



CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO HÍBRIDAS: ASPECTOS MATERIAIS E ESTRUTURAIS

Dimas Alan Strauss Rambo

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(es): Romildo Dias Toledo Filho
Flávio de Andrade Silva

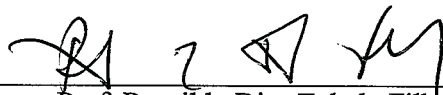
Rio de Janeiro
Maio de 2012

CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO
HÍBRIDAS: ASPECTOS MATERIAIS E ESTRUTURAIS

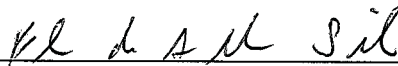
Dimas Alan Strauss Rambo

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

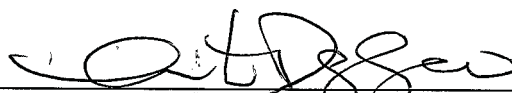
Examinada por:



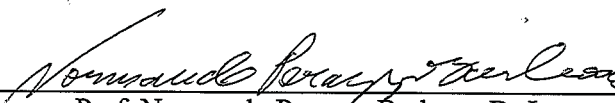
Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.



Prof. Flávio de Andrade Silva, D.Sc.



Prof. Antonio Domingues de Figueiredo, D.Sc.



Prof. Normando Perazzo Barbosa, Dr.Ing.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2012

Rambo, Dimas Alan Strauss

Concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço
híbridas: aspectos materiais e estruturais / Dimas Alan Strauss

Rambo. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2012.

XXVII, 158 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Romildo Dias Toledo Filho

Flávio de Andrade Silva

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de
Engenharia Civil, 2012.

Referências Bibliográficas: p. 145-158.

1. Concreto autoadensável. 2. Desempenho mecânico. 3.
Fibras de aço. 4. Hibridização do reforço fibroso. 5. Ensaios
estruturais. 6. Round Panel Test. 7. Análises em elementos
finitos. I. Toledo Filho, Romildo Dias, *et al.* II. Universidade
Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia
Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas fizeram parte desta gratificante etapa transcorrida em minha vida. Foram mais de dois anos, onde cada um, a seu modo, colaborou para que eu alcançasse meus objetivos.

Primeiramente, agradeço a Deus, pelo dom da vida e por sua presença nos momentos bons e nos momentos difíceis, sempre me iluminando e me guiando pelos caminhos corretos.

Aos professores e orientadores Romildo Toledo e Flávio Silva, sempre presentes, participativos e entusiasmados com o trabalho. Agradeço-lhes pela competência, pela paciência e pela confiança em mim depositada.

Aos meus pais Valzir e Marisa. Vocês foram a base de tudo: do que sou e do que conquistei. Muitíssimo obrigado. Amo muito vocês.

A minha irmã Fabiana e ao meu cunhado Eduardo, pelo incentivo e pelo carinho.

A minha namorada Isabel, pela paciência e pelo constante apoio.

A todos os meus familiares e amigos que, de forma indireta, auxiliaram na conclusão deste estudo.

A toda equipe de profissionais/amigos do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ: Adailton, Flávio, Clodoaldo, Santiago, Flávio Sarquis, Júlio, Alessandro, Flávio, Adailton, Rodrigo, Renan, Rosangela, Marcio, Hidekel, Eduardo, Josimar e Paulinho.

As dedicadas secretárias do LABEST: Sandra e Luzidelle.

Aos amigos que aqui fiz durante esse percurso: Ederli, Joãozinho, João Augusto, Andréa, Saulo, Fabrício, Thiago, Otávio, Samantha, Ana Paula, Shirley, Tina, Adriana, Yemce, Andrielli, Nelson, Anderson, Carlos Rossigali, Eduardo Peldoza, Isabela, Alex, Marco, Guilherme Cordeiro, Lourdes, Camila, Jeanine, Reila, Vivian, Israel, Felipe, Ana, Edgar, Iolanda e Emilien.

Aos amigos que me acompanharam desde a faculdade no Rio Grande do Sul, até o mestrado no Rio de Janeiro: Jaelson e Diego.

A CAPES, pelo apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO
HÍBRIDAS: ASPECTOS MATERIAIS E ESTRUTURAIS

Dimas Alan Strauss Rambo

Maio/2012

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Flávio de Andrade Silva

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho buscou caracterizar reológica, mecânica e estruturalmente concretos autoadensáveis reforçados com duas diferentes frações volumétricas de fibras de aço, 1,0% e 1,5%. Dois tipos de fibras de aço foram utilizados, sendo uma lisa e outra com ganchos, visando estudar os efeitos da hibridização do reforço fibroso tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido do concreto. Enquanto frescos, os concretos foram avaliados através do reômetro BTRHEOM, abatimento e espalhamento, caixa “L” e funil “V”. No estado endurecido, foram determinadas: a resistência à tração, compressão e flexão dos concretos, dando ênfase à tenacidade à fratura do material. A resistência à flexão dos concretos foi determinada de dois diferentes modos: através de ensaios com pequenas vigas prismáticas (nível material) e também, através de um ensaio com painéis circulares de concreto (nível estrutural), adaptado da norma ASTM C 1550 (2005). O presente estudo contemplou ainda quatro outras investigações: a primeira, referente à influência da taxa de deformação aplicada a ensaios de resistência à tração direta, a segunda, referente ao comportamento à flexão de painéis de concreto utilizando três diferentes configurações de apoio, a terceira, referente à determinação da resistência à tração dos concretos por meio da retroanálise de curvas experimentais de resistência à flexão e compressão, e a quarta, referente à simulação não linear em elementos finitos do ensaio de resistência à flexão em painéis adaptado da norma ASTM C 1550.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

HYBRID STEEL FIBER REINFORCED SELF COMPACTING CONCRETES:
MATERIAL AND STRUCTURAL ASPECTS

Dimas Alan Strauss Rambo

May/2012

Advisors: Romildo Dias Toledo Filho
Flávio de Andrade Silva

Department: Civil Engineering

The present work aimed to characterize the rheological, mechanical and structural properties of self compacting concrete reinforced with steel fibers in volume fractions of 1.0% and 1.5%. Smooth and hooked end steel fibers were used, in order to study the hybridization effects in the fresh and hardened concrete states. Fresh concrete properties were evaluated using the rheometer BTRHEOM, slump test, "L" box test and "V" funnel test. In the hardened state the following properties were determined: tensile, compressive and flexural strength of concrete, emphasizing the material toughness during the cracking process. The flexural strength was determined in two different ways: by small prismatic beam tests (material level) and also through a round panel test (structural level), adapted from ASTM C 1550 (2005). This study also included four other investigations: the first concerning the strain rate influence in direct tensile tests, the second, referring to the round panel tests using three different support configurations, the third, concerning the back-calculation of tensile strength using experimental flexural and compression curves, and the fourth on the non-linear finite element simulation of round panel tests adapted from ASTM C 1550.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	IV
---------------------	----

ÍNDICE.....	VIII
-------------	------

LISTA DE FIGURAS.....	XIII
-----------------------	------

LISTA DE TABELAS	XXI
------------------------	-----

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	XXIII
--	-------

1 INTRODUÇÃO	1
---------------------------	----------

1.1 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	1
---------------------------------	---

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	4
---------------------------------	---

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
--------------------------------------	----------

2.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL	5
----------------------------------	---

