. Curva granulométrica de agregado miúdo e limites recomendados por norma.

3.2.2. Agregado Graúdo

O agregado graúdo utilizado foi a brita 0, com diâmetro característico máximo de 12,5mm. A brita 0 foi escolhida devido ao espaçamento entre as armaduras de reforço das vigas. A massa específica [92] da areia foi de $2,71 \text{ g/cm}^3$ e seu módulo de finura foi de 5,56. A composição granulométrica do material [90] e os limites aceitos por norma [91] estão apresentados na Figura 25. A distribuição granulométrica da brita 0 utilizada possuiu mais finos do que o limite estipulado pela norma até cerca de 70% da fração passante acumulada.

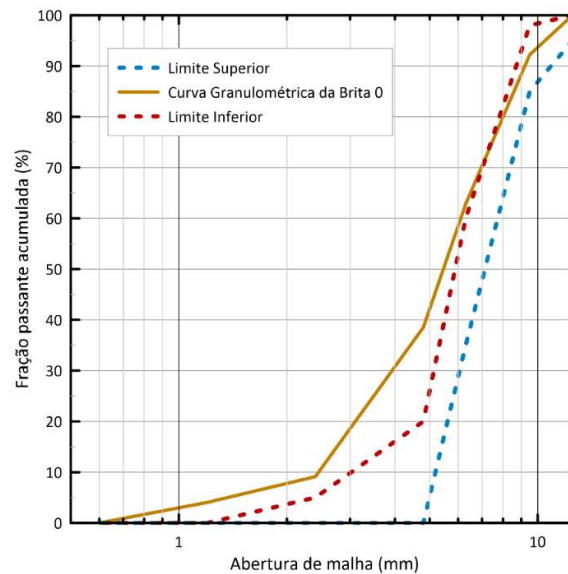


Figura 25. Curva granulométrica da brita zero e limites recomendados por norma.

3.2.3. Cimento Portland

O cimento utilizado na pesquisa foi o CPII-F-32 da empresa Mauá. O cimento foi escolhido pela vasta disponibilidade comercial e por conta do seu maior teor de pureza quando comparado aos cimentos CPII-E e CPII-Z. A massa específica do CPII-F-32 fornecida pelo fabricante é de 3,15 g/cm³.

3.2.4. Aditivos

O aditivo superplastificante utilizado foi o ADVA® 753 da empresa GCP Applied Technologies Inc. A massa específica fornecida pelo fabricante é de 1,035 g/cm³. O fabricante recomenda dosagens de 0,4% a 1,2% sobre o peso do material ligante.

3.2.5. Fibras de Vidro AR Dispersas

As fibras de vidro AR foram adotadas a fim de gerar um elemento estrutural sem reforço metálico. Além disso, a fibra de vidro AR apresenta melhor capacidade de incremento de ductilidade quando comparada à outras fibras não metálicas, como a de polipropileno, conforme apresentado no item 2.4.1.2. Em um primeiro momento foram testadas fibras de vidro AR com 24 mm de comprimento com a proporção de 19,5 kg/m³ - referente

a 0,75% do volume (Figura 26). Porém, os resultados do concreto reforçado com estas fibras não foram satisfatórios. Com apenas cinco minutos de mistura após a adição das fibras, estas permaneciam intactas, com todos os seus filamentos ainda unidos. Porém, isto representava uma grande perda de trabalhabilidade, o que inviabilizava a concretagem. Ao aumentar o tempo de mistura para quinze minutos após a adição das fibras, os filamentos se dispersavam, não sendo possível identificar que o concreto era reforçado com fibras e não afetando a trabalhabilidade do material. Ao se realizar ensaios de compressão e tração na flexão os resultados obtidos foram abaixo do esperado, havendo uma perda na capacidade resistida em ambos os ensaios quando comparado ao concreto sem fibras. Portanto, concluiu-se que estas fibras não poderiam ser utilizadas de forma estrutural em concreto, sendo, portanto, descartado o uso deste tipo de fibra. Estas fibras são apresentadas na Figura 26.

As fibras de vidro AR utilizadas no programa experimental foram as AR-Glass-MiniBars de 52 milímetros de comprimento (Figura 27), fornecidas pela ReforceTech™. As fibras recebem o nome de mini barras por conta do revestimento polimérico de resina éster vinílica que é aplicado à sua superfície. Este revestimento tem como função evitar a dispersão dos múltiplos filamentos que compõem as fibras de vidro no momento da mistura do concreto, conforme tivera acontecido com as primeiras fibras de vidro testadas. As fibras AR-Glass-MiniBars são consideradas álcali resistentes (AR) por possuírem teor de zircônio superior a 16%. As fibras foram utilizadas em uma proporção de 21kg por metro cúbico de concreto – equivalente a 1% em relação ao volume do concreto. Não foram feitos ensaios de caracterização das fibras, e, portanto, foram considerados os valores fornecidos pela fornecedora do produto (Tabela 14).

Tabela 14. Propriedades das AR-Glass-MiniBars [93].

Característica	Propriedade das fibras
Comprimento	52 mm
Diâmetro da fibra	0,65 mm
Densidade	21 g/cm ³
Módulo de Elasticidade	45 GPa
Resistência à tração	1000 MPa



Figura 26. Fibra de vidro AR de 24mm testada durante os ensaios.



Figura 27. Fibras de vidro AR de 52 mm de comprimento (AR-Glass-MiniBars).

3.3. Dosagem e Caracterização do Concreto

3.3.1. Dosagem e Mistura

Para mitigar a redução na trabalhabilidade causada pela adição de fibras, foram tomadas duas atitudes: aumento da quantidade de superplastificante no concreto com adição de fibras, e a utilização de um concreto com teor de argamassa elevado, próximo aos 60%. As dosagens do concreto com adição de fibras (volume de fibras, $V_f = 1\%$) e sem adição de fibras ($V_f = 0\%$) são apresentadas a seguir na Tabela 15. No concreto

com adição de fibras houve uma redução na quantidade de brita 0 equivalente ao volume de fibras adicionado.

Tabela 15. Dosagem do concreto sem e com adição de fibra de vidro AR.

Material/Propriedade	Vf = 0% (kg/m³)	Vf = 1% (kg/m³)
Cimento CII-F-40	450	450
Areia Natural	850	850
Brita 0	920	893
Água	202,5	202,5
Superplastificante (ADVA 753)	2,70	4,95
Fibras de Vidro AR	0	21
Fator A/C	0,45	0,45
Teor de Argamassa	58,55%	59,28%
Adição de ADVA 753 s.p.c.	0,60%	1,10%

3.3.2. Processo de Mistura do Concreto

O processo de mistura do concreto seguiu as recomendações de Bauer [94]. O primeiro passo foi umedecer toda a betoneira, de forma a evitar a absorção de água por parte da betoneira, e secando-a em seguida, evitando aumentar a quantidade de água na mistura. O segundo passo foi a adição de 80% água e agregado graúdo ao misturador mecânico. Em seguida, adicionou-se o cimento à mistura. Segundo Bauer, desta maneira há uma boa distribuição de água para cada partícula de cimento. O passo seguinte consistiu em adicionar o agregado miúdo, responsável pelo tamponamento dos materiais já adicionados. Após a mistura dos materiais acrescenta-se o restante da água de amassamento e os aditivos. No caso de haver adição de fibras, estas foram introduzidas ao misturador após o concreto já estar homogêneo. É recomendado que as fibras sejam adicionadas aos poucos, evitando aglomerados de fibras.

3.3.3. Concreto Fresco

A consistência do concreto no estado fresco foi medida de acordo com o ensaio de abatimento do tronco de cone de acordo com a ABNT NBR NM 67 [95]. O abatimento do tronco de cone foi de 45mm para o concreto sem adição de fibras e de 95mm para o concreto com adição de fibras.

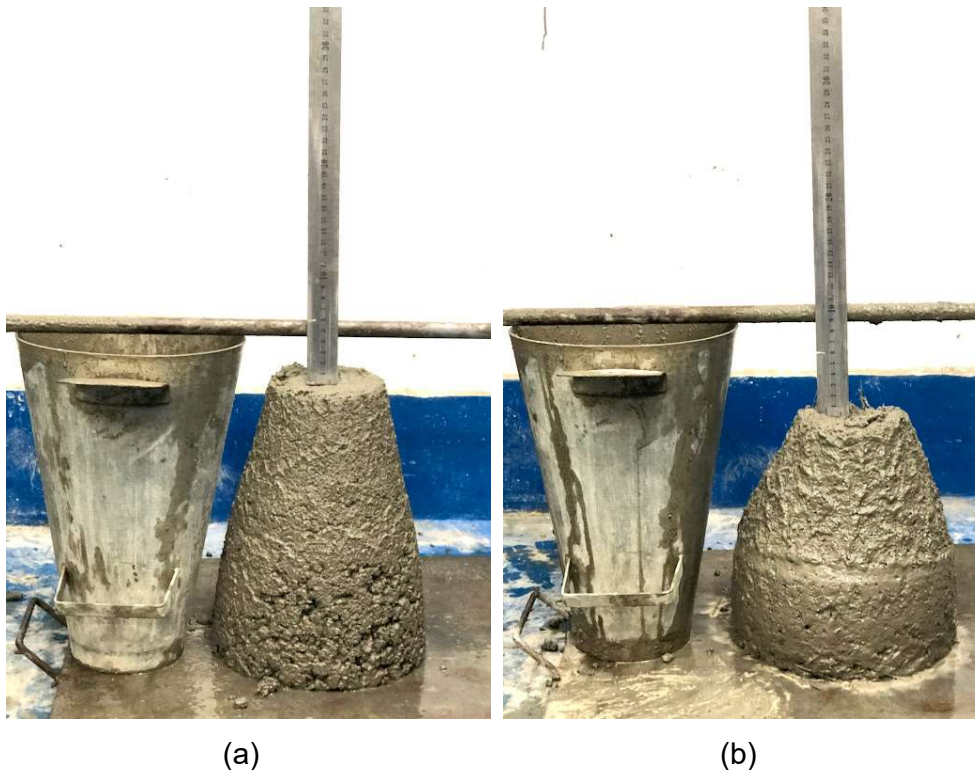


Figura 28. Abatimento do tronco de cone para o concreto (a) sem adição de fibras e (b) com adição de fibras.

3.3.4. Compressão Axial e Módulo de Elasticidade

Foram realizados ensaios de compressão axial para determinação da resistência à compressão e módulo de elasticidade à compressão para todas as vigas e prismas utilizados durante o programa experimental. Os corpos de provas cilíndricos das vigas isostáticas foram moldados e curados de acordo com a NBR 5738 [96]. O processo de cura se deu em câmara úmida e, após o final do período de cura, todos os corpos de prova foram faceados antes de serem ensaiados. Os ensaios de compressão foram realizados de acordo com a NBR 5739 [97]. Devido a dificuldades no manuseamento das vigas hiperestáticas, estas não foram submetidas ao processo de cura em câmara úmida, e, portanto, os corpos de prova cilíndricos destas vigas também não foram submetidos ao processo de cura.

A deformação do concreto durante o carregamento do corpo de prova foi obtida por meio de transdutores de deslocamentos verticais acoplados a anéis de acrílico que eram fixados ao corpo de prova. A

distância entre os anéis foi mantida fixa em todos os ensaios com o valor de 138 mm. Por fim, a deformação durante o ensaio foi obtida dividindo o valor médio obtido pelos transdutores pelo comprimento inicial entre o centro dos anéis. Com isso, foi possível obter o diagrama tensão-deformação e o módulo de elasticidade à compressão do material. O módulo de elasticidade do concreto foi calculado considerando a variação de tensão e deformação nos pontos entre 30% e 10% da resistência última para cada corpo de prova.

Os ensaios foram realizados em máquina de ensaios mecânicos da marca Controls, modelo MCC8, servo-controlada, com capacidade de carga de 2000 kN, a uma taxa de carregamento de 0,45 MPa/s. Os resultados dos ensaios à compressão serão abordados no item 4.2



Figura 29. Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos.

Foram criados quatro grupos para a análise dos resultados dos corpos de prova, variando se o concreto foi utilizado para as vigas isostáticas ou hiperestáticas (I ou H, respectivamente), e se possuía adição de fibras dispersas à matriz cimentícia (SF e CF, para sem adição de fibras e com adição de fibras, respectivamente). Para cada grupo foram ensaiados três corpos de prova. Portanto, o corpo de prova H2-CF corresponde ao segundo corpo de prova da viga hiperestática com adição

de fibras, e o corpo de prova I3-SF ao terceiro corpo de prova do concreto sem fibras utilizado na viga isostática

3.3.5. Flexão em Prisma de Concreto

Ensaio de tração na flexão foram realizados em prismas de concreto com e sem adição de fibras para avaliar a resistência à tração residual na flexão e a capacidade das fibras em transferir carregamentos entre fissuras. Ao todo foram ensaiados dois prismas com adições de fibras e dois prismas sem adições de fibras. Os prismas possuíam seção transversal de 150x150 mm, comprimento de 550 mm e os ensaios seguiram os padrões definidos pela EN 14651 [44] e NBR 16940 [45].

Na região central da face inferior de cada prisma foi feito um entalhe de 25mm de altura, de forma a criar uma região crítica para formação e propagação da fissura. No entalhe foi acoplado um *clip-gauge* responsável por medir a abertura do entalhe (*crack mouth opening displacement*, ou CMOD) no prisma. O ensaio foi controlado por meio de uma taxa constante de abertura de entalhe de 0,05 mm/min até CMOD = 0,1 mm, e após atingir esta abertura de entalhe a taxa de carregamento passa a ser de 0,2 mm/min até a finalização do ensaio, que ocorre com até o valor de CMOD = 4mm. O rolete de aplicação de carga é disposto no centro da parte superior do prisma, e os roletes de suporte, na parte inferior, distam 500 mm entre si (Figura 30 e Figura 31). A aplicação de carga foi feita por meio de um atuador hidráulico da MTS modelo 244.41, com capacidade de carga de 500 kN. Os valores dos carregamentos e dos respectivos CMOD foram registrados a uma taxa de 5 Hz. Por fim, são plotados diagramas de força-CMOD e de resistência residual à flexão-CMOD.

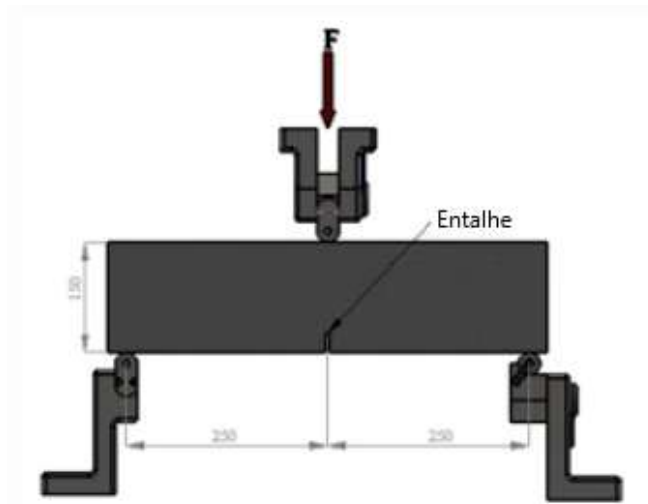


Figura 30. Ensaio de tração na flexão. (Adaptado de [45]).



(a)



(b)

Figura 31. Ensaio de Flexão em três pontos em prismas (a) com fibras e (b) sem fibras.

3.4. Caracterização das Barras de GFRP

As barras longitudinais (Figura 32a) e os estribos (Figura 32b) de GFRP foram fornecidos pela empresa Haizer Building Solution com diâmetros de 8 mm e 10 mm para as barras longitudinais e de 4 mm para os estribos. As barras utilizadas ao longo do experimento são compostas pela fibra de vidro ECR, e a matriz epóxi constituída por duas resinas, uma

endurecedora e uma pigmentação de carbono. O volume de fibras utilizado em cada barra varia de 75% a 85% do volume total da barra. A Tabela 16 apresenta as propriedades fornecidas pela Haizer Building Solution.

Tabela 16. Propriedades fornecidas pelo catálogo da Haizer Building Solution.

Característica	Propriedade das barras de GFRP
Bitola (mm)	2-32
Resistência à tração (MPa)	800
Deformação (%)	2%
Módulo de Elasticidade (MPa)	50000



(a)



(b)

Figura 32. (a) Barras longitudinais de GFRP e (b) Estribos de GFRP utilizados no programa experimental.

As barras longitudinais foram submetidas a ensaios de tração direta na MTS 311 (Figura 33a) e os resultados obtidos foram utilizados para caracterização dos materiais. Ao total foram ensaiadas sete amostras de barras, sendo quatro de barras de 8mm e três barras de 10mm. Todas as amostras possuíam 75cm de comprimento. Para evitar o esmagamento das barras pelas garras da MTS 311, foram utilizados cilindros metálicos de 19,1mm de diâmetro externo e 2mm de espessura nas extremidades das barras. Os cilindros possuíam 15cm de comprimento, permanecendo, portanto, 45cm de comprimento livre entre os tubos para cada amostra. Os tubos metálicos foram preenchidos com o adesivo à base de resina epóxi

Viapoxi Adesivo, da marca Viapol. Os ensaios foram controlados por deslocamento até a ruptura com taxa de deslocamento de 5mm/min, de acordo com a ASTM D3916-08 [98], e um *clip-gauge* (Figura 33b) foi posicionado no centro das amostras para medir os deslocamentos dos ensaios. Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados no item 4.1.

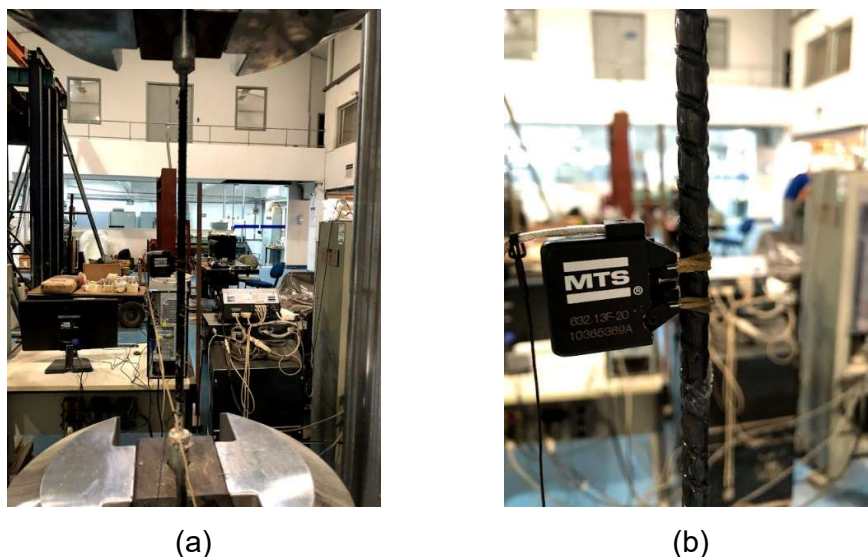


Figura 33. (a)Ensaio de tração direta em barras de GFRP e (b) detalhe do *clip-gauge* fixado à barra de GFRP.