2.1.1 INTRODUÇÃO.....	5
-----------------------	---

2.1.2 MATERIAIS QUE CONSTITUEM O CAA.....	6
---	---

2.1.2.1 Cimento.....	8
----------------------	---

2.1.2.2	<i>Aditivos minerais</i>	8
•	Cinza Volante	9
•	Sílica Ativa	9
2.1.2.3	<i>Aditivos químicos</i>	10
•	Superplastificantes	10
•	Promotores de Viscosidade	12
2.1.2.4	<i>Agregados</i>	12
2.2	CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO ...	13
2.2.1	INTRODUÇÃO	13
2.2.2	COMPORTAMENTO REOLÓGICO	16
2.2.2.1	<i>Métodos de caracterização reológica</i>	18
•	Ensaio de abatimento e espalhamento	18
•	Reômetro BTRHEOM	18
•	Caixa “U”	20
•	Tubo “U”	20
•	Orimet test	21
•	Anel japonês	21
•	Funil “V”	22
•	Caixa “L”	22
2.2.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO	23
2.2.3.1	<i>Compressão</i>	23
2.2.3.2	<i>Flexão</i>	25
2.2.3.3	<i>Tração</i>	26
2.2.3.4	<i>Influência da taxa de deformação em ensaios de tração direta</i>	28
2.2.3.5	<i>Flexão em painéis circulares de concreto</i>	29
3	MATERIAIS EMPREGADOS	37
3.1	INTRODUÇÃO	37
3.2	MATERIAIS CIMENTÍCIOS	37

3.3	ADITIVOS QUÍMICOS	39
3.3.1	<i>DISPERSANTE</i>	39
3.3.2	<i>ADITIVO MODIFICADOR DE VISCOSIDADE</i>	39
3.4	AGREGADOS E FÍLER	39
3.5	FIBRAS	41
4	PRODUÇÃO DOS CONCRETOS E METODOLOGIAS DE ENSAIO	42
4.1	PROPRIEDADES REOLÓGICAS	44
4.1.1	<i>ENSAIO COM REÔMETRO BTRHEOM</i>	45
4.1.2	<i>ENSAIO DE ABATIMENTO E ESPALHAMENTO</i>	45
4.1.3	<i>ENSAIO COM CAIXA “L”</i>	46
4.1.4	<i>ENSAIO COM FUNIL “V”</i>	48
4.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS	49
4.2.1	<i>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE</i>	49
4.2.2	<i>RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA</i>	50
4.2.3	<i>INFLUÊNCIA DA TAXA DE DEFORMAÇÃO EM ENSAIOS DE TRAÇÃO DIRETA</i>	51
4.2.4	<i>RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PRISMAS</i>	52
4.2.5	<i>RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO</i>	54
4.2.5.1	<i>Configurações de apoio</i>	55
	• Configuração I	56
	• Configuração II.....	58
	• Configuração III	59
4.2.5.2	<i>Abertura de fissuras</i>	61
	• Sistema de LVDT’s	61
5	RESULTADOS	63
5.1	PROPRIEDADES REOLÓGICAS	63
5.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS	68

5.2.1	<i>PROPRIEDADES MECÂNICAS À COMPRESSÃO.....</i>	69
5.2.2	<i>PROPRIEDADES MECÂNICAS À TRAÇÃO DIRETA</i>	76
	• Capacidade de carga e deformação	76
	• Tenacidade.....	80
	• Modo de ruptura das amostras.....	81
5.2.3	<i>INFLUÊNCIA DA TAXA DE DEFORMAÇÃO NA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA</i>	83
	• Capacidade de carga e deformação	83
	• Tenacidade.....	85
	• Modo de ruptura das amostras.....	86
5.2.4	<i>RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PRISMAS.....</i>	87
	• Capacidade de carga e deslocamento	87
	• Tenacidade.....	91
	• Modo de ruptura das amostras.....	93
5.2.5	<i>COMPARATIVO ENTRE RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PRISMAS E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA</i>	94
5.2.6	<i>MODELOS ANALÍTICOS APLICADOS AOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS</i>	95
	• Modelo constitutivo.....	96
5.2.6.1	<i>Curvas teóricas de resistência à flexão, compressão e linha neutra</i>	99
5.2.6.2	<i>Determinação da resistência à tração.....</i>	104
5.2.7	<i>RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES</i>	105
	• Capacidade de carga e deslocamento	105
	• Tenacidade.....	109
	• Modo de ruptura das amostras.....	111
5.2.8	<i>EFEITO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO SOLICITADOS À FLEXÃO</i>	113
	• Capacidade de carga e deslocamento	114
	• Determinação do momento resistente	117
	• Tenacidade.....	124
	• Modo de ruptura das amostras.....	125
	• Abertura de fissuras.....	126

5.2.9	<i>SIMULAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS - RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO (CONFIGURAÇÃO I)</i>	132
•	Modelo.....	132
•	Parâmetros de entrada	133
•	Capacidade de carga e deslocamento	137
6	CONCLUSÕES	141
6.1	CONCLUSÕES	141
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	144
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Reômetro BTRHEOM utilizado na caracterização dos CARFA's. ..	19
Figura 2.2 – Tipos de comportamentos para compósitos submetidos a esforços de tração.	27
Figura 2.3 – Moldagem manual de painéis utilizando concreto projetado.	30
Figura 2.4 – Arranjos experimentais para testes de flexão em painéis de concreto.	31
Figura 2.5 – Arranjo experimental utilizado para testes de flexão em painéis circulares.	32
Figura 2.6 – Fotografias e aplicações de G-SFRES (<i>Ground elevated steel fiber reinforced slabs</i>) e E-SFRES (<i>Elevated fiber reinforced slabs</i>).	33
Figura 2.7 – Sistemas destinados a mensurar valores de deformações e de abertura de fissuras formadas na região central de painéis circulares de concreto.	34
Figura 2.8 – Modelos em elementos finitos: (a) painel homogêneo e (b) painel com defeitos em três direções radiais.	35
Figura 2.9 – Modelo em elementos finitos.	36
Figura 2.10 – Modelos em elementos finitos: (a) malha; (b) campo de deslocamentos.	36

Figura 3.1 – Curvas granulométricas do cimento CP III 40, sílica ativa e cinza volante.....	38
Figura 3.2 – Curvas granulométricas dos agregados e fíler.....	40
Figura 3.3 – Fibras de aço utilizadas na produção do CARFA.	41
Figura 4.1 – Esquema simplificado do quadro geral de ensaios realizados para a avaliação dos concretos produzidos.....	44
Figura 4.2 – Constituintes do reômetro BTRHEOM: base que contém motores e transdutores (1), recipiente que comporta a amostra de concreto (2), grade fixa inferior (3), unidade de rotação com grade superior (4), dispositivo para medição da dilatação (5), fitas adesivas (6) e unidade eletrônica de controle (7).....	45
Figura 4.3 – Determinação do abatimento e do espalhamento do concreto.	46
Figura 4.4 – Detalhamento das dimensões e das configurações de barras utilizadas nos ensaios com caixa “L”.....	47
Figura 4.5 – Dimensões do funil “V” (mm).	48
Figura 4.6 – Configuração do ensaio de resistência à compressão uniaxial.....	49
Figura 4.7 – Características dos moldes e amostras utilizados nos ensaios de resistência à tração direta.	50
Figura 4.8 – Detalhes do arranjo experimental utilizado para os ensaios de tração direta.	51
Figura 4.9 – Detalhes do arranjo experimental utilizado para os ensaios de resistência à tração.	52
Figura 4.10 – Detalhes do arranjo experimental utilizado para os ensaios de resistência à flexão.....	53
Figura 4.11 – Instrumentação dos prismas de concreto.....	53
Figura 4.12 – Detalhes do processo de produção dos painéis circulares de concreto.....	55