3.5. Ensaio em Vigas

3.5.1. Isostáticas: Flexão em Quatro Pontos

Ao todo foram ensaiadas oito vigas isostáticas armadas com barras longitudinais de GFRP. Os elementos estruturais possuíam 1500 mm de comprimento e seção transversal de 110 mm x 180 mm (largura x altura). O vão livre entre os apoios foi de 1400 mm. Quatro vigas foram dimensionadas para que a ruptura fosse comandada pela barra – subarmadas – e as outras quatro dimensionadas para que a ruptura fosse comandada pelo concreto – superarmadas. Além da variação da armadura longitudinal, foi avaliada a adição de fibras de vidro AR dispersas à matriz cimentícia e o efeito do confinamento do terço central por meio da adição de estribos de GFRP para avaliação do incremento de ductilidade nas vigas. As vigas foram dimensionadas para ruptura pelo ELU de acordo com a ACI 440-1R-15 [2]. Para as vigas subarmadas a proporção entre a taxa

de armadura longitudinal adotada e a taxa de armadura balanceada foi de 0,97, e para as vigas superarmadas esta relação foi de 1,40. O cobrimento utilizado em todas as vigas foi de 15 mm. Para evitar a ruptura por cisalhamento foram colocados estribos de aço de 6,3 mm de diâmetro nos dois terços extremos.

A fim de facilitar a identificação, foram atribuídas nomenclaturas às vigas por meio de três caracteres. Para as vigas isostáticas, o primeiro caractere simboliza a taxa de armadura longitudinal, sendo utilizado a letra B para as vigas subarmadas e a letra P para as vigas superarmadas. O segundo caractere simboliza a presença do confinamento, sendo utilizada a letra C quando houver estribos de GFRP na região central e a letra S quando não houver estribos no terço central. Por fim, o último caractere representa a presença das fibras dispersas na matriz cimentícia, sendo utilizada a letra F para as vigas que tiveram adições de fibras à matriz cimentícia e S para as vigas com concreto sem adições. Portanto, a simbologia BCS representa a viga subarmada com confinamento na região central e sem a adição de fibras, e PSS representa a viga superarmadas sem adição de estribos e sem adição de fibras. A tabela apresenta as nomenclaturas das vigas utilizadas nos ensaios e o modo de ruptura esperado para cada ensaio.

Tabela 17. Vigas isostáticas utilizadas no ensaio experimental.

Viga	Armadura longitudinal	Confinamento por estribos de GFRP	Adição de fibras de vidro AR	Modo de ruptura esperado
BSS	Subarmada	-	-	Ruptura da barra de GFRP
BCS	Subarmada	Sim	-	Ruptura da barra de GFRP
BSF	Subarmada	-	Sim	Ruptura da barra de GFRP
BCF	Subarmada	Sim	Sim	Ruptura da barra de GFRP
PSS	Superarmada	-	-	Esmagamento do concreto
PCS	Superarmada	Sim	-	Esmagamento do concreto
PSF	Superarmada	-	Sim	Esmagamento do concreto
PCF	Superarmada	Sim	Sim	Esmagamento do concreto

Para obter os deslocamentos da viga no terço central, foram dispostos três LVDT's do modelo HBM de 100 mm de comprimento na face inferior da viga. Para capturar as deformações do concreto submetido à

compressão foi posicionado um extensômetro da fabricante EXCEL modelo de concreto com 50 mm de comprimento uniaxial e 120 Ω . A aplicação de carga foi feita por meio de um atuador hidráulico da MTS modelo 244.41, com capacidade de carga de 500 kN, sendo controlado por deslocamento com uma taxa de 1mm/min até a ruptura.

Além da instrumentação, foi utilizado correlação digital de imagem (*Digital Image Correlation*, DIC) no terço central (400x180 mm) para monitorar o campo de deslocamento das vigas, o processo de formação e propagação de fissuras, a deformação do concreto à compressão na fibra mais comprimida e a deformação aparente da barra de GFRP à tração. As análises foram feitas por meio do software GOM Correlate [99]. A captura das fotos foi feita com uma câmera Nikon D90 por meio do software digiCamControl no modo *time lapse*, com intervalos de fotos a cada 10 segundos. A aquisição de imagens foi iniciada ao mesmo tempo da aquisição de dados, sendo possível associar os dados obtidos entre eles. A Figura 34 e a Figura 35 apresentam desenhos esquemáticos da geometria das vigas, da disposição dos estribos e da instrumentação utilizada nos experimentos para as vigas sem e com confinamento, respectivamente. A Figura 36 apresenta as vigas montadas antes da concretagem e a Figura 37 apresenta o *set-up* montado para o ensaio da viga BSS.

Para as vigas subarmadas foram utilizadas duas barras de GFRP de 8mm de diâmetro como armadura longitudinal inferior, e para as vigas superarmadas foram utilizadas duas barras de GFRP de 10mm de diâmetro e uma barra de GFRP de 8mm de diâmetro como armadura inferior. Para armadura superior foram utilizadas duas barras de GFRP de 8mm. No caso das vigas com confinamento, a armadura superior foi contínua para que fosse possível fazer a fixação dos estribos de GFRP nesta região.

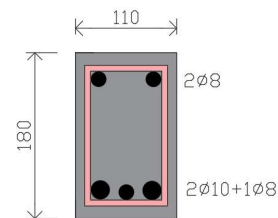
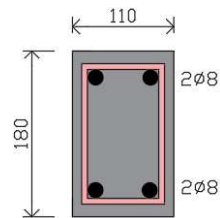
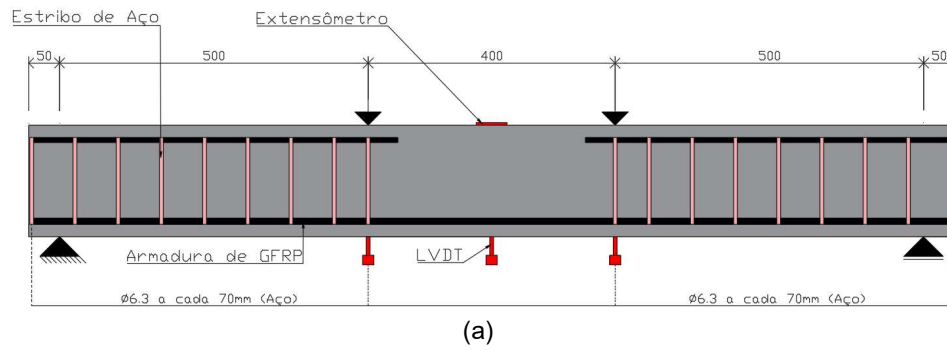


Figura 34. (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; Seção transversal das vigas (b) BSS e BSF e (c) PSS e PSF.

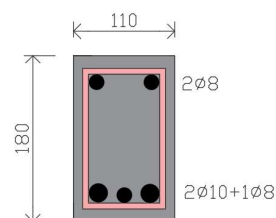
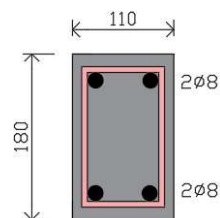
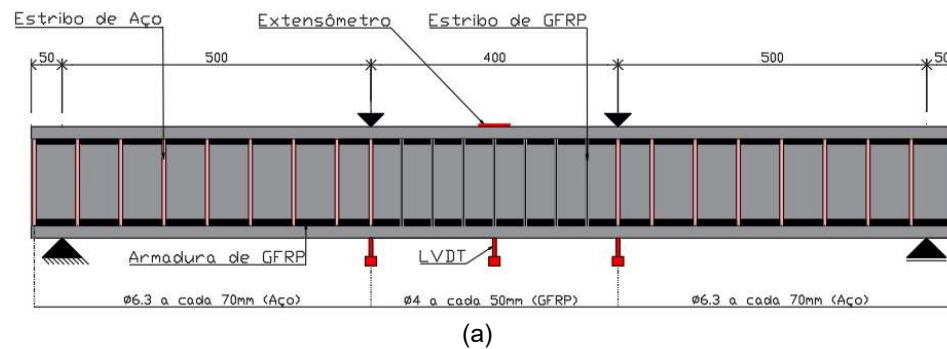


Figura 35. (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; Seção transversal das vigas (b) BCS e BCF e (c) PCS e PCF.

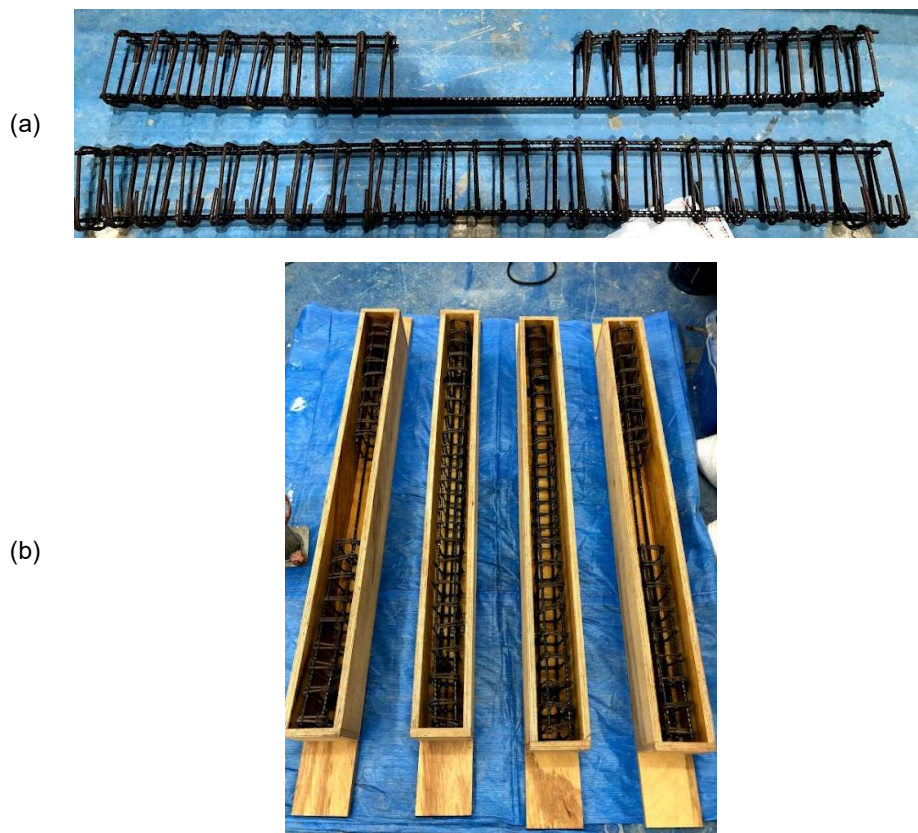


Figura 36. Armaduras das vigas antes da concretagem.



Figura 37. Set-up do ensaio da viga BSS.

3.5.2. Hiperestáticas em dois vãos

Foram ensaiadas três vigas hiperestáticas com 2000mm de comprimento, sendo dois vãos de 950 mm cada. A seção transversal foi a mesma das vigas isostáticas, com 110 mm x 180 mm (largura x altura). As vigas foram reforçadas com barras de GFRP como armadura longitudinal, estribos de GFRP na região central de cada vão e estribos de aço nas demais regiões. As vigas foram dimensionadas como superarmadas tanto no centro dos vãos – armaduras longitudinais inferiores nesta região – quanto na região central – armaduras longitudinais superiores nesta região. A proporção entre a taxa de armadura adotada e a taxa de armadura balanceada ($\rho_{f\text{ adot}}/\rho_{fb}$) foi de 2,84 nos centros dos vãos e de 1,31 no apoio central. Esta diferença nas armaduras foi introduzida para gerar uma maior rigidez nos vãos, induzindo a uma redistribuição de momento do apoio central para os vãos, como visto no item 2.4.2. As armaduras foram mantidas constantes em toda seção transversal.

O confinamento por estribos em zonas críticas também foi avaliado como método para redistribuição de momento, por este motivo, optou-se pelo uso de estribos de GFRP na região central dos vãos. Para que seja possível realizar esta avaliação, duas disposições de armaduras foram propostas, a primeira, como referência, com quatro estribos de FRP na região central dos vãos (Figura 38a) e a segunda, com oito estribos na região central (Figura 39a). Para avaliar o efeito da adição de fibras, foi utilizada a mesma disposição de armaduras da viga de referência e adicionou-se fibras de vidro AR com teor de 1% em relação ao volume.

Para nomenclatura das vigas, foram utilizados quatro caracteres. O primeiro, H, foi definido como identificador das vigas hiperestáticas. O segundo dígito, C, também comum a todas as vigas hiperestáticas, refere-se ao efeito do confinamento por meio de estribos transversais de GFRP na região central dos vãos, e na sequência pela quantidade de estribos utilizados nesta região (4 ou 8). Por fim, no último caractere a letra F representa a presença fibras dispersas adicionadas à matriz cimentícia, e a letra S representa a não adição de fibras. A Tabela 18 apresenta os nomes das vigas e o que cada uma considera.

Tabela 18. Vigas hiperestáticas utilizadas no ensaio experimental.

Viga	Confinamento	Quantidade de Estribos de GFRP em cada vão	Adição de fibras	Observação
HC4S	Sim	4	Não	Referência
HC8S	Sim	9	Não	-
HC4F	Sim	4	Sim	-

Os deslocamentos foram obtidos nos dois vãos centrais por meio de quatro LVDT's do modelo HBM de 100 mm de comprimento na face inferior da viga. A aplicação de carga ocorreu por meio de um atuador hidráulico da MTS modelo 244.41, de capacidade de carga de 500 kN. O ensaio foi controlado por deslocamento com uma taxa de 1mm/min, e o carregamento foi aplicado no centro de cada vão por meio de uma viga de distribuição de aço. A viga de distribuição possuía seção transversal em duplo I com dois perfis U soldados na região central.

Foi utilizada a correlação digital de imagem com dimensões de 300 mm x 180 mm (largura x altura) na região central de um dos vãos e no apoio central para capturar a formação de fissuras e a deformação do concreto na região da fibra mais comprimida. No apoio central foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 500 kN da KYOWA com o propósito de obter as reações nos apoios e avaliar uma eventual redistribuição de momento.

No ponto de aplicação de carga do atuador na viga de distribuição e acima da célula de carga foram utilizadas rótulas. A Figura 38 e Figura 39 representam desenhos esquemáticos da geometria das vigas, da disposição dos estribos metálico e de GFRP e da instrumentação utilizada nas vigas hiperestáticas ensaiadas. A Figura 40 apresenta o *set-up* utilizado no ensaio da viga HC4S.

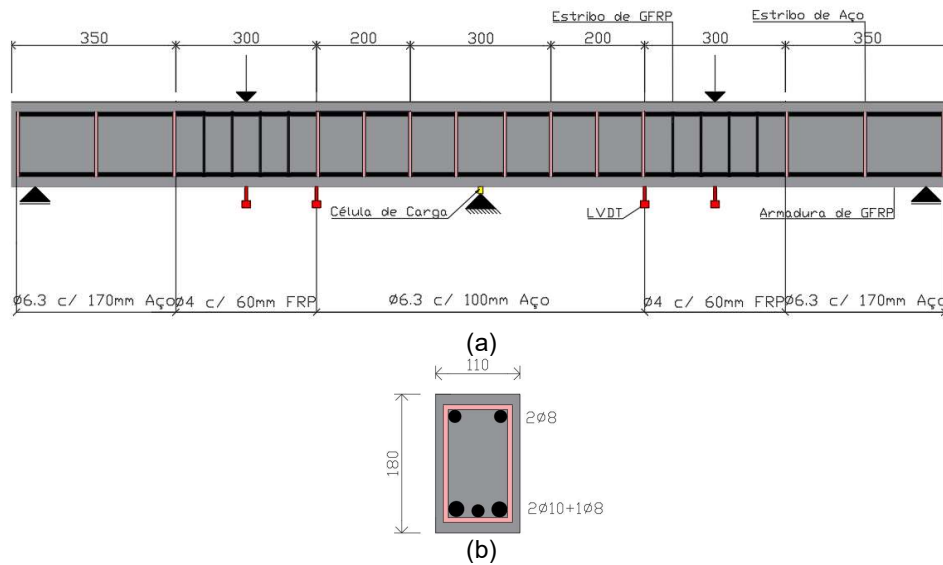


Figura 38. Vigas hiperestáticas HC4S e HC4F: (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; (b) Seção transversal das vigas.

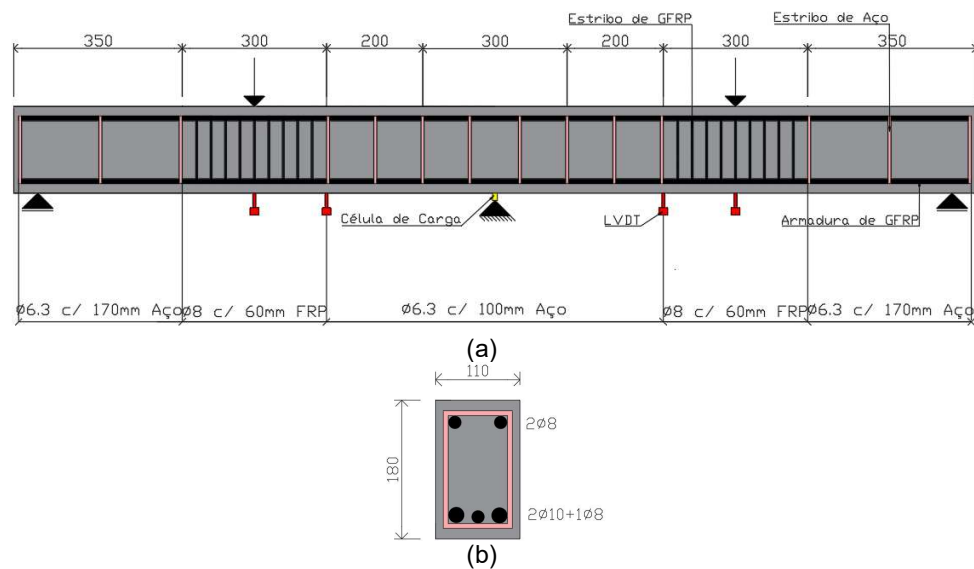


Figura 39. Viga hiperestática HC8S: (a) Geometria, disposição de estribos e instrumentação utilizada; (b) Seção transversal da viga.



Figura 40. Set-up de ensaio da viga HC4S.

4. RESULTADOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. Ensaio de tração direta em barras de GFRP

Todas as barras de GFRP ensaiadas atingiram a resistência e o módulo de elasticidade garantidos pela Haizer Building Solution. A resistência média das barras de 10 mm de diâmetro foi superior à resistência média das barras de 8 mm, o que não era esperado devido ao efeito do *shear lag*, abordado no item 2.2.4. Uma possível explicação pode ser atribuída à diferença no volume de fibras adotadas para cada diâmetro de barra ensaiada. Apesar da resistência das barras de GFRP serem satisfatórias, a ruptura das barras ocorreu próximo às extremidades dos tubos metálicos (ver Figura 41b), causado, provavelmente, por um acúmulo de tensões na região.

A Tabela 19 e Tabela 20 apresentam, respectivamente, as propriedades obtidas por ensaio das barras de 8 mm e 10 mm de diâmetro. O módulo de elasticidade das barras foi calculado no intervalo de variação de deformações entre 0,001 e 0,003 das barras de GFRP. Os diagramas de força-deslocamento das barras de GFRP de diâmetro 8 mm e 10 mm submetidas ao ensaio de tração direta são apresentados na Figura 42 e Figura 43, respectivamente. Os diagramas de tensão-deformação de todas as barras são apresentados na Figura 44. Os resultados entre barras de mesma bitola foram satisfatórios, apresentando comportamento próximo entre as barras ensaiadas.

Tabela 19. Propriedades obtidas por ensaios nas barras de diâmetro comercial de 8 mm.