Figura 4.13 – Posicionamento dos apoios sob o corpo-de-prova circular (Configuração I).....	56
Figura 4.14 – Esquema simplificado da aplicação de carga sobre os painéis circulares de concreto (Configuração I).....	57
Figura 4.15 – Detalhe do posicionamento dos painéis sobre os apoios rotulados (Configuração I).....	57
Figura 4.16 – Posicionamento dos apoios sob o corpo-de-prova circular (Configuração II).	58
Figura 4.17 – Esquema simplificado da aplicação de carga sobre os painéis circulares de concreto (Configuração II).	58
Figura 4.18 – Detalhe do posicionamento dos painéis sobre os apoios rotulados (Configuração II).	59
Figura 4.19 – Posicionamento do apoio contínuo sob o corpo-de-prova circular (Configuração III).	59
Figura 4.20 – Esquema simplificado da aplicação de carga sobre os painéis circulares de concreto (Configuração III).	60
Figura 4.21 – Detalhe do posicionamento dos painéis sobre o anel de aço (Configuração III).	60
Figura 4.22 – Detalhes da instrumentação utilizada para medir a abertura de fissuras nos ensaios com painéis circulares (Configuração I, II e III).	61
Figura 4.23 – Posicionamento do sistema de LVDT's na face inferior dos painéis circulares.	62
Figura 5.1 – Valores de espalhamento (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%).	64
Figura 5.2 – Relação entre torque e velocidade de rotação para os concretos produzidos.	65
Figura 5.3 – Ensaios de abatimento e espalhamento para avaliação do comportamento reológico das misturas produzidas.	67

Figura 5.4 – Aspecto geral da seção de corte de amostras de concreto autoadensável reforçado com fibras.....	69
Figura 5.5 – Níveis de avaliação do processo de microfissuração do concreto quando submetido a esforços de compressão: (a) Tensão <i>versus</i> deformação axial e (b) Tensão <i>versus</i> deformação volumétrica.....	70
Figura 5.6 – Curvas típicas de resistência à compressão: (a-b) tensão <i>versus</i> deformação axial e (c-d) tensão <i>versus</i> deformação volumétrica.....	71
Figura 5.7 – Valores relativos de resistência à compressão na ruptura (a) e deformação última (b) entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.....	72
Figura 5.8 – Módulo de elasticidade relativo entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.....	73
Figura 5.9 – Resistência à compressão relativa (a) e valores de deformação axial de primeira fissura, de coalescência e deformação última para os concretos produzidos...	74
Figura 5.10 – Modo de ruptura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de compressão uniaxial.....	76
Figura 5.11 – Curvas típicas de resistência à tração direta.....	77
Figura 5.12 – Valores relativos de tensão de ruptura e máxima tensão pós-ruptura na tração direta.....	79
Figura 5.13 – Valores relativos de deformação referentes à tensão de ruptura e à máxima tensão pós-ruptura na tração direta.....	80
Figura 5.14 – Valores relativos de módulo de elasticidade na tração.....	80
Figura 5.15 – Tenacidade à tração.....	81
Figura 5.16 – Modo de ruptura das amostras submetidas à tração direta.....	82
Figura 5.17 – Comportamento sob tração direta do concreto C1,5% para diferentes taxas de deformação.....	84

Figura 5.18 – Comportamento mecânico do concreto C1,5% sob tração direta para diferentes taxas de deformação: (a) tensão <i>versus</i> taxa de deformação; (b) deformação <i>versus</i> taxa de deformação.	85
Figura 5.19 – Módulo de elasticidade na tração direta do concreto C1,5% para diferentes taxas de deformação.	85
Figura 5.20 – Tenacidade à tração para diferentes taxas de deformação.	86
Figura 5.21 – Padrões de ruptura para três diferentes taxas de deformação.	87
Figura 5.22 – Resistência à flexão em prismas.	88
Figura 5.23 – Valores relativos de tensão (a) e de deslocamento (b) referentes à carga de primeira fissura e ao limite último de carregamento entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.	89
Figura 5.24 – Curvas típicas de linha neutra normalizada e porcentagem tracionada da seção <i>versus</i> deslocamento.	91
Figura 5.25 – Tenacidade dos prismas produzidos à partir das misturas C1,0%H; C1,0%; C1,5% e C1,5%H.	92
Figura 5.26 – Modo de ruptura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de flexão em quatro pontos.	93
Figura 5.27 – Comparativo entre resistência à flexão e resistência à tração.	95
Figura 5.28 – Modelo material para concretos reforçados com fibras.	96
Figura 5.29 – Relações de tensão <i>versus</i> deformação do modelo.	97
Figura 5.30 – Relações de tensão <i>versus</i> deformação do modelo.	98
Figura 5.31 – Ajuste das curvas analíticas de resistência à flexão.	100
Figura 5.32 – Ajuste das curvas analíticas de resistência à compressão.	101
Figura 5.33 – Curvas simuladas de momento <i>versus</i> curvatura.	102
Figura 5.34 – Gráficos de linha neutra <i>versus</i> deslocamento.	103
Figura 5.35 – Rompimento do <i>strain gage</i> inferior.	103

Figura 5.36 – Comportamento sob tração direta determinado por retroanálise...	104
Figura 5.37 – Ensaio em painéis circulares utilizando a Configuração I.....	107
Figura 5.38 – Valores relativos de carga (a) e de deslocamento (b) referentes à primeira fissura e ao limite último de carregamento entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.	108
Figura 5.39 – Curvas de energia absorvida <i>versus</i> deslocamento para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5% e C1,5%H	110
Figura 5.40 – Curvas de energia absorvida <i>versus</i> deslocamento para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5% e C1,5%H	111
Figura 5.41 – Modos de fratura dos painéis circulares de concreto (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%) submetidos à Configuração I.	112
Figura 5.42 – Linhas de ruptura “ <i>yield lines</i> ”.....	113
Figura 5.43 – Ensaio em painéis circulares, utilizando as Configurações I, II e III (C1,5%)......	115
Figura 5.44 – Cargas (a) e deslocamentos de primeira fissura (b) referentes aos ensaios de flexão em painéis (Configurações I, II e III).	116
Figura 5.45 – Modelo esquemático do modo de falha normal em um ensaio ASTM C-1550.	119
Figura 5.46 – Curva de momento <i>versus</i> ângulo de rotação para uma linha de ruptura (Configuração I).	119
Figura 5.47 – Curva de momento <i>versus</i> ângulo de rotação para uma linha de ruptura (Configuração II).	120
Figura 5.48 – Determinação da curvatura para painéis totalmente apoiados.	122
Figura 5.49 – Curva de momento <i>versus</i> curvatura (Configuração III).	123
Figura 5.50 – Momentos fletores referentes às cargas últimas médias suportadas pelos painéis submetidos à flexão (Configurações I, II e III).	123

Figura 5.51 – Curvas de energia absorvida <i>versus</i> deslocamento para os painéis de concreto C1,5% (Configurações I, II e III).	124
Figura 5.52 – Modos de ruptura típicos dos painéis circulares (C1,5%) ensaiados segundo as Configurações I, II e III.	126
Figura 5.53 – Curvas de abertura de fissura <i>versus</i> deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração I).	127
Figura 5.54 – Curvas de abertura de fissura <i>versus</i> deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração II).	128
Figura 5.55 – Curvas típicas de carga <i>versus</i> deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração III).	129
Figura 5.56 – Padrão de fissuração típico para painéis de concreto (C1,5%) submetidos à Configuração III.	130
Figura 5.57 – Curvas de abertura de fissura <i>versus</i> deslocamento para o concreto C1,5% (Configurações I, II e III).	130
Figura 5.58 – Cone de punção extraído de um painel circular de concreto (C1,5%) submetido à Configuração III.	131
Figura 5.59 – Seção transversal do cone de punção.	131
Figura 5.60 – Aspectos gerais da malha e das condições de contorno aplicadas ao elemento de casca.	132
Figura 5.61 – Modelos de fissuração da malha.	134
Figura 5.62 – Superfície de ruptura em três dimensões para $K_c=1,0$	135
Figura 5.63 – Função hiperbólica de potencial plástico de Drucker-Prager.	135
Figura 5.64 – Modelos de resistência à tração e compressão: parâmetros de entrada no modelo em elementos finitos.	136
Figura 5.65 – Simulação em elementos finitos para 0,11mm e 0,41mm de deslocamento central: (a-c) campo de tensões (MPa) e (b-d) campo de deslocamentos (mm).	138

Figura 5.66 – Energia dissipada por deformações plásticas (10^{-3}J).....	138
Figura 5.67 – Resistência à flexão em painéis circulares de concreto: Simulação em elementos finitos e curvas experimentais.....	139
Figura 5.68 – Sobreposição de imagens: campo de tensões e abertura de fissuras.	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Diâmetro dos aglomerantes (D80 e D50).	38
Tabela 3.2 – Valores de massa específica dos aglomerantes.....	38
Tabela 3.3 – Diâmetro dos agregados (D80 e D50).....	40
Tabela 3.4 – Massa específica dos agregados e filler.	40
Tabela 3.5 – Características das fibras de aço.	41
Tabela 4.1 – Composição das misturas (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%).	43
Tabela 4.2 – Taxas de deformação empregadas nos ensaios de tração direta.	52
Tabela 5.1 – Propriedades reológicas dos concretos produzidos.....	63
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas à compressão dos concretos produzidos....	71
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas à tração dos concretos produzidos.	78
Tabela 5.4 – Influência da taxa de deformação nas propriedades mecânicas à tração do concreto C1,5%.	83
Tabela 5.5 – Propriedades mecânicas à flexão dos concretos produzidos (prismas).	88
Tabela 5.6 – Correlação entre ensaios de resistência à flexão e tração.	94

Tabela 5.7 – Parâmetros utilizados para a determinação da resistência à tração do concreto por retroanálise.....	99
Tabela 5.8 – Propriedades mecânicas à tração determinadas por retroanálise. ...	104
Tabela 5.9 – Propriedades mecânicas à flexão dos concretos produzidos (painéis).	106
Tabela 5.10 – Propriedades mecânicas à flexão dos painéis submetidos às Configurações I, II e III.	114
Tabela 5.11 – Simulação em elementos finitos: Parâmetros de entrada do modelo.	136

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

<i>A</i>	Parâmetro numérico determinado por ajuste dos dados experimentais de torque <i>versus</i> velocidade de rotação
<i>a/c</i>	Relação água/cimento
<i>b</i>	Parâmetro numérico determinado por ajuste dos dados experimentais de torque <i>versus</i> velocidade de rotação
C0	Mistura de referência contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, sem fibras
C1,0%	Mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 1 %
C1,0%H	Mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 0,5 % e com fibras de aço SF1 (12 mm) em teor volumétrico de 0,5 %
C1,5%	Mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 1,5 %
C1,5%H	Mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 1 % e com fibras de aço SF1 (12 mm) em teor volumétrico de 0,5 %
CAA	Concreto autoadensável
CAAF	Concreto autoadensável fibroso

CAARFA	Concreto autoadensável reforçado com fibras de aço
CAD	Concreto de alto desempenho
CARFA	Concreto autoadensável reforçado com fibras de aço
CC	Concreto convencional
CETEM	Centro de Tecnologia Mineral – UFRJ
Configuração I	Configuração constituída de 3 apoios rotulados igualmente espaçados
Configuração II	Configuração constituída de 6 apoios rotulados igualmente espaçados
Configuração III	Configuração constituída de um anel rígido de aço apoiando todo o perímetro das amostras circulares
CREF	Concreto de referência
CREF-F	Concreto de referência reforçado com fibras de aço
CRF	Concreto reforçado com fibras
d	Diâmetro do painel circular
d	Espessura do prisma – características do ensaio – retroanálise
D_{50}	Tamanho abaixo do qual se encontra 50% da massa de material
D_{80}	Tamanho abaixo do qual se encontra 80% da massa de material
DMA	Diâmetro máximo do agregado
e	Espessura do painel circular
E	Módulo de elasticidade na tração – Características do material – retroanálise
E_c	Módulo de elasticidade na compressão
EFNARC	<i>European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems</i>
E-SFRES	<i>Elevated fiber reinforced slabs</i>
E_t	Módulo de elasticidade na tração direta
f_c	Resistência à compressão
$f_{c_1^af}$	Resistência à compressão de primeira fissura
f_{c_CF}	Resistência de coalescência de fissuras
f_{c_RUP}	Resistência na ruptura do concreto
FRC	<i>Fiber reinforced concrete</i>
G-SFRES	<i>Ground elevated steel fiber reinforced slabs</i>

H1	Altura do concreto remanescente do trecho vertical da caixa “L” após a abertura da portinhola
H2	Altura do concreto no final do trecho horizontal da caixa “L”
H2/H1	Relação entre alturas de concreto utilizada nos ensaios com Caixa “L”
HPFRCC	<i>High performance fiber reinforced cementitious composites</i>
Hz	Hertz
k	Linha neutra – retroanálise
k'	Linha neutra normalizada – retroanálise
LabEST	Laboratório de Estruturas – COPPE/UFRJ
LCPC	<i>Laboratoires des Ponts et Chaussées</i>
LVDT	<i>Linear variable differential transformer</i>
M	Momento fletor – retroanálise
M'	Momento fletor normalizado – retroanálise
N	Velocidade de rotação
P_{cr}	Carga correspondente à tensão de primeira fissura
P_u	Carga correspondente à máxima tensão pós-fissuração
R	Relação de tensões
R_1	Raio interno
R_2	Raio externo
S2	Agregado miúdo com granulometria inferior a 0,850 mm
SCC	<i>Self compacting concrete</i>
SCCMF	<i>Self compacting concrete reinforced with metal fibres</i>
SCCMSF	<i>Hybrid self compacting concrete reinforced with metal fibres and synthetic fibres</i>
SCCSF	<i>Self compacting concrete reinforced with synthetic fibres</i>
SF1	Fibra de aço lisa (12 mm de comprimento e 0,18 mm de diâmetro)
SF2	Fibra de aço com ganchos (35 mm de comprimento e 0,55 mm de diâmetro)
SFRC	<i>Steel fiber reinforced concrete</i>
SFRSCC	<i>Steel fiber reinforced self-compacting concrete</i>
SHCC	<i>Strain-Hardening Cement-Based Composites</i>

UHPFRC	<i>Ultra-high performance fiber reinforced concrete</i>
VCMF	<i>Vibrated concrete reinforced with metal fibres</i>
VCSF	<i>Vibrated concrete reinforced with synthetic fibres</i>
v_f	Teor volumétrico de fibras
VMA	Agente modificador de viscosidade

SÍMBOLOS GREGOS

ω	Parâmetro de entrada do modelo constitutivo de compressão – retroanálise
γ	Parâmetro de entrada do modelo constitutivo de tração – retroanálise
$\epsilon_{a_1^af}$	Deformação axial de primeira fissura
ϵ_{a_CF}	Deformação de coalescência das fissuras
ϵ_{cr}	Deformação de primeira fissura
ϵ_{cr}	Deformação de primeira fissura – Características do material – retroanálise
λ_{cu}	Parâmetro de entrada do modelo constitutivo de compressão – retroanálise
β_{tu}	Parâmetro de entrada do modelo constitutivo de tração – retroanálise
ϵ_u	Deformação axial última
μ	Parâmetro de entrada do modelo constitutivo de tração – retroanálise
α	Características do material – retroanálise
Γ	Torque
Γ_0	Parâmetro numérico determinado por ajuste dos dados experimentais de torque <i>versus</i> velocidade de rotação
ϵ_{base}	Leitura de deformação oriunda do <i>strain gage</i> colado a face inferior do corpo-de-prova prismático
ϵ_{topo}	Leitura de deformação oriunda do <i>strain gage</i> colado a face superior do corpo-de-prova prismático
θ	Ângulo de rotação (<i>Crack rotation angle</i>)