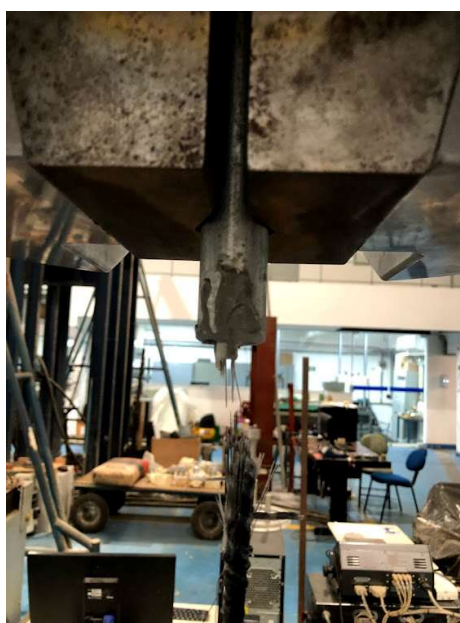
Amostra	Diâmetro Mín. (mm)	Seção Transv. (mm ²)	Comprimento Livre (mm)	Força de ruptura (kN)	Desloc. (mm)	Resistência à tração (MPa)	Deformação (%)	Módulo de Elasticidade (MPa)
G8-T1	7,5	44,18	450	40,60	10,56	919,00	2,35%	49231
G8-T2	7,5	44,18	450	40,64	10,46	919,90	2,32%	50723
G8-T3	7,5	44,18	450	39,92	10,55	903,60	2,34%	52000
G8-T4	7,5	44,18	450	42,56	11,35	963,36	2,52%	49628
Valor Médio						926,47	2,38%	50396
Desvio Padrão						25,71	0,09%	1242
Catálogo Haizer						800	2,20%	50000

Tabela 20. Propriedades obtidas por ensaios nas barras de diâmetro comercial de 10 mm.

Amostra	Diâmetro Min. (mm)	Seção Transv. (mm ²)	Comprimento Livre (mm)	Força de ruptura (kN)	Desloc. (mm)	Resistência à tração (MPa)	Deformação (%)	Módulo de Elasticidade (MPa)
G10-T1	9,7	73,90	450	78,31	11,77	1059,70	2,62%	54876
G10-T2	9,7	73,90	450	73,69	11,87	997,18	2,64%	53323
G10-T3	9,7	73,90	450	81,49	12,94	1102,73	2,88%	55157
Valor Médio						1053,21	2,71%	54452
Desvio Padrão						53,07	0,14%	988
Catálogo Haizer						800	2,20%	50000



(a)



(b)

Figura 41. Modo de ruptura das barras de GFRP submetidas ao ensaio de tração direta.

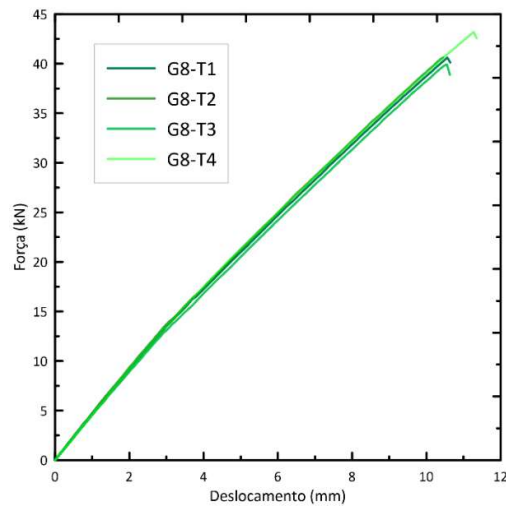


Figura 42. Diagrama força-deslocamento para as barras de GFRP de 8 mm de diâmetro.

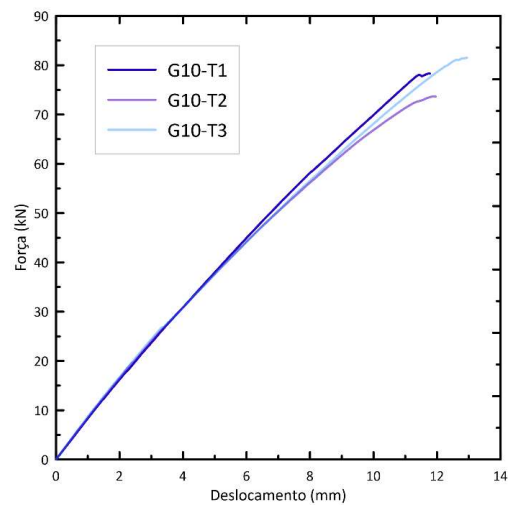


Figura 43. Diagrama força-deslocamento para as barras de GFRP de 10mm de diâmetro.

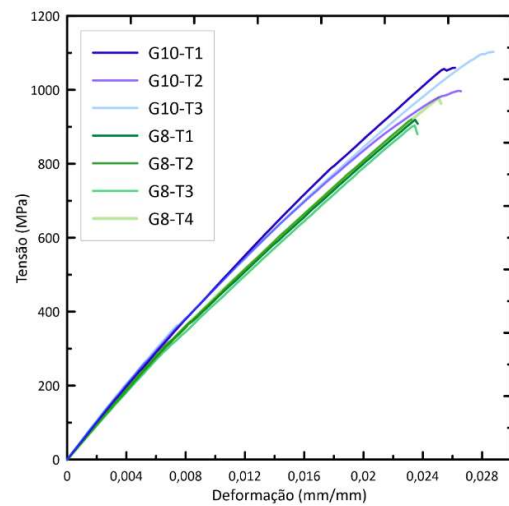


Figura 44. Diagrama tensão-deformação para as barras de GFRP de 8mm e 10mm de diâmetro.

4.2. Ensaio de Compressão Axial

A Tabela 21 apresenta os resultados obtidos pelo ensaio de compressão uniaxial para os diferentes grupos listados no item 3.3.4, e na Figura 45 e na Figura 46 são apresentados os resultados do diagrama tensão-deformação para os corpos de prova sem adição de fibra e com adição de fibra, respectivamente.

A resistência média à compressão do concreto com adição de fibra e sem adição de fibra para as vigas isostáticas tiveram resultados próximos, evidenciando que, neste caso, mesmo havendo aumento da superfície específica e conseqüentemente da ZTI devido à adição de fibras, não houve perda da resistência do material.

Já nos corpos de provas das vigas hiperestáticas, a diferença entre a resistência média do concreto sem adição de fibras e do concreto com adição de fibras foi de 24,5%. Esta diferença, possivelmente, pode estar relacionada à diferença no volume concretado entre as vigas sem fibras e a com fibra, o que pode ter impactado na energia de mistura e, conseqüentemente, alterado a resistência dos corpos de prova. Ao analisar a Figura 45 e a Figura 46, vale ressaltar que, apesar da menor resistência do concreto com fibras no caso hiperestático, este teve uma maior capacidade de deformação, provavelmente gerada pela adição das fibras dispersas.

Tabela 21. Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto.

CP	σ_{MAX} (MPa)	σ_{MED} (MPa)	E (GPa)	E_{MED} (GPa)
I1-SF	39,66		21,59	
I2-SF	35,62	38,92	22,68	25,68
I3-SF	41,49		32,76	
H1-SF	46,84		27,45	
H2-SF	45,35	46,07	27,09	27,33
H3-SF	46,03		27,44	
I1-CF	42,63		25,91	
I2-CF	34,85	38,84	21,94	25,83
I3-CF	39,03		29,66	
H1-CF	37,90		25,02	
H2-CF	36,94	36,98	25,75	25,16
H3-CF	36,09		24,72	

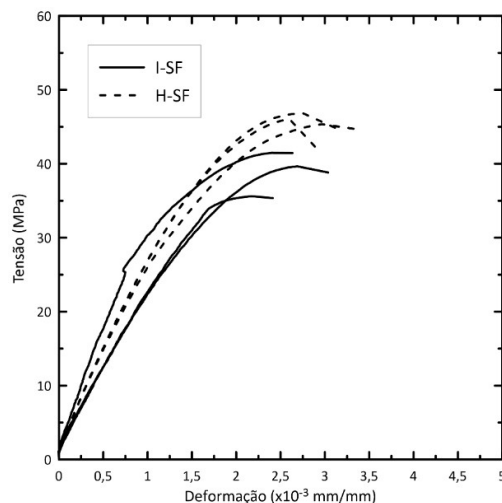


Figura 45. Diagrama tensão-deformação à compressão do concreto sem adição de fibras.

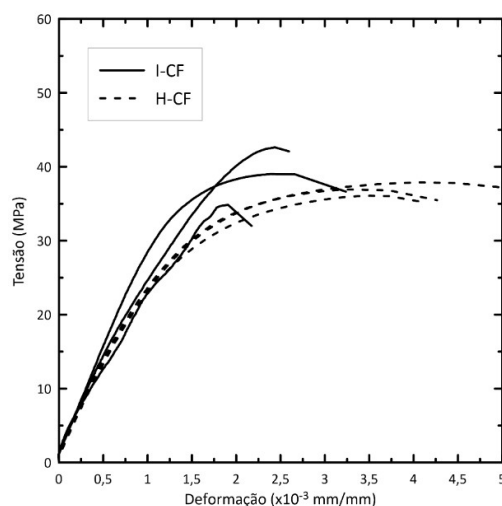


Figura 46. Diagrama tensão-deformação à compressão do concreto com adição de fibras.

4.3. Ensaio de Tração na Flexão com Entalhe

A Figura 47 apresenta o resultado médio do diagrama tensão-CMOD para os ensaios de tração na flexão em dois prismas com adição de fibras dispersas e sem adição de fibras dispersas. A tensão resistida pelos prismas é próxima até que o limite de resistência à tração do concreto é atingido, ocasionando a formação da fissura na região do entalhe. Após a formação da fissura, o concreto sem fibra perde quase que toda sua capacidade de resistir a esforços de tração após um CMOD de 1 mm, enquanto no concreto com adição de fibras, estas são capazes de transferir

esforços entre as fissuras, fazendo com que haja ganho na resistência à tração após a fissuração quando comparado ao concreto sem adição de fibras. Neste caso, a resistência residual é inferior ao limite de resistência à tração do concreto, representando, portanto, um comportamento de *deflection softening*, com uma resistência residual de aproximadamente 4 kN no CMOD de 4mm.

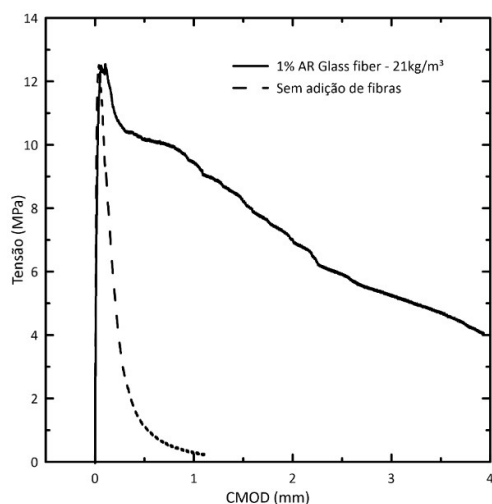


Figura 47. Diagrama tensão-CMOD para os resultados médios dos ensaios de tração na flexão para concreto sem e com adição de fibra de vidro AR.

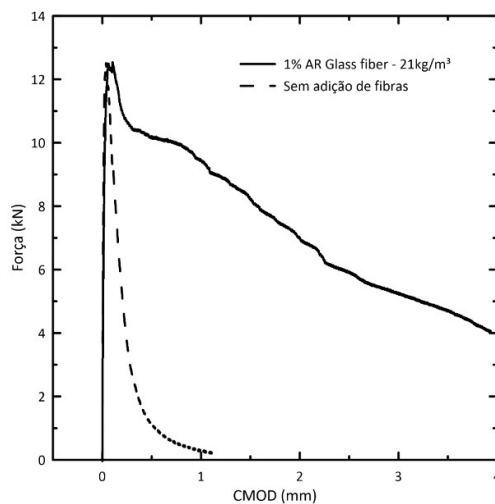


Figura 48. Diagrama força-CMOD para os resultados médios dos ensaios de tração na flexão para concreto sem e com adição de fibra de vidro AR.

4.4. Ensaio de Flexão em Quatro Pontos de Vigas Isostáticas

4.4.1. Modo de Ruptura

As vigas subarmadas tiveram ruptura brusca comandada pelo comportamento da barra. Nas vigas BSS, BCS e BSF a ruptura da barra ocorreu fora da região de flexão. As imagens dos modos de ruptura das vigas BSS, BCS e BSF são apresentadas, respectivamente, pela Figura 49, Figura 50 e Figura 51.

Já a ruptura na viga BCF, também comandada pela barra, ocorreu no terço central (ver Figura 52). A Figura 52c apresenta a cunha de compressão formada na região de flexão pura da viga BCF em carregamentos inferiores aos resistidos pelas demais vigas subarmadas, evidenciando uma possível menor resistência à compressão do concreto nesta viga. Além disso, a Figura 52b apresenta o detalhe de uma fissura formada durante o ensaio, evidenciando que para esta viga ocorreu o arrancamento das fibras dispersas na região tracionada da viga.

Para as vigas subarmadas, a adição de fibras aparentemente não apresentou mudança no número de fissuras na região de flexão pura. As vigas BSS, BCS e BSF apresentaram seis fissuras principais nesta região. A viga BCF apresentou nove fissuras nesta mesma região (ver Figura 52c), o que possivelmente pode ser atribuído à menor resistência do concreto desta viga.

Todas as vigas superarmadas apresentaram falha pelo esmagamento do concreto, e o modo de ruptura das vigas PSS, PCS, PSF e PCF são apresentados, respectivamente, pela Figura 53, Figura 54, Figura 55 e Figura 56. As vigas PCF, PSF e PCS apresentaram um aumento significativo na capacidade de rotação e deflexão da viga durante os ensaios, quando comparadas à viga PSS.

Diferente do que ocorreu nas vigas subarmadas, nas vigas superarmadas com adição de fibras apresentaram maiores números de fissuras na região de flexão pura. Foram seis fissuras formadas para a viga PSS, sete para a viga PCF, oito para a viga PSF e dez para a viga PCS. Nas vigas PSF e PCF, as fibras transversais localizadas na região comprimida do terço central foram responsáveis pela transferência de

esforços entre a viga e a cunha de compressão formada. Nesta região houve a ruptura das fibras de vidro AR, conforme Figura 56c.

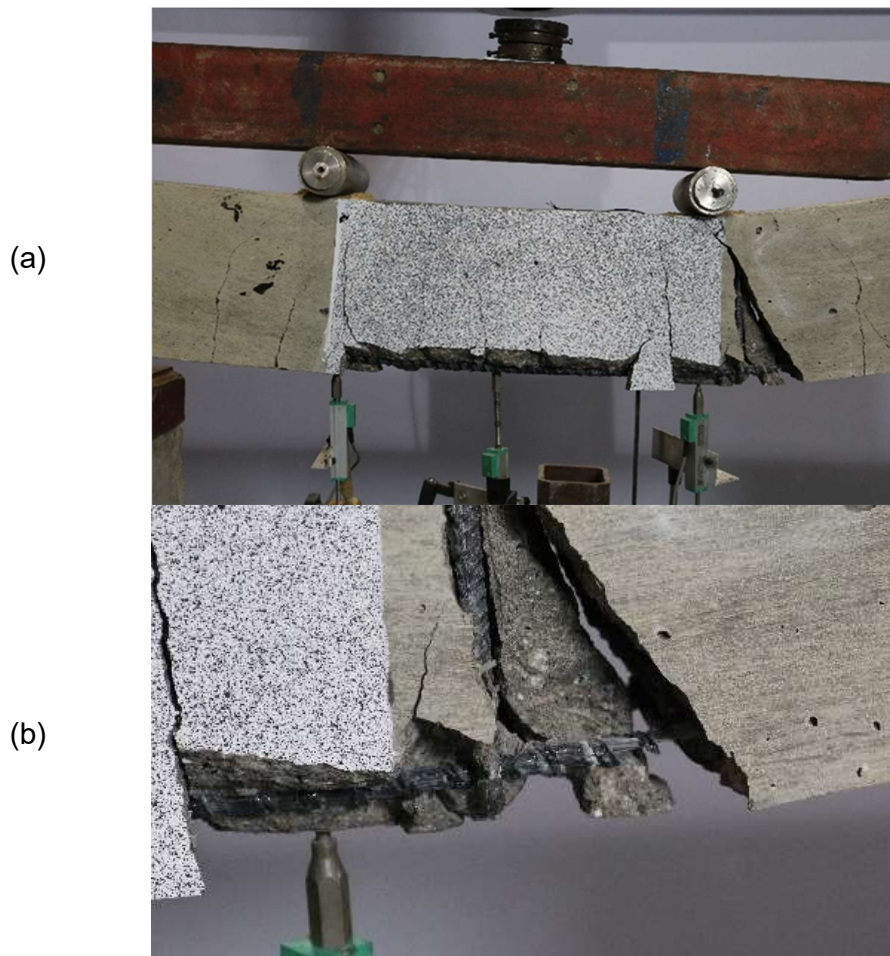


Figura 49. Modo de ruptura da viga BSS (a) e detalhe da ruptura da barra de GFRP na fibra mais tracionada.



(b)

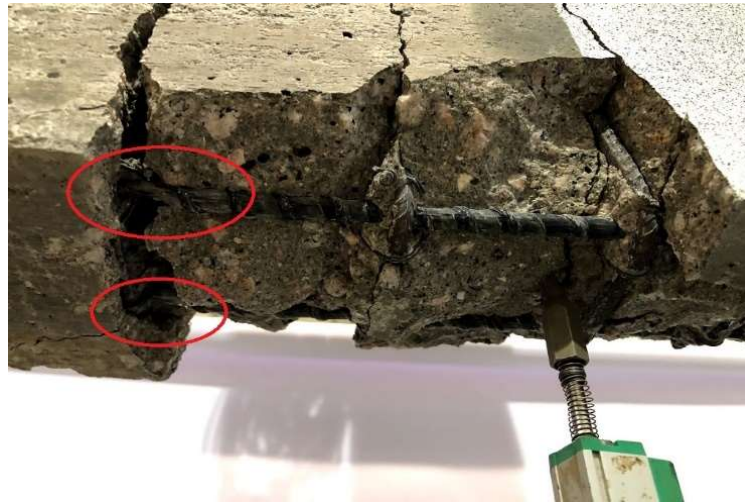


Figura 50. Modo de ruptura da viga BCS (a) e detalhe da ruptura da barra de GFRP na fibra mais tracionada.

(a)



(b)



Figura 51. Modo de ruptura da viga BSF (a) e detalhe da ruptura da barra de GFRP (b).