φ	Curvatura dos painéis (Configuração III)
Ω	Velocidade angular
δ_{cr}	Deslocamento referente ao surgimento da primeira fissura
δ_u	Deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração
ε_t	Deformação referente à máxima tensão pós-fissuração (tração direta)
ε_{trn}	Deformação referente ao início do trecho de tensão constante (modelo constitutivo de tração – retroanálise)
ϕ	Curvatura – retroanálise
ϕ'	Curvatura normalizada – retroanálise
μ	Viscosidade plástica
σ_{cr}	Tensão correspondente ao surgimento da primeira fissura
σ_{cst}	Tensão do trecho constante (modelo constitutivo de tração – retroanálise)
σ_u	Máxima tensão pós-fissuração
τ	Tensão cisalhante aplicada
τ_0	Tensão inicial de escoamento

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

O concreto autoadensável (CAA) tem como características, elevada fluidez e coesividade, sendo capaz de se locomover, transpondo obstáculos no interior das formas e preenchendo-as exclusivamente através de seu peso próprio. A utilização deste tipo de concreto pode propiciar vários benefícios entre os quais podem ser citados: a ausência do processo de vibração, redução da mão-de-obra, eliminação de ruídos provocados durante o processo de vibração, excelente acabamento, facilidades quanto ao bombeamento e possibilidade de lançamento mesmo em formas com seções estreitas e detalhadas.

A adição de fibras de aço ao CAA pode proporcionar, entre outras vantagens, o controle da fissuração, aumento da resistência à fadiga, impacto e abrasão, além de incrementos na tenacidade e na ductilidade do material, sendo estas melhorias dependentes do tipo, das características e do arranjo espacial das fibras utilizadas. A hibridização do reforço fibroso pode beneficiar ainda mais as características mecânicas de um compósito, auxiliando por exemplo, no controle da propagação de fissuras em diferentes escalas do concreto. A ausência do processo de vibração e as características da matriz propiciam normalmente uma distribuição homogênea das fibras no concreto autoadensável, mesmo em se tratando de compósitos contendo reforço fibroso híbrido.

Sabe-se que uma das formas mais comuns de avaliar o comportamento mecânico de concretos reforçados com fibras é a utilização de ensaios de flexão, em sua maioria realizados em prismas com pequenas dimensões. Contudo, surgem ainda questionamentos, referentes à aplicabilidade destes resultados para uso em projetos estruturais. Os resultados experimentais obtidos de pequenas vigas prismáticas podem limitar o uso do concreto fibroso em aplicações estruturais tais como lajes e vigas. Isto porque, a dispersão dos resultados e os mecanismos de fissuração geralmente encontrados em resultados de ensaios de nível material não corresponde à de estruturas de tamanho real. Dessa forma se faz necessário uma melhor compreensão dos mecanismos de ruptura e fissuração do concreto através de ensaios estruturais em maior escala. Analogamente, modelos analíticos e numéricos podem ser utilizados na previsão do desempenho e do comportamento das estruturas.

Outros fatores podem ainda alterar significativamente a resposta mecânica de um determinado compósito. Um destes fatores é a variação da taxa de deformação aplicada ao material, a qual tem atraído maior atenção dos pesquisadores nos últimos anos, tendo em vista a crescente preocupação com relação à segurança das estruturas frente a ações que possam submetê-las a carregamentos de velocidade variável, tais como: abalos sísmicos, impactos, vibrações, ondas marinhas e ventos.

Produzir um concreto reforçado com fibras que alie características reológicas e mecânicas favoráveis do ponto de vista da engenharia é muito importante, pois viabiliza inúmeros ganhos, os quais abrangem não apenas benefícios tecnológicos, mas também, energéticos e ambientais.

Neste contexto, este trabalho teve como objetivo principal: investigar a influência da hibridização do reforço fibroso nas características mecânicas de concretos autoadensáveis reforçados com dois diferentes tipos de fibras de aço, através de ensaios de nível material e estrutural.

O estudo compreendeu ensaios reológicos e mecânicos realizados em concretos autoadensáveis reforçados com duas frações volumétricas de fibras de aço ($v_f=1,0\%$ e

$v_f=1,5\%$). Dois tipos de fibras de aço foram utilizados, sendo uma lisa e outra com ganchos.

Enquanto frescos, os concretos foram avaliados através do reômetro BTRHEOM, ensaio de abatimento e espalhamento, caixa “L” e funil “V”. Já no estado endurecido, foram determinadas: a resistência à tração, compressão e flexão dos concretos, dando ênfase à tenacidade do material durante o processo de fissuração.

A resistência à flexão dos concretos foi determinada de dois diferentes modos: através de ensaios em escala material, utilizando pequenas vigas prismáticas (NBR 12142, 1991) e também, através de um ensaio em escala estrutural, adaptado da norma ASTM C 1550 (2005), utilizando painéis circulares de concreto. Tanto os resultados, quanto o processo de fratura das amostras em ambos os ensaios de flexão, serão discutidos no estudo afim de avaliar qualitativamente cada teste.

A etapa de ensaios mecânicos contemplou ainda, duas investigações: uma referente à influência da taxa de deformação aplicada a corpos-de-prova de CARFA em ensaios de tração direta e, outra, referente ao comportamento à flexão dos painéis produzidos com CARFA, utilizando três diferentes configurações de apoio.

Paralelamente a esta etapa, duas outras investigações foram realizadas: uma referente à determinação da resistência à tração dos concretos produzidos via retroanálise das curvas experimentais de resistência à flexão e compressão, e outra, referente à criação de um modelo computacional em elementos finitos capaz de simular o comportamento de painéis de concreto sob flexão.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho será composto de seis capítulos:

- Capítulo 1 – Introdução ao trabalho, ressaltando a relevância do tema, a motivação do estudo, os objetivos da pesquisa e a estrutura do trabalho;
- Capítulo 2 – Revisão bibliográfica sobre as características reológicas e mecânicas dos concretos autoadensáveis reforçados com fibras;
- Capítulo 3 – Apresentação das características dos materiais a serem empregados na produção do concreto autoadensável reforçado com fibras;
- Capítulo 4 – Trata das metodologias empregadas no estudo, bem como, dos procedimentos utilizados na produção dos concretos;
- Capítulo 5 – Trata dos resultados obtidos a partir da caracterização reológica e mecânica do CARFA, bem como, das respostas analíticas obtidas através de retroanálise e do modelo em elementos finitos;
- Capítulo 6 – Capítulo destinado às conclusões do trabalho e às sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL

2.1.1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento do CAA se deu originalmente no Japão, na década de 80 e tem provado ser benéfico economicamente por vários fatores como por exemplo: rapidez na construção, redução da mão-de-obra, melhoria no acabamento das superfícies, facilidade de lançamento, grande fluidez em formas com seções reduzidas, melhora na durabilidade e ausência de vibração (BOUZOUBAÂ e LACHEMI, 2001).

O CAA pode ser descrito como um concreto com fluidez suficiente para ser lançado e preencher os espaços vazios do molde único e exclusivamente através de seu peso próprio, eliminando as etapas de adensamento e vibração. Estruturas com densas armaduras, formas complexas e moldes com seções reduzidas são destinos comuns para esta categoria de concreto.