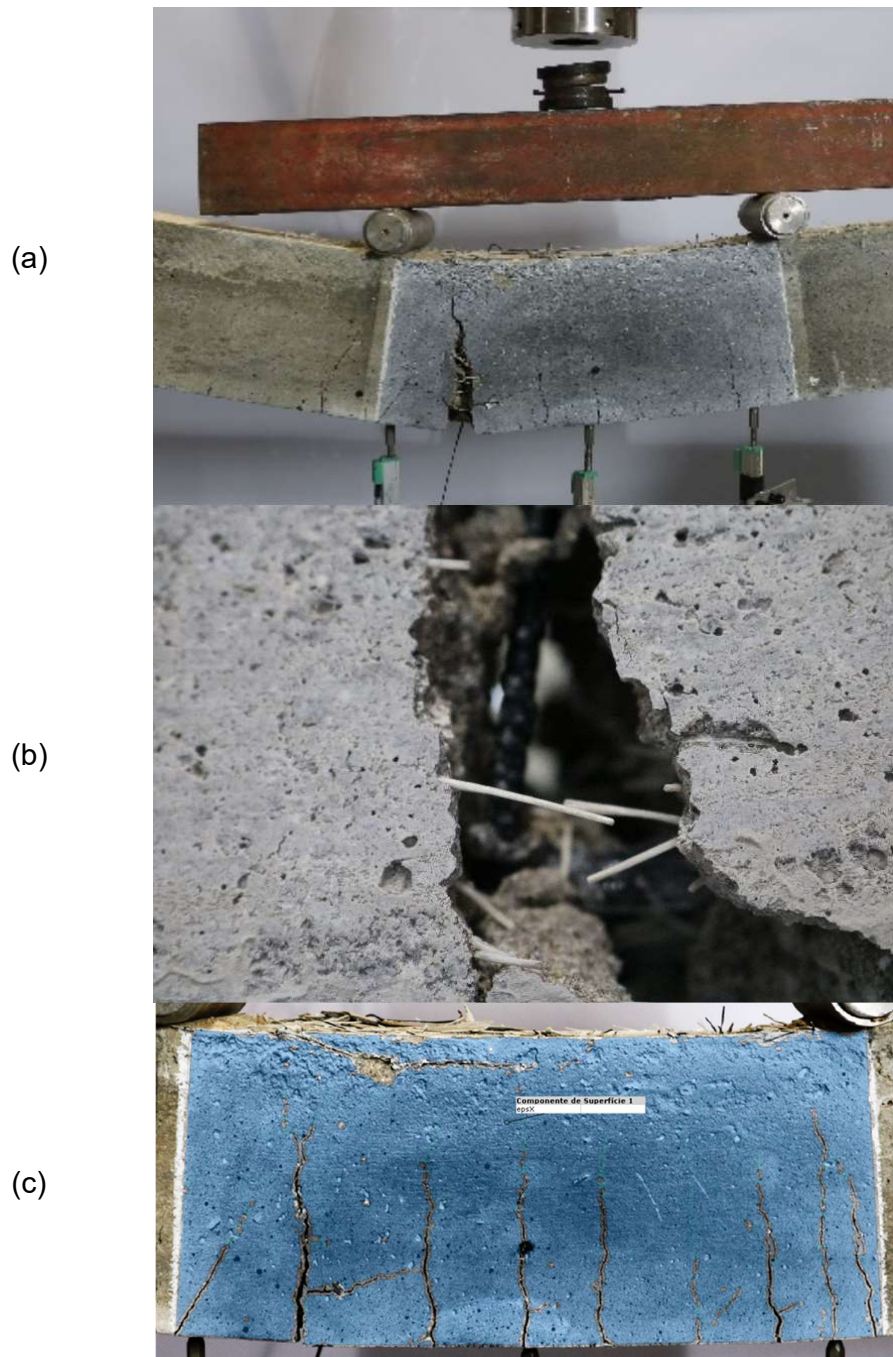


Figura 52. Modo de ruptura da viga BCF (a), detalhe do deslizamento das fibras de vidro AR na matriz cimentícia (b) e cunha na região de compressão (c).



Figura 53. Modo de ruptura da viga PSS por esmagamento do concreto na face comprimida.

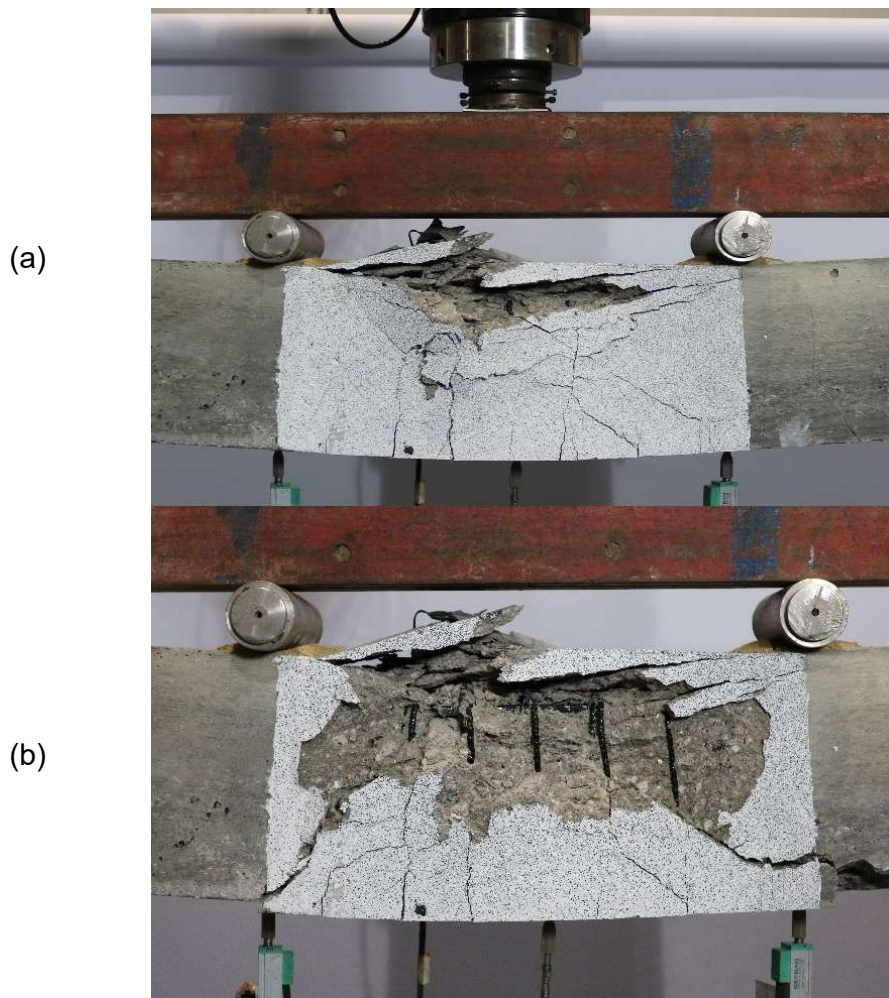


Figura 54. Modo de ruptura da viga PCS (a) e detalhe dos estribos de GFRP após o deslocamento da camada de cobertura.

(a)



(b)



Figura 55. Modo de ruptura da viga PSF (a) e detalhe do rompimento das fibras na direção longitudinal na região de formação da cunha.

(a)



(b)



Figura 56. Modo de ruptura da viga PCF (a), detalhe das barras longitudinais positivas de GFRP ainda íntegras (b).

4.4.2. Análise das Vigas Subarmadas

A Figura 57 apresenta os diagramas de força *versus* deflexão para as vigas subarmadas. A força representada no eixo y é referente à força aplicada pelo atuador na viga de distribuição. As deflexões foram obtidas por transdutores de deslocamentos (LVDT's) posicionados no centro da região de flexão pura.

A Figura 58 e a Figura 59 apresentam, respectivamente, os diagramas de momento fletor *versus* curvatura e momento fletor *versus* deformação da fibra mais comprimida da viga para as vigas subarmadas. A curvatura e a deformação foram obtidas por meio da análise digital de imagem (DIC) utilizando o *software* GOM Correlate. Todos os dados coletados foram obtidos na região central da viga, entre os pontos de aplicação de cargas.

Após a formação das fissuras, a viga BSF apresentou maior rigidez (ver Figura 57) quando comparada às demais vigas. Este aumento na rigidez pode ser atribuído ao efeito do enrijecimento à tração devido à adição das fibras de vidro AR. Este efeito também foi notado por Sá [11] ao adicionar fibras de polipropileno a vigas reforçadas com barras de GFRP. O mesmo comportamento não foi observado na viga BCF, que também possui adição de fibras de vidro AR. Possivelmente, isto pode estar relacionado a menor resistência do concreto desta viga, o que acarretou a

redução na rigidez do elemento estrutural. Ainda sobre a viga BCF, esta resistiu a carregamentos inferiores quando comparadas às outras vigas subarmadas. Isto ocorreu devido à menor resistência do concreto, o que fez com que a profundidade relativa da linha neutra fosse aumentada, o que acabou por reduzir o braço de alavanca entre a força de tração na barra e a de compressão no concreto, fazendo com que as tensões na barra fossem maiores que nas outras vigas.

A viga BCS apresentou comportamento próximo à viga BSS, possuindo uma resistência levemente superior, porém, não é possível afirmar que este aumento está relacionado ao efeito do confinamento.

Ao analisar a Figura 58 nota-se que há uma perda de rigidez da viga BCF próximo aos 10,5 kN.m de momento fletor aplicado, fato que não acontece com as outras vigas subarmadas. A Figura 60 apresenta uma comparação da região de flexão pura destas vigas para o momento fletor de 10,5 kN.m através de imagens obtidas por DIC. Nota-se, portanto, que esta perda de rigidez está relacionada ao início da formação da cunha de compressão nesta viga, apresentado na Figura 60d por um retângulo. Possivelmente, a formação da cunha de compressão prematura pode estar relacionada com uma redução na região comprimida desta viga e com a presença da armadura transversal, o que pode ter gerado uma descontinuidade na trajetória de tensão nesta região.

A Tabela 22 apresenta uma análise comparativa entre os resultados obtidos de forma experimental e calculados pela ACI 440-1R [2]. No dimensionamento, foram considerados a resistência a tração e o módulo de elasticidade das barras de GFRP ensaiadas no laboratório, a resistência à compressão do concreto utilizado na pesquisa, além de ser desconsiderado o fator relacionado à condição de exposição da barra, C_e . A resistência obtida pelo ensaio experimental foi 25,7% superior ao momento calculado pela ACI 440-1R [2] para a viga BSS.

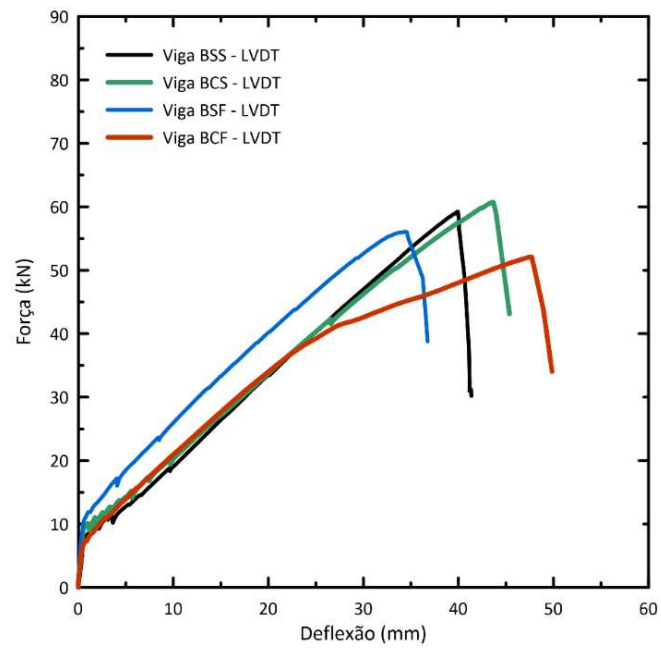


Figura 57. Diagrama força-deflexão para as vigas subarmadas.

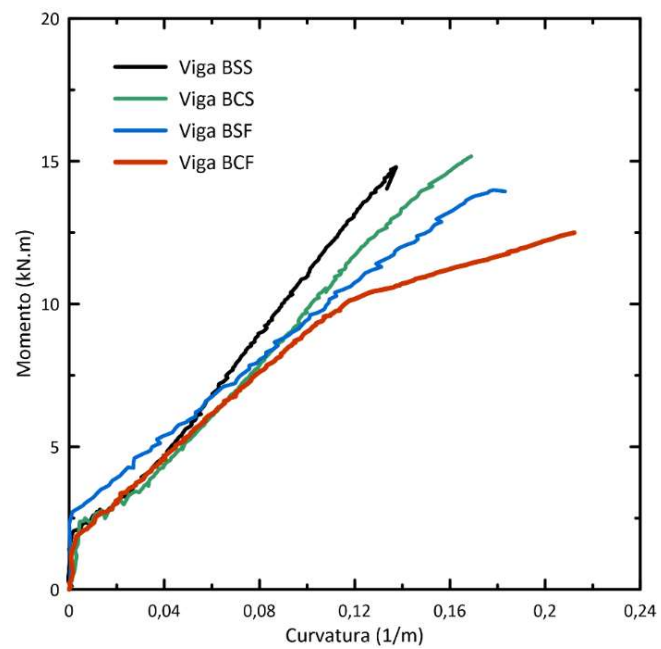


Figura 58. Diagrama momento-curvatura para as vigas subarmadas.

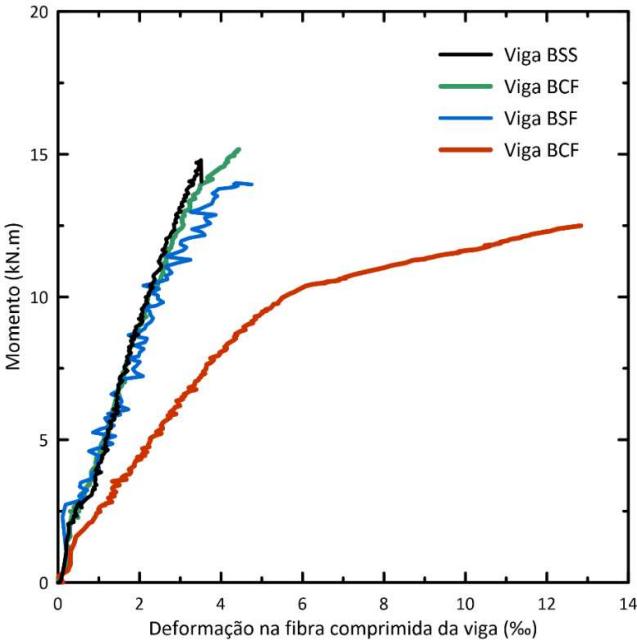


Figura 59. Diagrama momento-deformação na fibra comprimida para as vigas subarmadas.

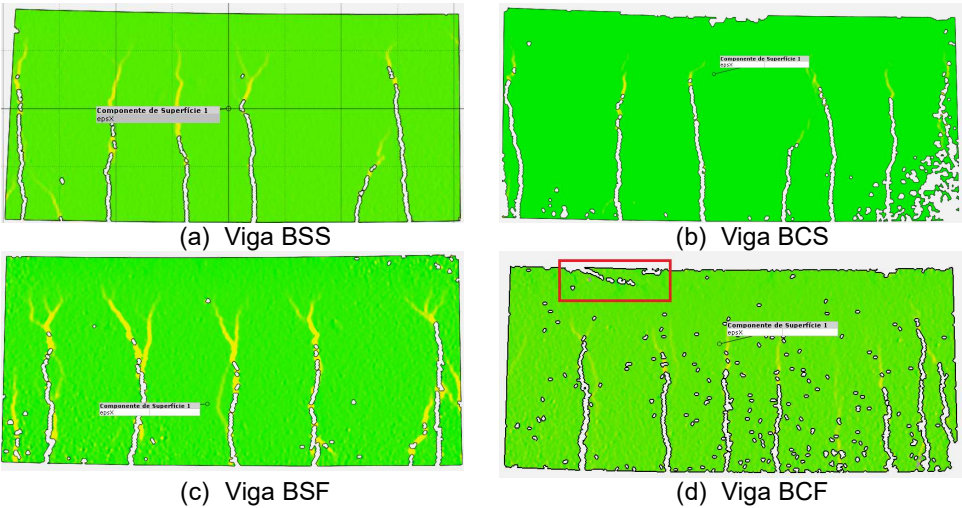


Figura 60. Análise da região de flexão pura para as vigas subarmadas submetidas ao momento fletor de 10,5 kN.m.

Tabela 22. Momentos fletores resistentes calculados pela ACI 440-1R e experimental para as vigas subarmadas.

Viga	Momento ACI 440-1R (kN.m)	Momento Experimental (kN.m)	Variação
BSS	11,77	14,8	25,70%
BCS	11,77	15,17	28,90%
BSF	11,77	13,99	18,90%
BCF	11,77	12,5	6,20%

4.4.3. Análise das Vigas Superarmadas

Para as vigas superarmadas, as deflexões das vigas foram registradas por meio de transdutores de deslocamentos posicionados na parte central inferior das vigas e comparados aos resultados da deflexão obtida por meio de DIC, a fim de validar o uso da correlação digital de imagem. A curvatura e a deformação também foram captadas por meio da análise digital de imagem (DIC) utilizando o software GOM Correlate. A deformação obtida pelos extensômetros utilizados nas vigas não apresentou resultados consistentes, possivelmente devido ao abaulamento do topo da viga sob compressão, e, portanto, foram desconsiderados nesta análise.

Os resultados obtidos para a deflexão das vigas por meio da análise digital de imagem foram satisfatórios para todas as vigas superarmadas. A viga PSS, apesar de possuir a ruptura comandada pelo concreto como recomendam as normas [1,2], apresentou comportamento frágil. Assim como a viga BSF, as vigas PSF e PCF apresentaram ganhos significativos de rigidez após a fissuração do concreto na região tracionada no terço central (ver Figura 61). Este aumento na rigidez está relacionado à capacidade das fibras dispersas de transferirem esforços entre fissuras, aumentando a participação da resistência do concreto na região fissurada, assim como notado por Sá [11] com as fibras de polipropileno.

A viga PSF foi capaz de manter um patamar de momento residual resistido satisfatório (ver Figura 62 e Figura 63), porém, este patamar foi inferior ao momento máximo resistido, evidenciando o comportamento de *deflection softening* obtido no ensaio de flexão em três pontos. A viga PSF apresentou ganho na capacidade resistente superior a 6% quando comparada a viga PSS. Já a viga PCS apresenta um patamar com aumento de força resistida, além desta viga apresentar maior curvatura, deflexão e rotação quando comparada a viga PSS. A viga PCF apresentou patamar com ganhos consistentes na resistência, curvatura e deflexão. Sua resistência última foi superior em mais de 27% quando comparada à viga PSS.

Ao analisar a Figura 62 percebe-se que há uma perda de linearidade no diagrama momento-curvatura para as vigas PSS, PCS e PCF ao atingir

o momento fletor de aproximadamente 20,5 kN.m, enquanto a viga PSF continua com o comportamento linear. Esta perda de linearidade nestas vigas está relacionada à formação da cunha de compressão, o que não acontece com a viga PSF, possivelmente devido ao enrijecimento à tração. A Figura 64 apresenta a análise do DIC para o momento de 20,5 kN.m para as vigas superarmadas, sendo possível notar que a viga PSF, representada pela Figura 64c, é a única onde não há a formação da cunha de compressão. A Tabela 23 apresenta uma análise comparativa entre os resultados de momentos fletores obtidos de forma experimental e calculados pela ACI 440-1R [2] para as vigas superarmadas. O momento resistido pela viga PSS, que teve a menor capacidade resistente, foi 33% superior ao momento previsto pela ACI 440-1R [2].

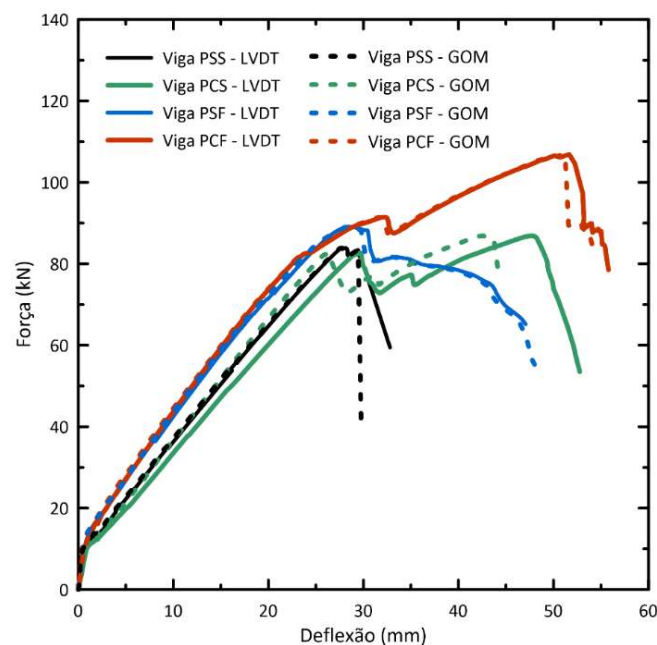


Figura 61. Diagrama força-deflexão para as vigas superarmadas.