A trabalhabilidade é a propriedade mais comumente associada ao CAA e justifica a aceitação desta nova tecnologia. Garantir a alta deformabilidade e estabilidade dinâmica durante o processo de lançamento é essencial para o sucesso do uso de CAA em aplicações estruturais (HWANG *et al.*, 2006), visto que alta fluidez remete a maior

capacidade de enchimento e, portanto, menor probabilidade de defeitos estruturais (TURK *et al.*, 2010).

Para que um concreto seja considerado autoadensável, o mesmo necessita de três características muito bem definidas: fluidez, coesão e resistência à segregação (EPG, 2005). Estas propriedades podem ser decisivas para a aplicação de um CAA em uma determinada obra e, portanto, é habitual que sejam analisadas com muito mais frequência do que suas propriedades no estado endurecido (BANFILL, 2003).

A fluidez e a resistência a segregação do CAA asseguram um elevado grau de homogeneidade à mistura, baixo volume de vazios e propriedades mecânicas uniformes no concreto, o que favorece a durabilidade, o desempenho e o acabamento da estrutura (EPG, 2005).

A viscosidade necessária aos concretos autoadensáveis pode ser alcançada reduzindo a relação água/materiais cimentícios ou ainda aumentando a coesividade da pasta (KHAYAT, 2000; EPG, 2005; DE LARRARD, 1999). Para isto, uma maior quantidade de materiais finos pode ser empregada, em comparação aos concretos convencionais.

O emprego de aditivos superplastificantes auxilia quanto à fluidez dos CAA's. O tempo no qual o CAA deverá manter suas propriedades reológicas iniciais em uma obra depende exclusivamente do tempo necessário para o transporte e para a moldagem do concreto. Como regra geral, é interessante que a taxa de produção do concreto seja realizada em conformidade com a taxa de moldagem, de modo que as propriedades frescas não sejam afetadas pelo tempo de espera entre as duas etapas (EPG, 2005).

2.1.2 MATERIAIS QUE CONSTITUEM O CAA

Assim como em concretos convencionais, os materiais que constituem o CAA têm grande influência sobre seu desempenho tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido. Normalmente esta susceptibilidade está vinculada a algumas características dos materiais constituintes como, por exemplo, tamanho, textura, forma e distribuição

granulométrica dos agregados. Tais características são importantes para garantir, entre outras propriedades, a fluidez da mistura (BUI *et al.*, 2002; SAAK *et al.*, 2001).

Em um CAA, a alta deformabilidade no estado fresco pode ser facilmente alcançada com a utilização de superplastificantes (SIDDIQUE, 2010; BUI *et al.*, 2002; SAAK *et al.*, 2001), dando-se também atenção especial ao proporcionamento dos materiais envolvidos. A grande quantidade de materiais em pó utilizada na produção do CAA é necessária para manter a viscosidade, reduzindo assim a segregação e mantendo a estabilidade da mistura fresca. Tendo em vista que a utilização de uma grande quantidade de cimento aumenta custos e resulta em altas temperaturas durante as reações de hidratação, é comum o uso de adições minerais como cinza volante, escória de alto forno, ou filer calcário como substituição parcial de cimento neste tipo de concreto (SIDDIQUE, 2010).

Em sua maioria, os CAA's são constituídos pelos mesmos agregados utilizados na produção de concretos convencionais. No entanto, é necessário dar atenção à forma e à textura superficial das partículas, de modo a não comprometer as propriedades reológicas do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Comparadas às partículas lisas e arredondadas, as partículas de textura áspera, angulosas lamelares ou ainda achatadas necessitam de uma quantidade maior de pasta de cimento para a produção de concretos com grande deformabilidade, fazendo com que o custo destas misturas tenha um aumento significativo (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Agregados leves também podem ser utilizados com sucesso em CAA, desde que a mistura tenha viscosidade suficiente para que o agregado não venha a flutuar na superfície. Assim como os agregados graúdos, os agregados miúdos empregados em concretos convencionais (areias naturais e artificiais), também podem ser utilizados para a produção de concretos autoadensáveis. Sua distribuição, tamanho e forma de partículas são muito importantes e afetam o empacotamento e o volume de vazios da mistura (EPG, 2005).

2.1.2.1 *CIMENTO*

Os mesmos tipos de cimentos empregados na produção de concreto convencional podem ser utilizados na produção de concreto autoadensável. Sabe-se que a quantidade de finos empregada em concretos autoadensáveis é bastante alta e que, em sua maioria, é composta por cimento, o qual deverá ter seu teor limitado, de modo que não acarrete efeitos nocivos ao concreto tais como: acréscimos na retração plástica, aumento da liberação de calor de hidratação e elevação de custos na composição final (MELO, 2005).

Além da composição química, características tais como tamanho e forma das partículas de cimento tem extrema importância na reologia do concreto e, portanto, devem receber a devida atenção durante a etapa de dosagem (BANFILL, 2003).

2.1.2.2 *ADITIVOS MINERAIS*

O emprego de materiais mais finos ou ainda agentes modificadores de viscosidade ao CAA, pode auxiliar no aumento da viscosidade e na consequente elevação da estabilidade da mistura durante o fluxo.

O uso de aditivos minerais em CAA's, como por exemplo: cinza volante, escória de alto forno, ou ainda filer calcário, podem aumentar o desempenho da mistura tanto no estado fresco quanto no estado endurecido (BOUZOUBAÂ e LACHEMI, 2001).

Segundo DE LARRARD (1999), para o caso de concretos autoadensáveis, é comum a utilização de grande quantidade de materiais finos (500 a 600 kg/m³), de modo que a pasta seja suficientemente viscosa para superar a tendência natural dos agregados de afundar na mistura fluída.

Uma das vantagens da utilização de aditivos minerais em CAA é o efeito filer, o qual pode acarretar grandes alterações microestruturais no concreto, diminuindo a porosidade total (formando uma estrutura mais descontínua de poros) e favorecendo a diminuição da permeabilidade e da velocidade de penetração de agentes agressivos às estruturas de concreto, tornando-as, deste modo, mais resistentes (EPG, 2005).

- **Cinza Volante**

A cinza volante é uma pozolana artificial, a qual pode apresentar efeitos muito benéficos quando incorporada ao CAA, tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido. Suas partículas são esféricas, sendo esta uma grande vantagem do ponto de vista da demanda de água necessária para a produção do concreto (NEVILLE, 1997). Este formato pode ainda auxiliar na diminuição do atrito entre as partículas de agregado e cimento, acarretando melhorias no tocante à fluidez e à viscosidade do concreto. Diminuir o consumo de superplastificantes, também pode ser uma das vantagens da utilização de cinza volante como constituinte do concreto autoadensável.

Sabe-se que a substituição parcial de cimento por cinza volante pode beneficiar largamente as propriedades reológicas do concreto autoadensável. Contudo, alguns autores (MEHTA e MONTEIRO, 1994; TURK *et al.*, 2010) citam também outros ganhos, os quais podem ser obtidos fazendo uso deste subproduto em misturas de CAA, tais como: melhoria no empacotamento da mistura (aumento da resistência final e impermeabilidade), fortalecimento da zona de transição na interface, aumento da aderência entre concreto e armadura, diminuição de custos e diminuição do potencial de fissuração do concreto (decréscimo no calor de hidratação).

- **Sílica Ativa**

A sílica ativa, também conhecida como microsílica ou fumo de sílica condensado, é um subproduto da indução de fornos a arco nas indústrias de silício metálico e ligas ferro-silício (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Segundo NEVILLE (1997), a finalidade fundamental do uso de sílica ativa está na obtenção de concretos com propriedades superiores aos concretos convencionais, principalmente no tocante à resistência inicial e à baixa permeabilidade, as quais são alcançadas não apenas pelas reações pozolânicas, mas também pelo efeito físico causado pelas partículas de sílica ativa que se posicionam muito próximas às partículas de agregado, reduzindo assim a porosidade na zona de interface.