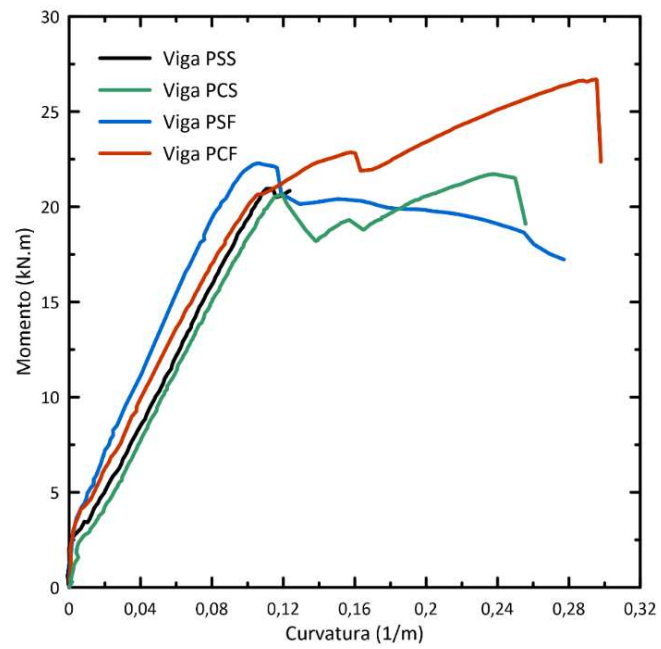


Figura 62. Diagrama momento-curvatura para as vigas superarmadas.

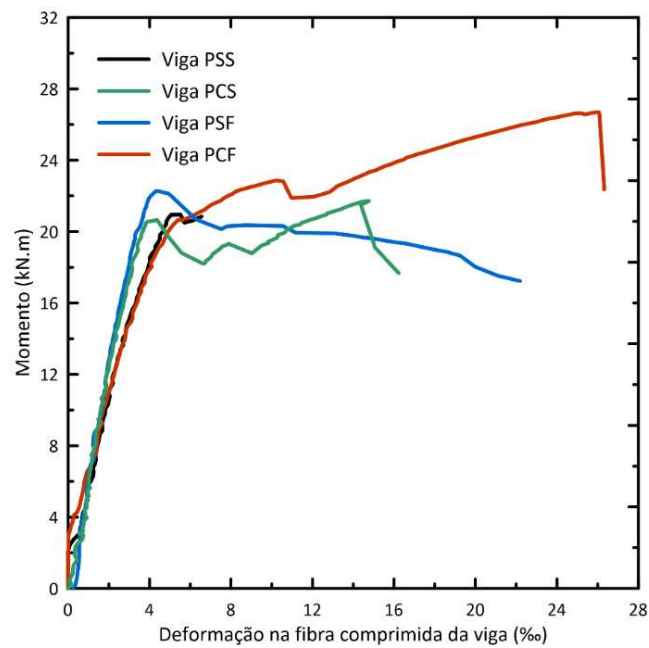


Figura 63. Diagrama momento-deformação na fibra comprimida para as vigas superarmadas.

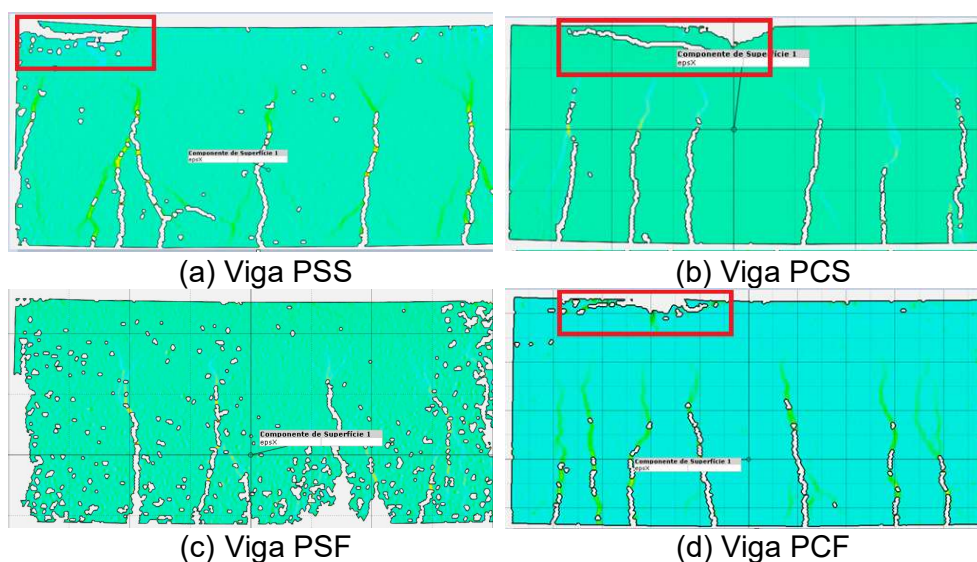


Figura 64. Análise da região de flexão pura para as vigas superarmadas submetidas ao momento fletor de 20,5 kN.m.

Tabela 23. Momentos fletores resistentes calculados pela ACI 440-1R e experimental para as vigas superarmadas.

Viga	Momento ACI 440-1R (kN.m)	Momento Experimental (kN.m)	Variação
PSS	15,73	20,95	33,20%
PCS	15,73	21,72	38,10%
PSF	15,73	22,28	41,70%
PCF	15,73	26,7	69,70%

4.4.4. Avaliação de Ductilidade nas Vigas

A ductilidade foi avaliada pelo método baseado em energia e pelo método baseado em deformação. Para o método baseado em energia, foi utilizado o índice de ductilidade (μ_E), modelo proposto por Naaman e Jeong [69], enquanto para o método baseado em deformação foi utilizado o fator de performance (μ_M), modelo proposto por Jaeger et al. [70]. Dois fatores de performance foram considerados para todas as vigas, um calculado utilizando os fatores de curvatura (μ_{MC}) e outro utilizando os fatores de deslocamento (μ_{MD}) (ver item 2.4.1.1).

4.4.4.1. Cálculo do índice de ductilidade (μ_E)

O cálculo do índice de ductilidade foi feito de acordo com item 2.4.1.1. Para as vigas subarmadas os resultados obtidos foram superiores

aos encontrados na literatura, não sendo condizentes com um real aumento na capacidade dúctil destas vigas. Este resultado pode ser justificado pela diferença entre a energia elástica real absorvida pelas vigas (Figura 65 para a viga BSF) e a energia elástica absorvida proposta pelo modelo de Naaman e Jeong [69] (Figura 66).

Para as vigas superarmadas os resultados foram satisfatórios com os encontrados na literatura, representando um incremento de ductilidade de 28,6% e 31,6% para as vigas PCS e PCF, respectivamente. Apesar da viga PSF ter sido capaz de manter uma carga residual de aproximadamente 90% da carga de pico para grandes deflexões, não houve um aumento significativo no índice de ductilidade desta viga. Isto se deve ao fato de o modelo considerar a carga de pico no cálculo. O modelo de Naaman e Jeong [69] para cálculo da energia elástica das vigas superarmadas foi satisfatório.

A Tabela 24 apresenta os valores determinados por meio da análise dos diagramas de força versus deflexão para as oito vigas isostáticas para traçar o diagrama da curva elástica (curva com inclinação S) para vigas de concreto reforçado com barras de FRP segundo o modelo proposto por Naaman e Jeong [69]. Os valores de cada variável são definidos pela Figura 20. A Tabela 25 apresenta a energia elástica absorvida pelas vigas – segundo o modelo proposto pelos autores –, a energia total absorvida pelas vigas e o índice de ductilidade para as vigas isostáticas.

Tabela 24. Valores utilizados para traçar a curva elástica para viga reforçadas com barras de FRP segundo Naaman e Jeong [69]. Os valores são definidos na Figura 20.

Viga	P1 (kN)	D1 (mm)	P2 (kN)	D2 (mm)	P _{ult} (kN)	D _{ult} (mm)	S1	S2	S
BSS	7,62	0,64	59,25	39,90	59,25	39,90	11,99	1,31	2,69
BCS	7,54	0,42	60,76	43,65	60,76	43,65	17,89	1,23	3,30
BSF	9,71	0,47	56,04	34,53	56,04	34,53	20,63	1,36	4,70
BCF	6,52	0,49	41,23	27,74	52,09	47,71	13,39	1,27	3,19
PSS	9,28	0,50	84,00	27,43	84,00	27,73	18,56	2,77	4,52
PCS	11,20	1,26	81,00	29,91	86,87	47,68	8,89	2,44	3,33
PSF	12,16	0,76	89,15	28,46	89,15	28,47	16,00	2,78	4,58
PCF	11,25	1,05	91,36	28,43	106,80	51,65	10,71	2,93	3,88

Tabela 25. Energia elástica ($E_{ELÁSTICA}$), energia total (E_{TOTAL}) absorvidas pelas vigas e índice de ductilidade (μ_M) segundo o modelo de Naaman e Jeong [69].

Viga	$E_{ELÁSTICA}$ (kN.mm)	E_{TOTAL} (kN.mm)	μ_M
BSS	653,2	1322,5	1,51
BCS	559,7	1550,3	1,88
BSF	334,1	1226,7	2,34
BCF	425,3	1644,2	2,43
PSS	780,8	1341,9	1,36
PCS	1133,6	2828,5	1,75
PSF	867,2	1532,0	1,38
PCF	1468,0	3800,2	1,79

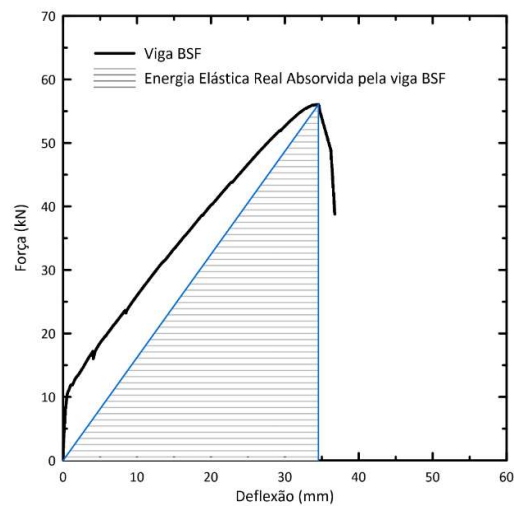
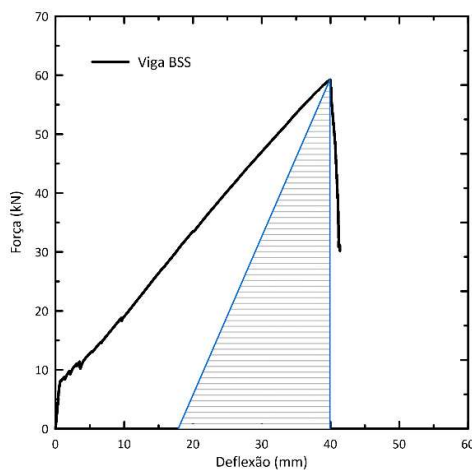
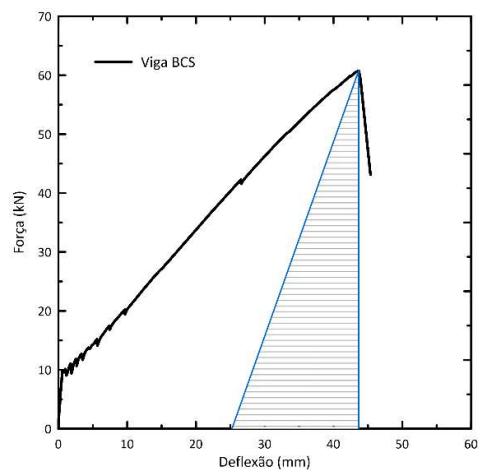


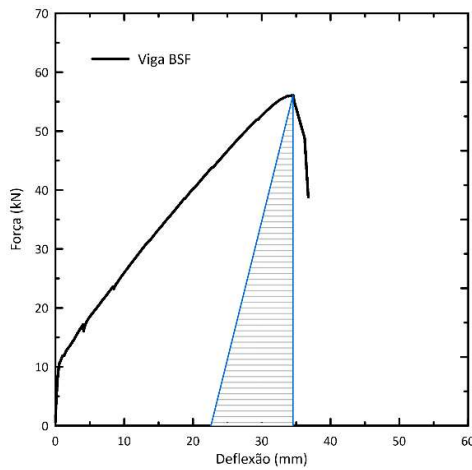
Figura 65. Energia elástica real absorvida pela viga BSF



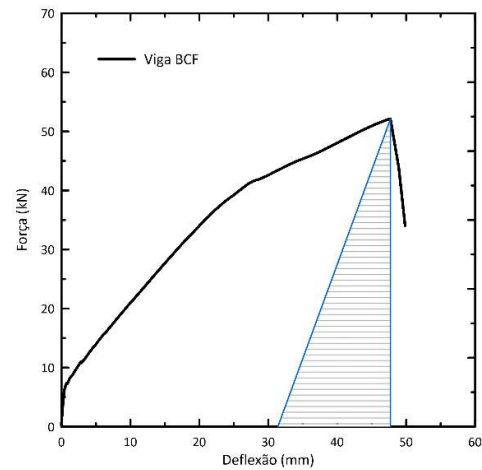
(a) Viga BSS



(b) Viga BCS

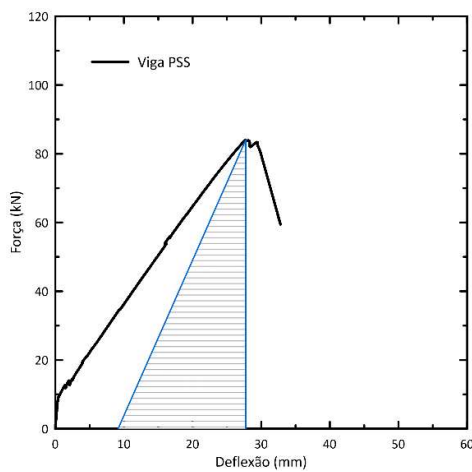


(c) Viga BSF

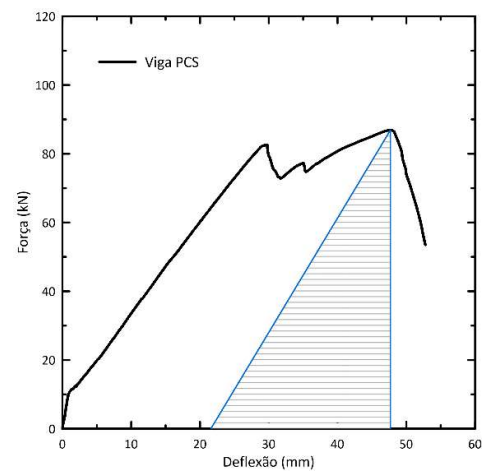


(d) Viga BCF

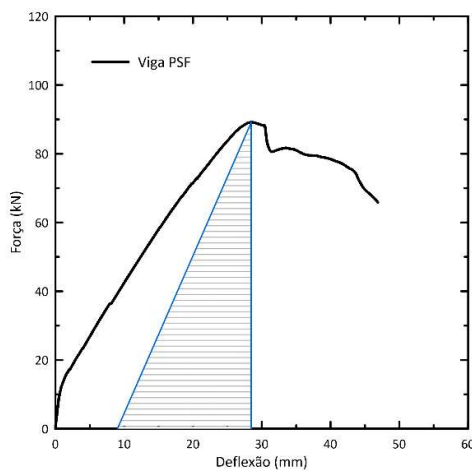
Figura 66. Energia elástica absorvida pelas vigas subarmadas segundo o modelo de Naaman e Jeong [66].



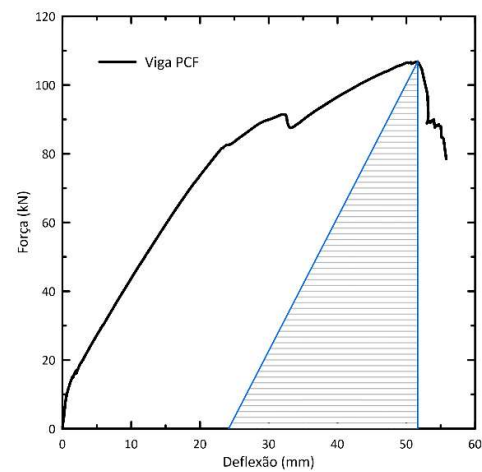
(a) Viga PSS



(b) Viga PCS



(c) Viga PSF



(d) Viga PCF

Figura 67. Energia elástica absorvida pelas vigas superarmadas segundo o modelo de Naaman e Jeong [66].

4.4.4.2.Cálculo do fator de performance por meio da curvatura (μ_{MC})

A Tabela 26 apresenta os resultados dos momentos e curvaturas para a deformação à compressão no concreto de 1‰, além dos momentos e curvaturas últimos para as vigas isostáticas ensaiadas. A Figura 68 e a Figura 69 apresentam os diagramas de momento-curvatura com os valores das curvaturas para, respectivamente, as vigas subarmadas e superarmadas. A Tabela 27 apresenta os fatores de força e de curvatura, além do fator de performance (μ_{MC}) para as vigas isostáticas.

A viga BCF apresentou comportamento diferente das demais vigas subarmadas. Como a resistência do concreto desta viga era aparentemente inferior à das outras, o concreto atingiu deformação à compressão de 1‰ mais cedo, o que levou a aumento nos fatores de força e curvatura (Tabela 27), mesmo o momento último resistido também sendo inferior. As demais vigas subarmadas apresentam momentos resistidos muito próximos para a deformação do concreto de 1‰, porém, a viga BSF apresenta um comportamento de enrijecimento à tração, fazendo com que sua curvatura seja um pouco inferior que as vigas BSS e BCS, o que é refletido um aumento de fator de performance desta viga. As vigas BSS e BCS tiveram comportamentos semelhantes, não apresentando diferenças notáveis relacionadas ao efeito do confinamento do concreto.

Por outro lado, para as vigas superarmadas, o confinamento por meio de estribos gerou resultados consistentes, estando relacionado, principalmente, a ganhos no fator de curvatura das vigas PCS e PCF. Assim como na viga BSF, as vigas PSF e PCF também apresentaram redução na curvatura para a deformação do concreto de 1‰, evidenciando o efeito do enrijecimento à tração e do aumento na profundidade da linha neutra quando comparado às vigas sem adições de fibras. A viga PSF teve um incremento de ductilidade de 31,6%, enquanto nas vigas PCS e PCF este incremento foi de, respectivamente, 90,0% e 191,9% quando comparadas à viga PSS, representando um melhor comportamento dúctil para as vigas com adições de fibras dispersas e confinamento.

A norma canadense de projetos de pontes e rodovias [71] determina que para vigas de concreto reforçado com barras de FRP o fator de

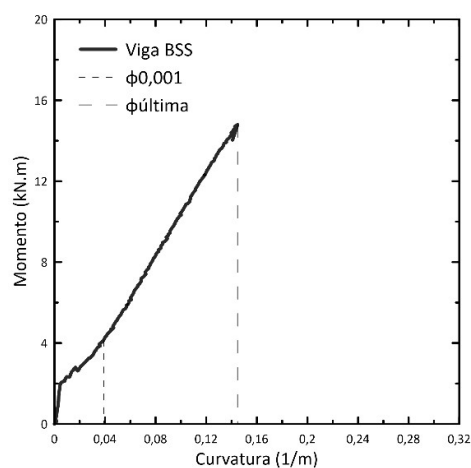
performance deve ser no mínimo de 4 para seções retangulares. Portanto, de acordo com esta norma, todas as vigas ensaiadas podem ser consideradas com níveis aceitáveis de ductilidade.