A utilização de sílica ativa remete a aumentos na coesão da mistura, redução da exsudação e aumentos consideráveis no consumo de água do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Sua utilização em concretos, sejam eles autoadensáveis ou convencionais, pode propiciar aumentos na resistência à compressão, resistência à segregação e na tensão necessária ao escoamento da mistura.

2.1.2.3 *ADITIVOS QUÍMICOS*

Entre os principais tipos de aditivos químicos utilizados na produção de concreto estão: superplastificantes, plastificantes, aceleradores e retardadores de pega, incorporadores de ar, modificadores de viscosidade e ainda outros tipos de aditivos, tais como: hidrofugantes, impermeabilizantes, inibidores de corrosão, expansores e redutores de retração, utilizados normalmente em aplicações mais específicas, podendo assim conferir ao concreto desempenhos diferenciados quando necessário.

Aditivos superplastificantes ou redutores de água de alta eficiência são componentes essenciais do CAA. Contudo, outros aditivos tais como os promotores de viscosidade também possuem grande aceitação na produção deste tipo de concreto.

O uso de aditivos químicos pode acarretar acréscimos significativos no custo final do CAA (BOUZOUBAÂ e LACHEMI, 2001). Contudo, estes aditivos não apresentam necessariamente um custo adicional ao concreto, visto que podem resultar em economias como por exemplo: a eliminação da etapa de vibração, possibilidade de diminuição do teor de cimento da mistura e melhorias na trabalhabilidade e durabilidade (NEVILLE, 1997).

- **Superplastificantes**

O uso de aditivos superplastificantes possibilita a diminuição da relação água/cimento, sem que haja perda na consistência, permitindo a obtenção de misturas trabalháveis de arranjo mais denso, o que provoca um aumento na resistência e na durabilidade (NEVILLE, 1997; VELASCO, 2002).

O superplastificante funciona envolvendo as partículas de cimento com longas moléculas, as quais conferem-lhes uma carga altamente negativa de modo que as partículas passem a se repelir. Tal fato, resulta na defloculação e dispersão das partículas de cimento (NEVILLE, 1997; BANFILL, 2003). Observa-se comumente que partículas de cimento, na ausência de aditivos, tendem a flocular formando aglomerados que dificultam a fluidez e causam retenção de água, remetendo assim a uma maior viscosidade e tensão de escoamento na mistura.

A eficiência na dispersão das partículas de cimento na mistura, na redução da água da mistura e no controle da reologia de um traço com relação água/material cimentante muito baixa, durante a primeira hora após o contato entre o cimento e a água, depende fundamentalmente da escolha de um bom e eficiente superplastificante. O cimento e o superplastificante devem apresentar compatibilidade, porém, em alguns casos, mesmo que estes produtos satisfaçam suas respectivas exigências normativas, o contrário pode acontecer, levando assim a efeitos danosos ao comportamento reológico do concreto (VELASCO, 2002).

Para o caso de concretos autoadensáveis, os superplastificantes de grande eficiência, dentre os quais se destacam os de base policarboxilato, são os mais utilizados. Este tipo de aditivo dispersa as partículas por meio do efeito estérico, sem afetar consideravelmente a resistência à segregação da mistura.

Segundo KLUG e HOLSCHMACHER (2003), a resistência à compressão em concretos autoadensáveis quando comparados a concretos convencionais de mesma relação água/cimento, é favorecida pelo emprego de aditivos superplastificantes e pelas baixas relações água/finos.

É interessante, durante a produção de concretos autoadensáveis, que seja determinado o teor máximo de aditivo capaz de promover o aumento da fluidez, o qual é denominado “ponto de saturação” e pode ser definido a partir de ensaios em pastas e argamassas.

- **Promotores de Viscosidade**

A fim de aumentar a resistência à segregação do CAA, grandes quantidades de finos como, por exemplo: filer calcário, cinza volante e escória de alto forno, são exigidos em sua composição. Porém, alternativamente, modificadores de viscosidade podem ser empregados para este fim (MEHTA e MONTEIRO, 1994; DE LARRARD, 1999).

Os aditivos promotores de viscosidade são utilizados para auxiliar na redução da segregação, da exsudação e da sensibilidade da mistura a variações em sua composição, especialmente com relação ao teor de umidade (EPG, 2005).

Segundo NUNES, 2001 aditivos promotores de viscosidade são eficientes para suprir o déficit de materiais finos em uma mistura e seu desempenho está diretamente ligado com a compatibilidade entre ele e o cimento, bem como a sequência de adição e a forma de mistura utilizada na produção do CAA.

2.1.2.4 AGREGADOS

Conforme especificado em EPG (2005) os mesmo tipos de agregados graúdos utilizados na produção de concretos convencionais são adequados para o emprego em concretos autoadensáveis. A forma e a textura superficial das partículas do agregado têm maior influência nas propriedades do concreto no estado fresco (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Deste modo, visando facilitar a fluidez do CAA, é comum na produção deste tipo de concreto, a utilização de agregados graúdos com forma regular, baixa superfície específica e textura pouco áspera.

Comparadas às partículas lisas e arredondadas, às partículas de textura áspera, angulosas lamelares ou ainda achatadas, necessitam de uma quantidade maior de pasta de cimento para a produção de concretos com grande deformabilidade, fazendo com que o custo destas misturas tenha um aumento significativo (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A dimensão máxima normalmente utilizada para agregados graúdos em um CAA permanece na ordem dos 19 mm aos 25 mm, evitando assim que se obstruam as passagens

pelas quais o concreto há de escoar (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Este possível bloqueio que acontece comumente em passagens estreitas como por exemplo: entre vergalhões, ou ainda entre a armadura e a forma, é uma das principais preocupações existentes durante a produção de CAA. Graças a este fato, é habitual que a quantidade de agregados graúdos seja limitada pela presença de grãos mais finos na mistura (DE LARRARD, 1999).

2.2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

2.2.1 INTRODUÇÃO

A cada dia que passa os concretos reforçados com fibras ganham maior interesse entre a comunidade científica. Estes concretos podem apresentar desempenho superior e características muito diferenciadas dos concretos produzidos sem reforço.

Segundo autores como GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001) e PEREIRA *et al.* (2008), concretos reforçados com fibras podem propiciar vantagens com relação ao tempo de construção e redução dos custos de trabalho. Por esta razão, muitos elementos estruturais produzidos atualmente são reforçados com fibras de aço, como substituto parcial ou total do reforço convencional. Tubulações (DE LA FUENTE *et al.*, 2012), lajes (MOBASHER *et al.*, 2011), concretos projetados e estruturas para túneis (BERNARD, E. S., 2004) podem ser consideradas aplicações típicas para este tipo de concreto.

Além do custo, requisitos como por exemplo: a qualidade, também podem ser cumpridos com o uso de CRF, visto que as fibras controlam a abertura de fissuras, aumentando durabilidade do material e melhorando o seu desempenho mecânico.

Dentre os mais variados tipos de CRF está o concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (CARFA). Trata-se de um concreto produzido a partir de uma matriz cimentícia autoadensável na qual é adicionado determinado teor volumétrico de fibras de aço. O CARFA pode proporcionar, além de outras vantagens, o controle da micro e macro-fissuração, aumento da resistência à compressão, fadiga, impacto e abrasão, além

de incrementos na tenacidade. Tais melhorias dependerão do tipo, das características e do arranjo espacial das fibras utilizadas (BENTUR e MINDESS, 2007).

CUNHA *et al.* (2008), destacam que as características do CARFA tornam-no um material bastante promissor no âmbito da construção, com alto potencial de aplicação, principalmente em casos onde o reforço convencional pode ser substituído pelo fibroso. No entanto, os autores enfatizam que tanto a tecnologia quanto o comportamento mecânico do material, ainda não se apresentam totalmente compreendidos.