Tabela 26. Momento e curvatura referente à deformação de 1‰ do concreto comprimido ($M_{0,001}$ e $\phi_{0,001}$, respectivamente), e momento e curvatura última ($M_{\text{ÚLTIMO}}$ e $\phi_{\text{ÚLTIMO}}$, respectivamente).

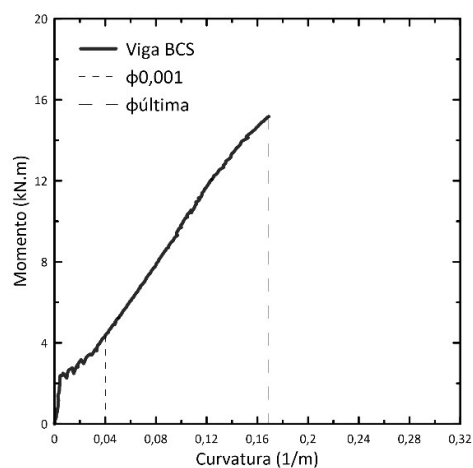
Viga	$M_{0,001}$ (kN.m)	$\phi_{0,001}$ (m ⁻¹)	$M_{\text{ÚLTIMO}}$	$\phi_{\text{ÚLTIMO}}$ (m ⁻¹)
BSS	4,15	0,039	14,80	0,145
BCS	4,35	0,040	15,17	0,169
BSF	4,45	0,027	13,99	0,178
BCF	2,56	0,012	12,50	0,216
PSS	5,61	0,023	20,95	0,114
PCS	5,39	0,027	21,72	0,238
PSF	5,20	0,020	22,28	0,116
PCF	6,57	0,022	26,70	0,295

Tabela 27. Fator de força (C_s), fator de curvatura (C_c) e fator de performance (μ_{mc}).

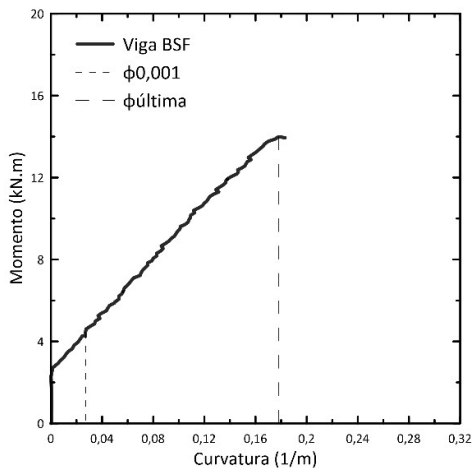
Viga	C_s	C_c	μ_{mc}
BSS	3,57	3,72	13,26
BCS	3,48	4,22	14,70
BSF	3,14	6,60	20,75
BCF	4,88	18,25	89,03
PSS	3,73	4,94	18,46
PCS	4,03	8,71	35,09
PSF	4,28	5,67	24,30
PCF	4,06	13,26	53,89



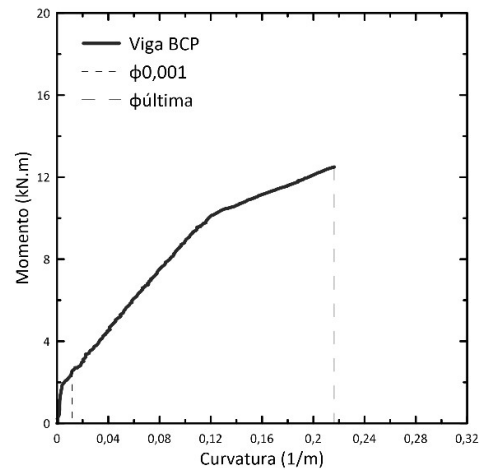
(a) Viga BSS



(b) Viga BCS

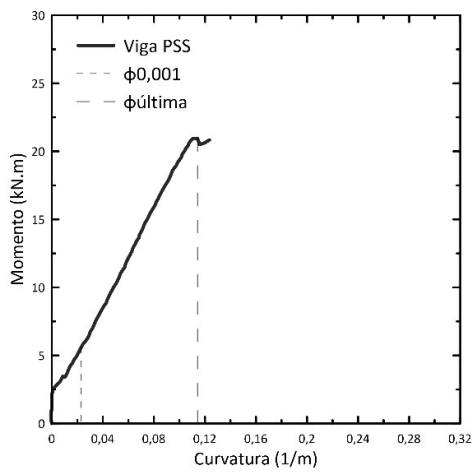


(c) Viga BSF

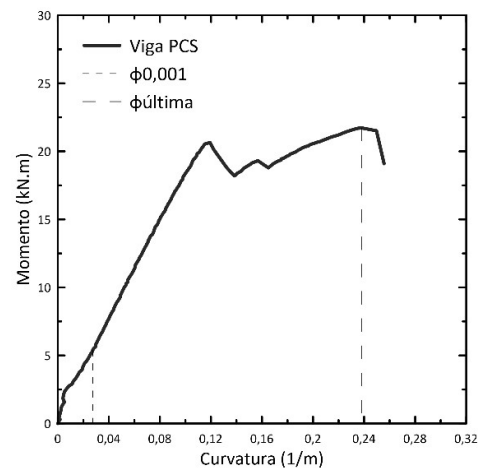


(d) Viga BCF

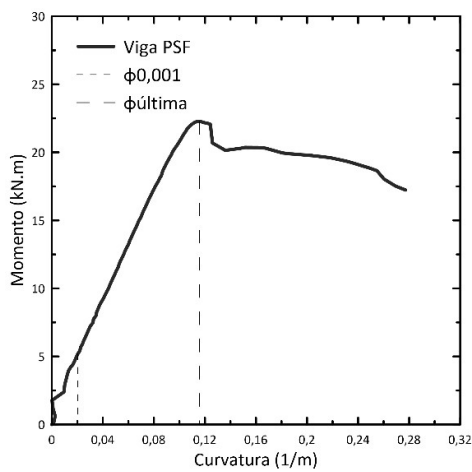
Figura 68. Curvatura referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e curvatura referente ao momento máximo para as vigas subarmadas.



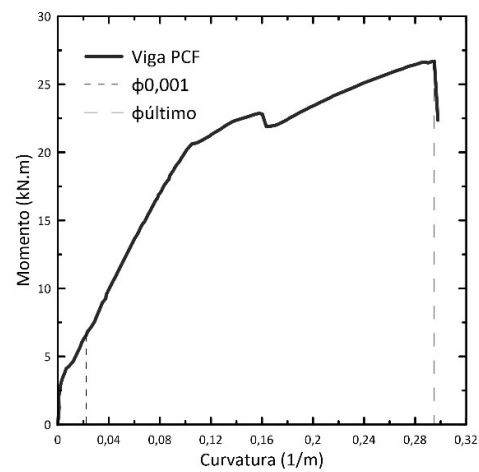
(a) Viga PSS



(b) Viga PCS



(c) Viga PSF



(d) Viga PCF

Figura 69. Curvatura referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e curvatura referente ao momento máximo para as vigas superarmadas.

4.4.4.3.Cálculo do fator de performance utilizando a deflexão (μ_{MD})

A Tabela 28 apresenta os resultados dos momentos e deflexões para a deformação à compressão no concreto de 1‰, além dos momentos e deflexões últimos para as vigas isostáticas ensaiadas. A Figura 70 e a Figura 71 apresentam os diagramas de força-deflexão com os valores das deflexões para, respectivamente, as vigas subarmadas e superarmadas. A Tabela 29 apresenta os fatores de força e de deslocamento, além do fator de performance (μ_{MD}) para as vigas isostáticas.

Assim como na análise feita no item 4.4.4.2, as vigas PSF, PCF e BSF, com adição de fibras dispersas de vidro AR, apresentaram deflexões inferiores quando comparadas as suas respectivas vigas de referência. Este fato está relacionado ao enrijecimento à tração pela adição das fibras, conforme abordado no item anterior. A viga BCF apresentou deflexão inferior à viga BSS, porém, esta redução foi causada pela redução no momento resistido, causado, possivelmente, pela menor resistência do concreto nesta viga. Assim como na análise pelo fator de performance utilizando a curvatura (μ_{MC}), a viga BSF teve um pequeno incremento na sua capacidade dúctil provido pelo enrijecimento à tração.

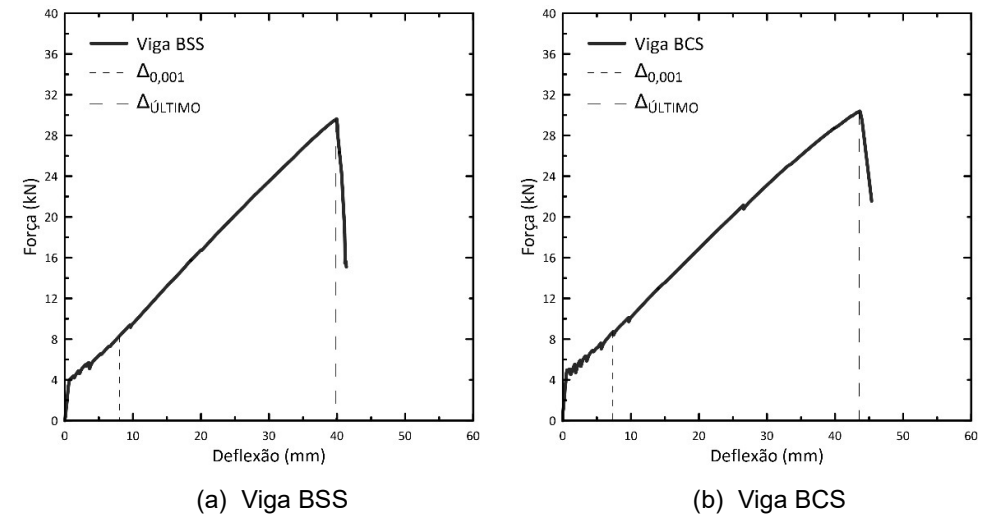
Ao contrário da análise do fator de performance utilizando-se da curvatura, o fator de performance utilizando-se da deflexão apresentou um maior incremento de ductilidade na viga PSF, 88,9%, do que na viga PCS, 61,2%, quando comparadas à viga de referência PSS. Ao analisar a Tabela 28 e a Tabela 29, verifica-se que o fator de força (C_s) para as duas vigas é próximo, e que a maior diferença está relacionada ao fator de deslocamento (C_D). Apesar da deflexão última da viga PCS ser quase o dobro da viga PSF, a deflexão inicial é quase que a metade devido ao enrijecimento à tração gerado pela adição das fibras dispersas. O incremento de ductilidade na viga PCF foi de 114,3% quando compara à viga PSS.

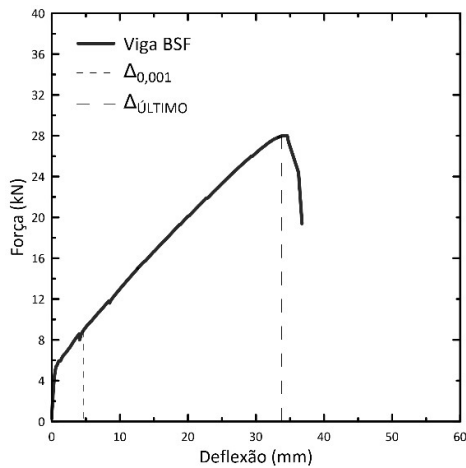
Tabela 28. Momento e deflexão referente à deformação de 1‰ do concreto comprimido ($M_{0,001}$ e $\Delta_{0,001}$, respectivamente), e momento e curvatura última ($M_{\text{ÚLTIMO}}$ e $\Delta_{\text{ÚLTIMO}}$, respectivamente).

Viga	$M_{0,001}$ (kN.m)	$\Delta_{0,001}$ (mm)	$M_{\text{ÚLTIMO}}$ (kN.m)	$\Delta_{\text{ÚLTIMO}}$ (mm)
BSS	4,15	8,02	14,80	39,84
BCS	4,35	7,34	15,17	43,53
BSF	4,45	4,61	13,99	33,78
BCF	2,56	2,40	12,50	43,29
PSS	5,61	5,07	20,95	28,20
PCS	5,39	5,75	21,72	47,75
PSF	5,20	3,13	22,28	28,61
PCF	6,57	4,72	26,70	51,64

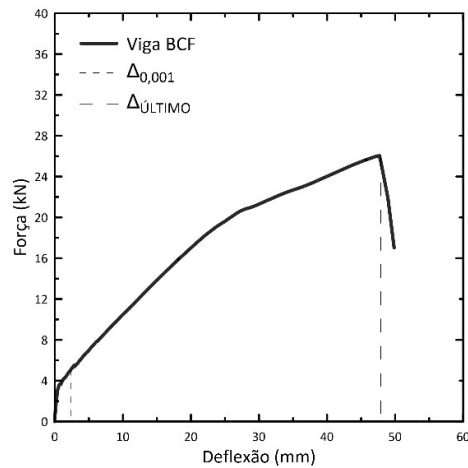
Tabela 29. Fator de força (C_s), fator de deslocamento (C_D) e fator de performance (μ_{MD}).

Viga	C_s	C_D	μ_{MD}
BSS	3,57	4,97	17,71
BCS	3,48	5,93	20,65
BSF	3,14	7,32	23,01
BCF	4,88	18,01	87,87
PSS	3,73	5,55	20,74
PCS	4,03	8,30	33,43
PSF	4,28	9,13	39,12
PCF	4,06	10,94	44,44



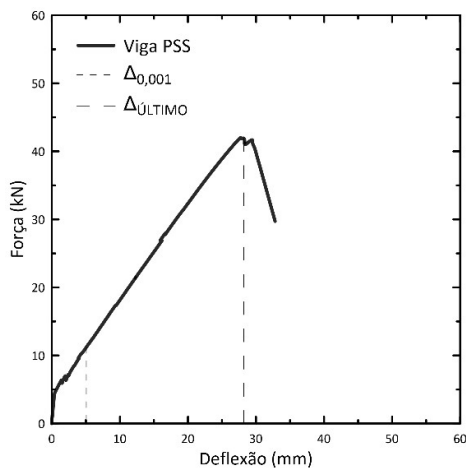


(c) Viga BSF

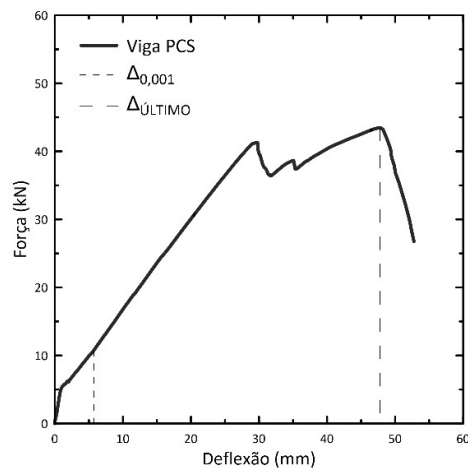


(d) Viga BCF

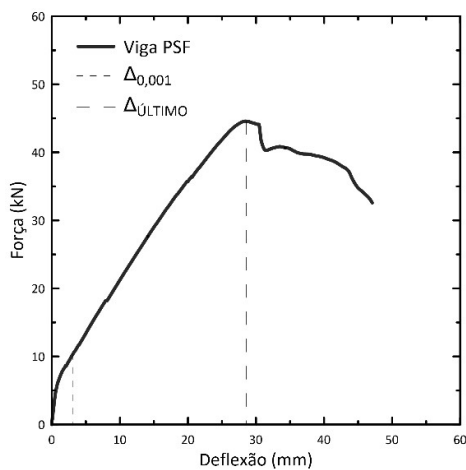
Figura 70. Deflexão referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e deflexão referente ao carregamento máximo para as vigas subarmadas.



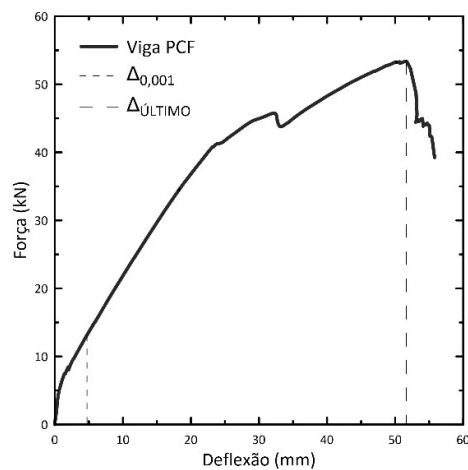
(a) Viga PSS



(b) Viga PCS



(c) Viga PSF



(d) Viga PCF

Figura 71. Deflexão referente à deformação à compressão de 1‰ do concreto e deflexão referente ao carregamento máximo para as vigas superarmadas.

4.5. Ensaio de Vigas Hiperestáticas

4.5.1. Modo de Ruptura

As vigas hiperestáticas foram dimensionadas segundo a ACI 440-1R 2015 [2] para suportarem carregamento total aplicado de 160kN, não sendo considerada nenhuma redistribuição de esforços. Para este carregamento, as vigas foram consideradas superarmadas tanto no centro dos vãos quanto no apoio central. A taxa de armadura no centro dos vãos foi superior à taxa de armadura no apoio central. Entretanto, diferente do desejado, todas as vigas tiveram ruptura por cisalhamento, impossibilitando uma conclusão definitiva com relação a capacidade total à flexão. Ainda assim, observações relevantes quanto à distribuição de esforços puderam ser feitas.

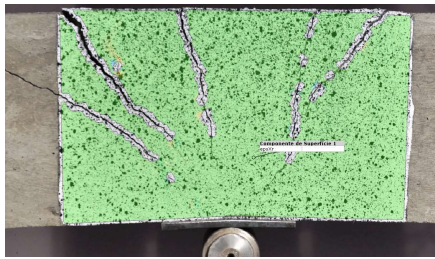
A viga HC4S resistiu a um carregamento aplicado de 210 kN, tendo sua ruptura comandada por cisalhamento no centro do vão, região com estribos de GFRP. A ruptura por cisalhamento ocorreu de forma brusca. A Figura 72 apresenta as fissuras formadas nas vigas e a Figura 73 apresenta o plano de cisalhamento após a ruptura, com detalhe para o estribo de GFRP rompido.

A viga HC8S apresentou resistência de 100 kN, tendo sua ruptura acontecendo de forma brusca por cisalhamento na região próxima a um dos apoios de extremidade. Nesta região, o espaçamento entre os estribos foi maior que no restante da viga, com isso, o plano de cisalhamento aconteceu entre o espaçamento dos estribos de aço, (conforme mostrado na Figura 74), o que levou a falha prematura desta viga. Devido à ruptura prematura da viga HC8S, esta viga não será considerada nas próximas análises.

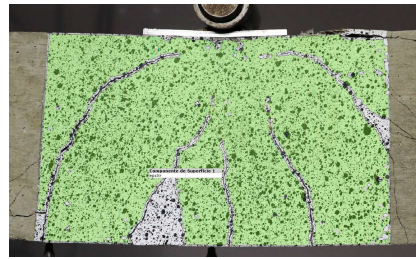
A viga HC4F resistiu a um carregamento aplicado de 222 kN, e sua ruptura aconteceu de forma brusca por cisalhamento entre um dos pontos de aplicação de carga e o apoio de extremidade, conforme apresentado na Figura 75.



(a)



(b)

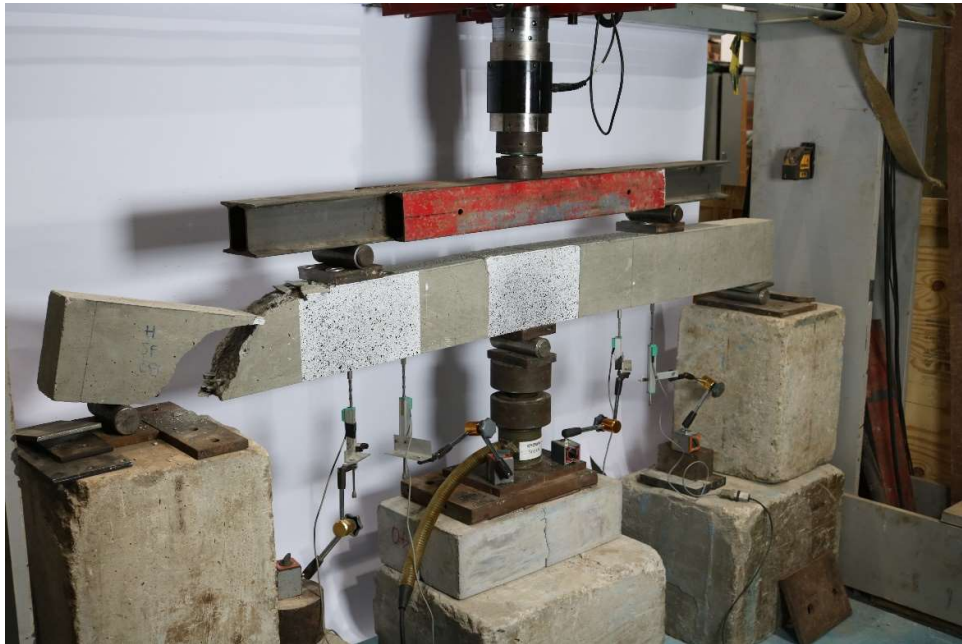


(c)

Figura 72. Fissuração na viga HC4F (a), e detalhe da fissura no apoio central (b) e no centro do vão (c).



Figura 73. Detalhe do plano de cisalhamento da viga HC4S, com a ruptura do estribo de GFRP nesta região.



(a)



(b)

Figura 74. Modo de ruptura da viga HC8S.

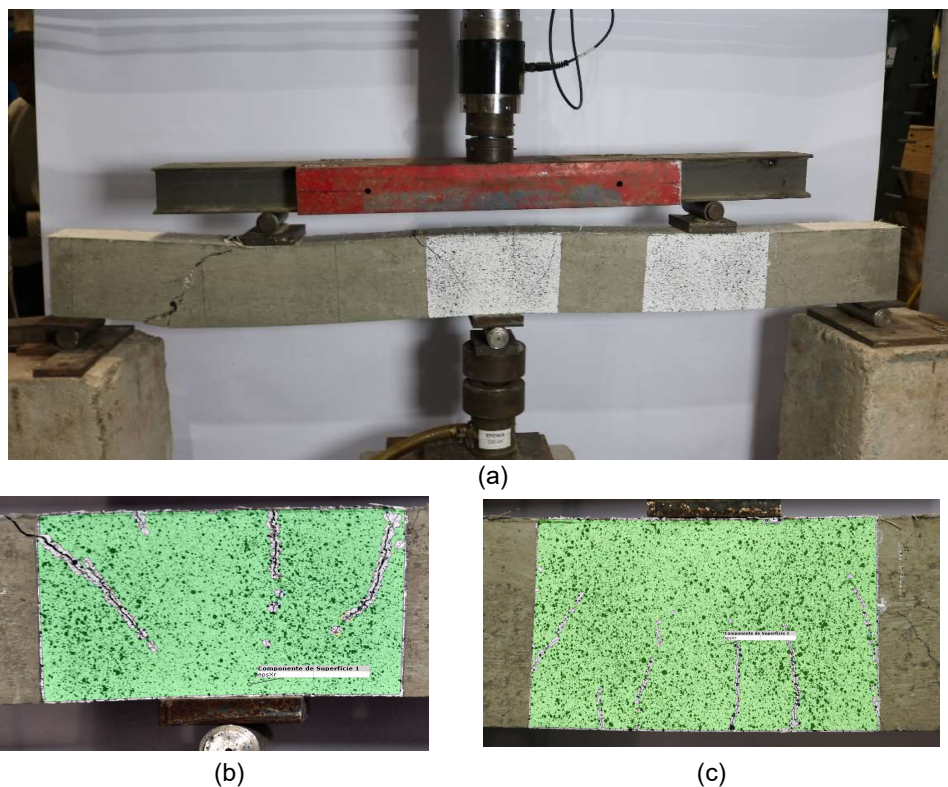


Figura 75. Modo de ruptura da viga HC4F (a), e fissuração no apoio central (b) e no centro do vão (c).

4.5.2. Análise das vigas hiperestáticas

A Figura 76 apresenta o diagrama força em cada ponto de aplicação de carga *versus* deflexão para os dois vãos das vigas HC4S e HC4F. A viga HC4F apresentou deflexões inferiores às da viga HC4S. Assim como nas vigas isostáticas com adição de fibras dispersas, houve um enrijecimento à tração gerado pela transferência de tensões entre as fissuras, o que aumentou a rigidez da viga HC4F quando comparado à viga HC4S.

A Figura 77 apresenta a porcentagem das reações no apoio central e nos apoios de extremidade ao longo do tempo de ensaio. A reação no apoio central é inferior à reação esperada segundo o modelo elástico desconsiderando a fissuração, enquanto nos apoios de extremidade a reação é superior à considerada pelo modelo elástico. Estas mudanças estão relacionadas à variação na taxa de armadura superior e inferior utilizadas nas vigas. Como a taxa de armadura inferior é maior, a rigidez

fissurada nesta região também é maior, fazendo com que haja uma redistribuição dos momentos resistidos pelas vigas após a fissuração.

A Tabela 30 compara os resultados esperados pelo modelo elástico desconsiderando a fissuração com os obtidos experimentalmente. No centro do vão, houve um aumento no momento de 32% para a viga HC4S e de 34% para a viga HC4F. No apoio central, a redução no momento fletor foi de 64% para a viga HC4S e de 68% para a viga HC4F (ver Figura 78). Como a ruptura das vigas aconteceu por cisalhamento, não é possível analisar a real influência das fibras na redistribuição de momento.

Além disso, ao se analisar a taxa de reação no apoio (Figura 77), nota-se que a fase inicial apresentou um comportamento distinto para as duas vigas analisadas. Isto ocorreu devido à mudança na chapa utilizada no ponto de apoio central entre os dois ensaios. Para a viga HC4S, foi utilizado uma chapa fina (ver Figura 72c), que foi amassada devido à ruptura brusca da viga. Para a viga HC4F foi utilizada uma chapa mais espessa (ver Figura 74a). Com o aumento da altura no apoio central, foram necessários alguns ajustes nos apoios de extremidade. Entretanto, estes ajustes foram menores do que o necessário, o que só foi notado ao início do experimento ao observar que a célula de carga, à princípio, não estava recebendo nenhum carregamento. Conforme a viga foi fletindo na região central, a célula de carga passou a receber carregamento, e tendo o comportamento semelhante à viga HC4F no decorrer do ensaio.

Ainda analisando-se a Figura 77, é relevante ressaltar que há uma mudança no comportamento das vigas entre 1400 e 1500 segundos, parecendo haver uma nova redistribuição para as vigas. Para a viga HC4S, há uma redução na reação de apoio central e um aumento nas reações de apoio das extremidades, o que parece indicar um princípio de falha no trecho do vão central, com perda de rigidez nesta região. Para a viga HC4F acontece o oposto, há um aumento na reação de apoio central e uma redução nas reações de apoio das extremidades, indicando uma perda de rigidez próxima ao apoio. Portanto, nota-se que a resistência ao cortante, assim como a armadura longitudinal, também possui influência sobre a redistribuição dos esforços.

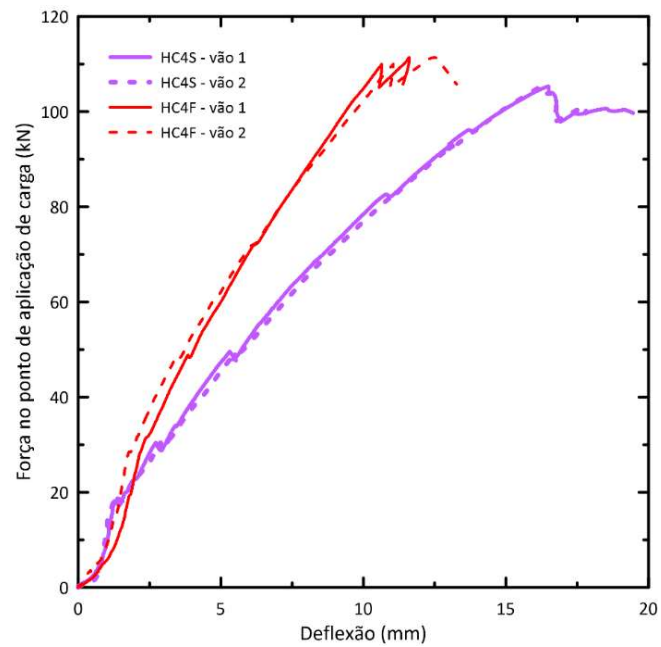


Figura 76. Diagrama força no ponto de aplicação de carga por deflexão para as vigas hiperestáticas.

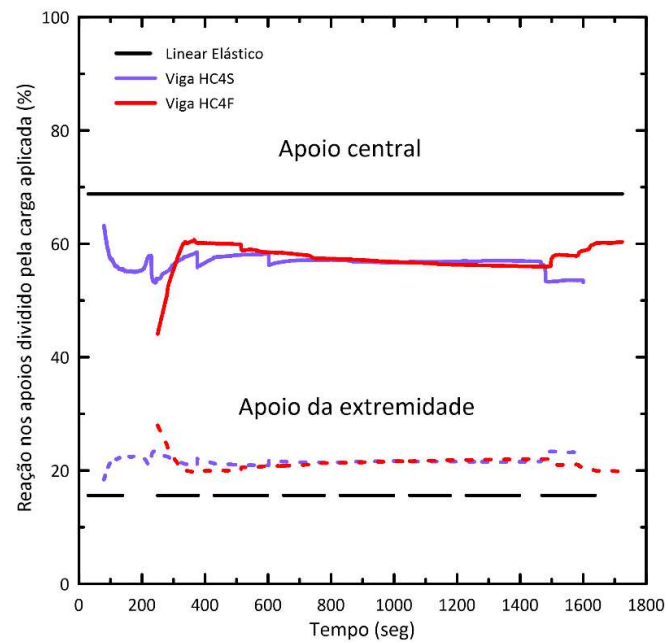


Figura 77. Porcentagem da reação no apoio central e nos apoios de extremidade ao longo do tempo.

Tabela 30. Momento elástico e experimento resistido pelas vigas HC4S e HC4F.

Viga	Carga última (kN)	Momento último experimental (kN.m)		Momento último elástico (kN.m)		Redistribuição de momento	
		Centro do vão	Apoio central	Centro do vão	Apoio central	Centro do vão	Apoio central
HC4S	210,62	20,45	6,85	15,61	18,81	32%	-64%
HC4F	222,80	22,04	6,38	16,51	19,90	34%	-68%

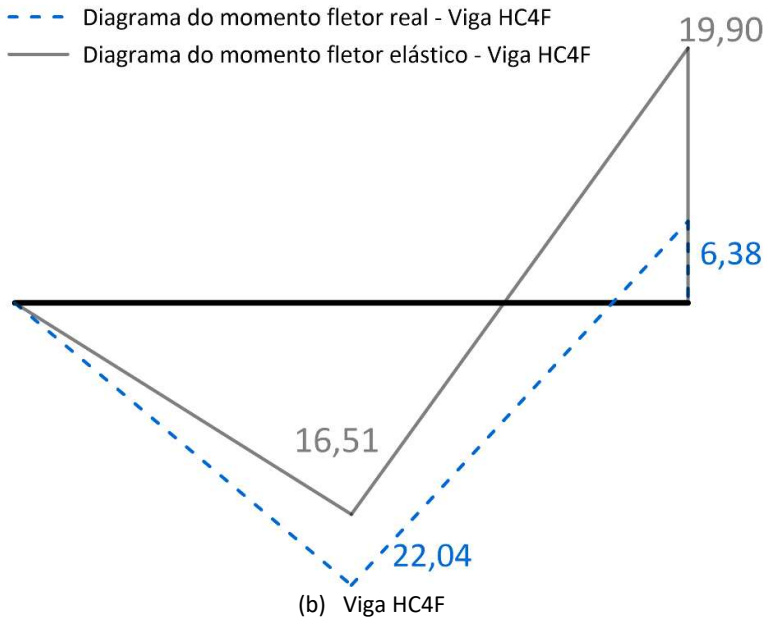
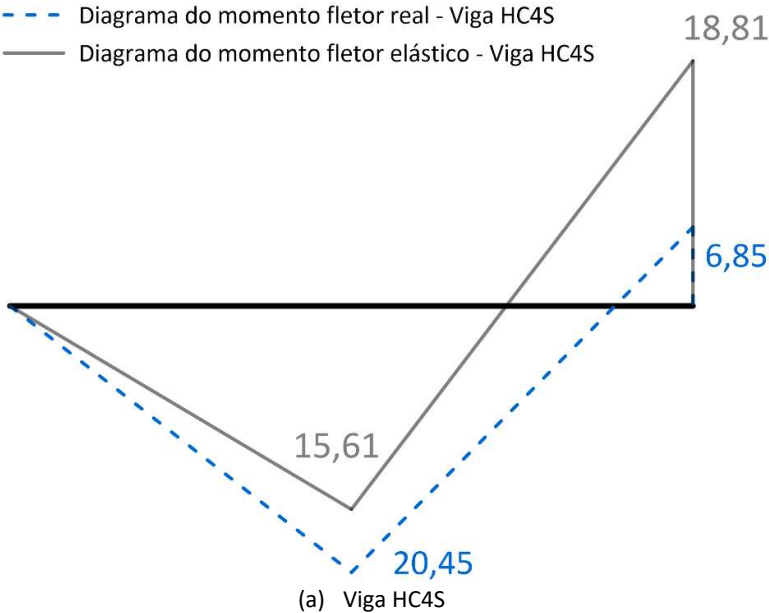


Figura 78. Diagrama do momento fletor real e elástico para as vigas HC4S (a) e HC4F (b).

5. CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou uma revisão bibliográfica de barras FRP e de concreto reforçado por fibras dispersas. Foram abordados os seus desenvolvimentos históricos, as suas propriedades físicas e mecânicas, os seus mecanismos de transferência de esforços e o comportamento estrutural de forma individual e conjunta para o concreto reforçado com barras de FRP e fibras dispersas.

Nesta pesquisa foi avaliado o incremento de ductilidade em vigas isostáticas de concreto reforçado com barras de GFRP submetidas ao ensaio de quatro pontos. Para melhorar o comportamento dúctil dos elementos estruturais, foram avaliados a adição de fibras de vidro AR e o confinamento por meio da adição de estribos de GFRP na região crítica. Em uma segunda etapa foi avaliado a capacidade de redistribuição de momento fletor em vigas hiperestáticas de dois vãos, armadas com barras de GFRP e submetidas a cargas pontuais no centro de cada vão, por meio da configuração adequada das armaduras longitudinais e das estratégias de ductilidade avaliadas nas vigas isostáticas.

O programa experimental teve início com a caracterização dos materiais a serem utilizados. Para barras de GFRP foram realizados ao todo sete ensaios de tração direta em barras de 8 mm e 10 mm de diâmetro. A resistência à tração e o módulo de elasticidade das barras de GFRP obtidos por meio dos ensaios foram superiores à resistência e ao módulo de elasticidade garantidos pelo fornecedor. A ruptura das barras aconteceu próximo às extremidades dos tubos metálicos de 15 cm, evidenciando um acúmulo de tensões nesta região. O aumento do comprimento do tubo e a utilização de um tubo metálico mais largo, talvez melhorem o resultado obtido.

Para o concreto, foi feita a caracterização à nível dos materiais utilizados para sua produção, com ensaios de distribuição granulométrica dos agregados graúdos e miúdos. Para avaliar a capacidade de transferência de carregamentos entre fissuras pelas fibras foram realizados ensaios de tração na flexão em prismas de concreto. As fibras de vidro AR de 52 mm de comprimento com revestimento polimérico de resina éster

vinílica (AR-Glass-MiniBars) apresentou uma resistência residual no ensaio satisfatória, com seu comportamento sendo definido do tipo *deflection softening*. Para as primeiras fibras ensaiadas, sem o revestimento polimérico, não foi notada nenhuma capacidade de transferir esforços entre fissuras. Não foram realizados ensaios de caracterização específicos para as fibras de vidro AR de 52 mm (AR-Glass-MiniBars), para o cimento CP-II-F, e para o aditivo ADV 753, sendo utilizados os dados fornecidos pelos fabricantes para estes produtos.

À nível do produto pós mistura dos seus componentes, foram avaliados a consistência do concreto fresco por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone para o concreto com e sem adição de fibras dispersas. O abatimento do tronco de cone para o concreto com e sem adição de fibras foi satisfatório. Para o concreto endurecido foram realizados ensaios de compressão axial e tração na flexão em prismas de concreto, sendo este utilizado para avaliar a capacidade de transferência de esforços entre fissuras das fibras, como explicado no parágrafo anterior. A resistência à compressão, assim como o módulo de elasticidade à compressão, obtidas pelos ensaios de compressão axial foram próximas para o concreto com e sem adição de fibras, com resistência média de aproximadamente 38 MPa e módulo de elasticidade aproximado de 25,5 GPa.

À nível estrutural, todas as vigas isostáticas subarmadas apresentaram ruptura brusca comandada pela barra de GFRP. A adição de fibras e o confinamento não alterou de forma expressiva o comportamento das vigas subarmadas, apesar de a viga BSF ter apresentado enrijecimento à tração após o início da formação de fissuras. A viga BCF apresentou falha na concretagem, o que dificulta uma análise comparativa com as outras vigas subarmadas. O índice de ductilidade (μ_E) não se mostrou uma boa alternativa para avaliação da ductilidade nas vigas subarmadas devido à diferença entre a energia elástica real absorvida e a energia elástica absorvida proposta pelo modelo. O fator de performance utilizando a curvatura (μ_{MC}) apresentou, considerável aumento na capacidade dúctil da viga BSF devido a uma redução na curvatura para a deformação de 1‰ do concreto comprimido, que está relacionada com o enrijecimento à tração

apresentado por esta viga. As vigas BSS e BCS tiveram comportamentos próximos. Para o fator de performance utilizando a deflexão (μ_{MD}) a mesma análise pode ser considerada, a viga BSF obteve um incremento de ductilidade de 30%, sendo este atribuído à menor deflexão na deformação de 1‰ do concreto comprimido desta viga, ocorrido devido ao enrijecimento à tração. Todas as vigas subarmadas apresentaram fator de performance superior ao limite mínimo para seções retangulares previsto pela norma canadense de projetos de pontes e rodovias [71].

Para as vigas isostáticas superarmadas, foi feita a comparação entre as deflexões registradas pelos transdutores de deslocamento vertical e pela análise digital de imagem. Os resultados foram satisfatórios para todas as vigas. Nas vigas superarmadas, a viga PSS foi a única a apresentar ruptura brusca, mesmo sendo esta comandada pelo esmagamento do concreto. A viga PCS apresentou um aumento no seu momento resistido, apresentado ganhos expressivos com o confinamento no terço central. Na viga PSF houve um significativo aumento na carga residual da viga, apesar desta não ser superior à carga de pico resistida pela viga antes do esmagamento do concreto na região superior da viga. A viga PCF apresentou o melhor comportamento, com aumento superior a 27% na capacidade de carga, além de maior capacidade de deflexão e maior curvatura, quando comparado à viga PSS. As vigas com adição de fibras, assim como a viga BSF, apresentaram enrijecimento à tração. A avaliação da ductilidade das vigas superarmadas por meio do índice de ductilidade (μ_E) se mostrou satisfatória, com aumentos significativo na capacidade dúctil das vigas com confinamento no terço central (PCS e PCF). Diferente das vigas subarmadas, a energia elástica absorvida pelas vigas se mostrou próxima a energia elástica real absorvida para estas vigas. Assim como o cálculo por meio do índice de ductilidade (μ_E), o fator de performance por meio da curvatura (μ_{MC}) também apresentou resultados satisfatórios, com ganhos expressivos para as vigas com confinamento. Diferente dos resultados dos métodos citados acima, o fator de performance por meio da deflexão (μ_{MD}) apresentou melhor resultado para a viga com adição de fibras dispersas, PSF, do que para a viga com confinamento, PCS. Esta diferença

está relacionada a menores deflexões na viga PSF na deformação de 1‰ do concreto comprimido, podendo esta ser atribuída ao enrijecimento à tração gerada pela adição de fibras.

Portanto, para as vigas subarmadas conclui-se que o fator de performance por meio da curvatura (μ_{MC}) foi o método que apresentou resultados mais consistentes. Para as vigas superarmadas, o método do fator de performance por meio da curvatura (μ_{MC}) e do índice de ductilidade (μ_E) tiveram melhores resultados.

As vigas hiperestáticas apresentaram reforço deficiente de armadura transversal na região próxima aos apoios. O espaçamento entre estribos foi de 17 cm, o que permitiu que fosse formada uma fissura inclinada de cisalhamento na região entre estribos. Além disto, a viga HC8S apresentou ruptura prematura, fazendo com que sua análise fosse desprezada.

Apesar do problema no dimensionamento dos elementos estruturais, as vigas HC4S e HC4F apresentaram capacidade de redistribuição de momento fletor no centro dos vãos superior a 30%, confirmando ser possível que esta redistribuição de momento ocorra devido à variação na taxa de armadura na seção crítica. O efeito do confinamento e da adição de fibras não puderam ser avaliados devido ao modo de ruptura ter ocorrido de forma diferente da esperada. Assim como nas vigas isostáticas, a adição de fibras dispersas resultou em um comportamento de enrijecimento à tração devido à transferência de esforços entre as fissuras.

5.1. Sugestões para trabalhos futuros

- Ensaios em vigas isostáticas com adição de fibras que levem ao comportamento de *deflection hardening* no ensaio de tração na flexão;
- Ensaios em vigas isostáticas com variação da armadura transversal de confinamento;
- Ensaios em vigas hiperestáticas com variadas taxas de armaduras superior e inferior nas zonas críticas;
- Realização de ensaios em vigas hiperestáticas com confinamento por estribos de GFRP posicionados nas seções críticas;

- Avaliar uma possível modificação nas fórmulas de dimensionamento de vigas para o ELU presentes na ACI-440-1R.

REFERÊNCIAS

- [1] Fib Bulletin 40. FRP reinforcement in RC structures. Bull 40 Int Fed Struct Concr 2007:160.
- [2] ACI Committee 440. ACI 440.1R-15 Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) bars. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute; 2015.
- [3] CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers. Canadian Standards Association; 2002.
- [4] Callister WD, Rethwisch DG. Materials Science and Engineering: An Introduction. vol. 1. 7th ed. NY: John Wiley & Sons, Inc.; 2002.
- [5] NGO T-D. Introduction to Composite Materials. 2020.
- [6] Nanni A, De Luca A, Jawaheri Zadeh H. Reinforced Concrete with FRP Bars. CRC press; 2014. <https://doi.org/10.1201/b16669>.
- [7] Bahadur S. Analysis and Design of FRP Reinforced Concrete Structures. 2014.
- [8] Abedini M, Akhlaghi E, Mehrmashhadi J, Mussa MH, Ansari M, Momeni T. Evaluation of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymers Bars: A Review. J Asian Sci Res 2017;7:165–75. <https://doi.org/10.18488/journal.2.2017.75.165.175>.
- [9] Benmokrane B, Chaallal O, Masmoudi R. Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures. Constr Build Mater 1995;9:353–64. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00048-8](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00048-8).
- [10] BAKIS CE. FRP reinforcement: materials and manufacturing. Elsevier; 1993.
- [11] Sá FRG de, Cardoso DCT, Silva F de A. Influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de elementos estruturais de concreto armado com barras de GFRP. Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2018.
- [12] You YJ, Park KT, Seo DW, Hwang JH. Tensile Strength of GFRP Reinforcing Bars with Hollow Section. Adv Mater Sci Eng 2015;2015. <https://doi.org/10.1155/2015/621546>.
- [13] Bank LC. Properties of FRP Reinforcements for Concrete. Elsevier B.V.; 1993. <https://doi.org/10.1016/b978-0-444-89689-6.50007-0>.
- [14] Achillides Z, Pilakoutas K. Bond Behavior of Fiber Reinforced Polymer Bars under Direct Pullout Conditions. J Compos Constr 2004;8:173–81. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2004\)8:2\(173\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2004)8:2(173)).
- [15] Mohamed HM, Afifi MZ, Benmokrane B. Performance Evaluation of Concrete Columns Reinforced Longitudinally with FRP Bars and

Confined with FRP Hoops and Spirals under Axial Load. *J Bridg Eng* 2014;19:04014020. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000590](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000590).

- [16] Alnajmi L, Abed F. Evaluation of FRP bars under compression and their performance in RC columns. *Materials (Basel)* 2020;13:1–19. <https://doi.org/10.3390/ma13204541>.
- [17] Elmessalami N, El Refai A, Abed F. Fiber-reinforced polymers bars for compression reinforcement: A promising alternative to steel bars. *Constr Build Mater* 2019;209:725–37. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.105>.
- [18] DUTTA PK. Low-temperature compressive strength of glass-fiber-reinforced polymer composites 1994.
- [19] Karbhari VM, Chin JW, Hunston D, Benmokrane B, Juska T, Morgan R, et al. Durability Gap Analysis for Fiber-Reinforced Polymer Composites in Civil Infrastructure. *J Compos Constr* 2003;7:238–47. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2003\)7:3\(238\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2003)7:3(238)).
- [20] Robert M, Cousin P, Benmokrane B. Behaviour of GFRP reinforcing bars subjected to extreme temperatures. *Proceedings, Annu Conf - Can Soc Civ Eng* 2009;3:1587–96. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000092](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000092).
- [21] Karbhari VM, Rivera J, Zhang J. Low-temperature hygrothermal degradation of ambient cured E-glass/vinylester composites. *J Appl Polym Sci* 2002;86:2255–60. <https://doi.org/10.1002/app.11205>.
- [22] Kumahara S., Masuda Y, Tanano H, Shimizu A. Tensile strength of continuous fiber bar under high temperature. *Spec Publ* 1993;138:731–42.
- [23] Hajiloo H, Green MF, Gales J. Mechanical properties of GFRP reinforcing bars at high temperatures. *Constr Build Mater* 2018;162:142–54. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.025>.
- [24] Wang YC, Wong PMH, Kodur V. An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures. *Compos Struct* 2007;80:131–40. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2006.04.069>.
- [25] Figueiredo, A.D; Tanesi, J.; Ninc AZ. Concreto com fibras de polipropileno (CFP) | *Téchne. Tecnologia* 2002:engenharia-civi.
- [26] Mehta, P. K.; Monteiro P. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. vol. 1. Third Edit. McGraw-Hill Education; 2015. <https://doi.org/10.1036/0071462899>.
- [27] ACI 544.1R-02. Report on Fiber Reinforced Concrete. *Concr Int* 2002;6:15–27.
- [28] Naaman AE. Fiber reinforced concrete: five decades of progress 2018:35–56. <https://doi.org/10.21452/bccm4.2018.02.01>.

- [29] Brandt AM. Cement-based composites: materials, mechanical properties, and performance. CRC press; 2005.
- [30] De Figueiredo AD, Ceccato MR. Workability analysis of steel fiber reinforced concrete using slump and ve-be test. *Mater Res* 2015;18:1284–90. <https://doi.org/10.1590/1516-1439.022915>.
- [31] Betterman LR, Ouyang C, Shah SP. Fiber-Matrix Interaction in Microfiber-Reinforced Mortar 1995;7355.
- [32] Maidl B. *Stahlfaserbeton* 1991.
- [33] DE FIGUEIREDO AD. *Concreto com fibras de aço*. EPUSP; 2000.
- [34] Diamond S, Huang J. The ITZ in concrete - A different view based on image analysis and SEM observations. *Cem Concr Compos* 2001;23:179–88. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(00\)00065-2](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(00)00065-2).
- [35] Bentur A, Mindess S. *Fibre reinforced cementitious composites*. vol. 10. CRC press; 2006. [https://doi.org/10.1016/0010-4361\(79\)90446-4](https://doi.org/10.1016/0010-4361(79)90446-4).
- [36] Manfredi RP, Silva F de A, Cardoso DCT. *Propriedades mecânicas e dimensionamento de estruturas de concreto reforçadas com fibras de aço*. Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2020.
- [37] Mills RH. Preferential precipitation of calcium hydroxide on alkali-resistant glass fibres. *Cem Concr Res* 1981;11:689–97. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(81\)90027-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(81)90027-2).
- [38] LÖFGREN I. *Fibre-reinforced concrete for industrial construction*. Göteborg: Chalmers; 2005.
- [39] Pereira EV, Silva F de A. *Influência de Fibras de Aço no Comportamento Mecânico e nos Mecanismos de Fissuração de Concretos Autoadensáveis*. Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2017.
- [40] Alwan JM, Naaman AE, Hansen W. Pull-out work of steel fibers from cementitious composites: Analytical investigation. *Cem Concr Compos* 1991;13:247–55. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(91\)90030-L](https://doi.org/10.1016/0958-9465(91)90030-L).
- [41] Colin D. Johnston. *Fiber-Reinforced Cements and Concretes*. vol. 3. 2001.
- [42] Liu J, Jia Y, Wang J. Experimental Study on Mechanical and Durability Properties of Glass and Polypropylene Fiber Reinforced Concrete. *Fibers Polym* 2019;20:1900–8. <https://doi.org/10.1007/s12221-019-1028-9>.
- [43] Fantilli AP, Mihashi H, Vallini P. Multiple cracking and strain hardening in fiber-reinforced concrete under uniaxial tension. *Cem Concr Res* 2009;39:1217–29. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.020>.

- [44] EN 14651. Test method for metallic concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). 2005.
- [45] ABNT NBR 169940. Concreto reforçado com fibras — Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) — Método de ensaio. vol. 16940. 2021.
- [46] ASTM C1609/C1609M. Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading). ASTM C1609/C1609M, Am Soc Test Mater Int West Conshohocken, PA, USA 2012.
- [47] JCISF4. Method of tests for flexural strength and flexural toughness of fiber reinforced concrete. Japan Concr Institute, Tokyo, Japan 1994.
- [48] ASTM C1550. Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (using centrally loaded round panel). ASTM C1550, Am Soc Test Mater Int West Conshohocken, PA, USA n.d.
- [49] Conforti A, Minelli F, Plizzari GA, Tiberti G. Comparing test methods for the mechanical characterization of fiber reinforced concrete. *Struct Concr* 2018;19:656–69. <https://doi.org/10.1002/suco.201700057>.
- [50] Naaman AE, Reinhardt HW. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Mater Struct Constr* 2006;39:547–55. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9103-2>.
- [51] Wille K, El-Tawil S, Naaman AE. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. *Cem Concr Compos* 2014;48:53–66. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015>.
- [52] Yan F, Lin Z, Yang M. Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: A review. *Compos Part B Eng* 2016;98:56–69. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.04.068>.
- [53] Chaallal O, Benmokrane B. Pullout and bond of glass-fibre rods embedded in concrete and cement grout. *Mater Struct* 1993;26:167–75. <https://doi.org/10.1007/BF02472934>.
- [54] Cosenza E, Manfredi G, Realfonzo R. Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete. *J Compos Constr* 1997;1:40–51. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(1997\)1:2\(40\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(1997)1:2(40)).
- [55] AIELLO, M.; LEONE, M.; PECCE M. Bond performances of FRP rebars-reinforced concrete. *J Mater Civ Eng* 2007;19 n. 3:205–13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19).
- [56] Malvar LJ. Bond stress-slip characteristics of FRP rebars. *Nav Facil Eng Serv Cent Port Hueneme CA* 1994.
- [57] COSENZA E, MANFREDI G, REALFONZO R. Analytical modelling

of bond between frp reinforcing bars and concrete. Non-Metallic Reinf. Concr. Struct. Proc. Second Int. RILEM Symp., CRC press; 1995, p. 164.

- [58] Wight JK, MasGregor JG. REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design. Pearson Education Inc; 2012.
- [59] Sooriyaarachchi H, Pilakoutas K, Byars E. Tension Stiffening Behavior of GFRP-Reinforced Concrete. *Am Concr* 2005:975–90.
- [60] Kharal Z, Sheikh S. Tension stiffening and cracking behavior of glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete. *ACI Mater J* 2017;114:299–310. <https://doi.org/10.14359/51689420>.
- [61] Ashour AF. Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with GFRP bars. *Constr Build Mater* 2006;20:1005–15. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.06.023>.
- [62] NANNI A. Flexural behavior and design of RC members using FRP reinforcement. *J Struct Eng* 1993;119:151.
- [63] Kassem C, Farghaly AS, Benmokrane B. Evaluation of Flexural Behavior and Serviceability Performance of Concrete Beams Reinforced with FRP Bars. *J Compos Constr* 2011;15:682–95. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000216](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000216).
- [64] Wang H, Belarbi A. Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. *Constr Build Mater* 2011;25:2391–401. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.040>.
- [65] Metwally IM. Evaluation of existing model for predicting of flexural behaviour of GFRP- Reinforced concrete members. *APFIS 2009 - Asia-Pacific Conf FRP Struct* 2009:343–52.
- [66] BENTUR A, MINDESS S, BANTHIA N. The interfacial transition zone in fibre reinforced cement and concrete. *RILEM Rep* 1999:89–122.
- [67] El Zareef MA, El Madawy ME. Effect of glass-fiber rods on the ductile behaviour of reinforced concrete beams. *Alexandria Eng J* 2018;57:4071–9. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2018.03.012>.
- [68] Issa MS, Metwally IM, Elzeiny SM. Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars. *Eng Struct* 2011;33:1754–63. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.014>.
- [69] NAAMAN AE, JEONG SM. STRUCTURAL DUCTILITY OF CONCRETE BEAMS PRESTRESSED WITH FRP TENDONS. *Non-Metallic Reinf Concr Struct Proc Second Int RILEM Symp* 1995:379.
- [70] JAEGER LG, MUFTI AA, TADROS G. The concept of the overall performance factor in rectangular-section reinforced concrete members. *Proc 3rd Int Symp Non-Metallic Reinf Concr Struct Sapporo, Japan* 1997:551–9.

- [71] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION et al. CSA Standard S6-00. 2000.
- [72] Michele Theriaule and Brahim Benmokrane~:Z Member A. Effects of Frp Reinforcement Ratio and Concrete Strength. *J Compos Constr* 1998;2:7–16.
- [73] VIJAY P V., GANGARAO HV. Bending behavior and deformability of glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete members. *Struct J* 2001;98:834–42.
- [74] El Refai A, Abed F, Al-Rahmani A. Structural performance and serviceability of concrete beams reinforced with hybrid (GFRP and steel) bars. *Constr Build Mater* 2015;96:518–29. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.063>.
- [75] AIELLO, Maria Antonietta OMBRES L. Structural performances of concrete beams with hybrid (fiber-reinforced polymer-steel) reinforcements. *J Compos Constr* 2002;6:133–40.
- [76] Leung HY, Balendran R V. Flexural behaviour of concrete beams internally reinforced with GFRP rods and steel rebars. *Struct Surv* 2003;21:146–57. <https://doi.org/10.1108/02630800310507159>.
- [77] Qu W, Zhang X, Huang H. Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Hybrid (GFRP and Steel) Bars. *J Compos Constr* 2009;13:350–9. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000035](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000035).
- [78] Safan MA. Flexural behavior and design of steel-GFRP reinforced concrete beams. *ACI Mater J* 2013;110:677–85. <https://doi.org/10.14359/51686335>.
- [79] El-Mogy M, El-Ragaby A, El-Salakawy E. Flexural Behavior of Continuous FRP-Reinforced Concrete Beams. *J Compos Constr* 2010;14:669–80. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000140](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000140).
- [80] Lopes S, Carmo R, Bernardo L. Plastic rotation capacity of reinforced concrete beams. *Proc 3rd Int Conf Concr Futur - "Recent Adv Concr Technol Concr Struct* 2017;36:37–48.
- [81] Matos B, Correia JR, Castro LMS, França P. Structural response of hyperstatic concrete beams reinforced with GFRP bars: Effect of increasing concrete confinement. *Compos Struct* 2012;94:1200–10. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.10.021>.
- [82] EL-MOGY MAT. Behaviour of Continuous Concrete Beams Reinforced with FRP Bars. University of Manitoba, 2011.
- [83] El-Mogy M, El-Ragaby A, El-Salakawy E. Effect of Transverse Reinforcement on the Flexural Behavior of Continuous Concrete Beams Reinforced with FRP. *J Compos Constr* 2011;15:672–81. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000215](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000215).
- [84] Kara IF, Ashour AF. Moment redistribution in continuous FRP

reinforced concrete beams. *Constr Build Mater* 2013;49:939–48.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.094>.

- [85] Grace NF, Soliman AK, Abdel-Sayed G, Saleh KR. Behavior and Ductility of Simple and Continuous FRP Reinforced Beams. *J Compos Constr* 1998;2:186–94. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(1998\)2:4\(186\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(1998)2:4(186)).
- [86] Habeeb MN, Ashour AF. Flexural Behavior of Continuous GFRP Reinforced Concrete Beams. *J Compos Constr* 2008;12:115–24. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2008\)12:2\(115\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2008)12:2(115)).
- [87] Baša N, Ulićević M, Zejak R. Experimental research of continuous concrete beams with GFRP reinforcement. *Adv Civ Eng* 2018;2018. <https://doi.org/10.1155/2018/6532723>.
- [88] Khorasani AMM, Esfahani MR, Sabzi J. The effect of transverse and flexural reinforcement on deflection and cracking of GFRP bar reinforced concrete beams. *Compos Part B Eng* 2019;161:530–46. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.12.127>.
- [89] ABNT NBR NM 52. Agregado miúdo determinação de massa específica e específica aparente.pdf 2009.
- [90] ABNT NBR NM 248. Agregados - Determinação da composição granulométrica 2003.
- [91] ABNT NBR NM 7211. Agregados para concret - Especificação 2009.
- [92] ABNT NBR NM 53. Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água 2003:1–8.
- [93] <https://reforcetech.com/wp-content/uploads/2016/12/AR-Glass-MiniBars.pdf> n.d.
- [94] BAUER LAF. Materiais de construção: novos materiais para construção civil. 2000.
- [95] ABNT NBR NM 67. Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: Abnt Nbr Nm 671998 1998:8.
- [96] NBR 5738. Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Assoc Bras Normas Técnicas 2015:9.
- [97] NBR 5739. Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos n.d.
- [98] ASTM D3916-08. Standard Test Method for Tensile Properties of Pultruded Glass-Fiber-Reinforced 2002;08:3–6. <https://doi.org/10.1520/D3916-08R16.2>.
- [99] GOM: Precise Industrial 3D METROLOGY. GOM CORRELATE n.d.