A adição de fibras pode mostrar-se muito eficaz no combate à retração por secagem do concreto autoadensável, a qual normalmente ocorre neste tipo material que tem como característica, o emprego de grande quantidade de materiais finos. Tal fato pôde ser verificado nos CARFA's produzidos por CORINALDESI e MORICONI (2004) para elementos pré-fabricados utilizados em aplicações não-estruturais. Além do controle da retração, foi possível perceber nestes concretos uma porosidade muito baixa da matriz cimentícia, a qual, remete a uma maior durabilidade do material.

Devido à grande quantidade de partículas finas e extrafinas presentes na matriz de CAA, ocorre um aumento na compacidade da mistura, o qual pode favorecer as propriedades da zona de interface (CORINALDESI e MORICONI, 2004; PONS *et al.* 2007) e consequentemente, a ligação entre fibra e matriz, levando ao aumento da tenacidade pós-fissuração e da capacidade de absorção de energia do compósito (FERRARA *et al.*, 2007; YOU *et al.*, 2010).

PONS *et al.* (2007) abriu mão da hibridização do reforço fibroso para estudar sua influência em matrizes autoadensáveis. O estudo foi baseado na comparação entre os resultados de resistência à flexão obtidos com os seguintes compósitos: SCC (concreto autoadensável), SCCSF (concreto autoadensável reforçado com fibras sintéticas), SCCMF (concreto autoadensável reforçado com fibras metálicas), SCCMSF (concreto autoadensável híbrido reforçado com fibras metálicas e sintéticas), VCMF (concreto vibrado reforçado com fibras metálicas) e VCSF (concreto vibrado reforçado com fibras sintéticas). Os resultados obtidos revelaram que, de acordo com as expectativas, o

compósito híbrido (SCCMSF) incorporou ambas as qualidades de seus dois reforços: comportamento *strain hardening* e grande capacidade de dissipação de energia, as quais foram obtidas respectivamente nas avaliações do SCCMF e SCCSF. Pôde-se perceber ainda que, entre todos os compósitos produzidos, foram os autoadensáveis que proporcionaram a melhor interação entre fibra e matriz, mostrando assim sua superioridade neste aspecto em relação aos concretos vibrados.

As fibras em geral melhoram as características do concreto durante o endurecimento e também no estado endurecido, criando pontes entre as fissuras e transmitindo tensões de modo a impedir a propagação das fissuras. Portanto, variações no tipo, tamanho, forma e propriedades mecânicas das fibras, podem fornecer diferentes comportamentos mecânicos aos compósitos (KAWAMATA *et al.*, 2003). Os mecanismos de aderência na interface fibra-matriz são fortemente dependentes da área de contato da fibra (BENTUR e MINDESS, 2007).

A redução da granulometria da matriz, caso comum na maioria dos CARF's, facilita a inclusão do reforço fibroso. Até mesmo a utilização de reforços híbridos em matrizes autoadensáveis aparece com frequência em estudos relacionados às propriedades mecânicas destes compósitos quando solicitados por carregamentos estáticos e dinâmicos (PARANT *et al.*, 2006, PONS *et al.*, 2007). O reforço fibroso pode ser utilizado mesmo quando o elemento estrutural não possui a função de suportar cargas. Um típico exemplo deste fato são alguns tipos de elementos pré-fabricados, os quais incorporam o reforço fibroso de modo a evitar fissuras causadas pela retração e ainda promover resistência a impactos durante o transporte (PONS *et al.*, 2007, CUNHA *et al.*, 2008).

YOU *et al.* (2010) em seus estudos, substituíram estribos de vigas moldadas com CAA, por fibras metálicas. Através dos resultados obtidos, pôde-se perceber que dependendo da quantidade de fibras incorporadas, o mecanismo de cisalhamento de uma viga, pode passar de frágil para dúctil. Segundo os autores, a combinação entre estribos e fibras de aço demonstrou um efeito híbrido positivo no comportamento mecânico do CARFA. A inclusão de fibras, além de melhorar a qualidade do concreto, pode acarretar

benefícios quanto à aderência entre os vergalhões de aço e a matriz de concreto, podendo possivelmente, reduzir o período de construção e também os custos do empreendimento.

2.2.2 COMPORTAMENTO REOLÓGICO

O termo reologia, definido em 1929 por E.C. BINGHAM, é originário da palavra grega “*rheo*” que implica “fluxo” e corresponde ao estudo da deformação e do escoamento da matéria (TANNER, 2002). O objetivo da reologia está em analisar o comportamento dos materiais nos quais foram aplicados carregamentos ou deformações, o que equivale a dizer que ela possui interesse nas relações entre tensão, deformação, taxa de deformação e tempo (TATTERSALL e BANFILL, 1983). Sendo assim, a reologia mostra-se como uma boa ferramenta para descrever a trabalhabilidade e a mobilidade de materiais à base de cimento tais como: pastas, argamassas e concretos (PILEGGI e PANDOLFELLI, 2002).

O comportamento reológico da maioria dos concretos normalmente é determinado por meio da tensão de escoamento (τ_0) e da viscosidade plástica (μ). Para determinar tais parâmetros pode-se destacar o emprego de reômetros, os quais, segundo DE LARRARD (1999), possibilitam a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e da viscosidade plástica sob diferentes taxas de deformação. Dentre os vários modelos existentes para descrever o estado reológico dos concretos em geral, a equação mais comumente utilizada é a equação Bingham (KUDER, *et al.*, 2007). Em se tratando de modelos reológicos mais complexos, destacam-se as equações de HERSCHEL-BULKLEY (DE LARRARD, 1999).

A autoadensabilidade do CAA é regida de forma simultânea pela deformabilidade e resistência à segregação, sendo o primeiro parâmetro dependente de uma tensão mínima necessária para a fluidez do concreto e de uma moderada viscosidade, que impede o contato entre os agregados evitando o bloqueio, caracterizada pela viscosidade plástica (OZAWA *et al.*, 1990 *apud* BARROS, 2009). Já a resistência a segregação, normalmente é mantida com o auxílio da grande quantidade de materiais em pó empregada nos concretos autoadensáveis, promovendo viscosidade e mantendo a estabilidade da mistura.

É sabido que a trabalhabilidade é uma das propriedades mais afetadas pelo uso de fibras, sendo sua redução diretamente proporcional ao teor volumétrico de fibras utilizado (MEHTA e MONTEIRO, 1994; BENTUR e MINDESS, 2007). No entanto, como descrito por SAHMARAN *et al.*, 2005, que produziu concretos autoadensáveis reforçados com dois diferentes tipos de fibras metálicas, é possível alcançar auto-compactação mesmo com a inclusão de uma considerável quantidade de fibras, a qual permaneceu em 60 kg/m³ para todas as misturas produzidas em seu trabalho. Embora os resultados obtidos a partir de algumas das misturas tenham excedido os limites máximos sugeridos pela EFNARC (2002), todas as misturas apresentaram boa fluidez com características de auto-compactação. SAHMARAN ressalta ainda que, a fim de manter o alto nível de trabalhabilidade com o uso de reforço fibroso, a quantidade de pasta no CARFA deverá sofrer um aumento de modo a propiciar uma melhor dispersão das fibras. Aumentar a quantidade de cimento, de agregados miúdos e/ou utilizar aditivos pozolânicos na composição do CARFA, podem ser soluções alternativas para este tipo de problema.

GRUNNEWALD e WALRAVEM (2001) avaliaram as influências da adição de fibras metálicas de diferentes tamanhos e relação de aspecto na reologia de duas matrizes diferentes de CAA. Os autores concluíram que mesmo com um consumo de até 100 kg/m³ de fibras de menor comprimento (30 mm), o CARFA mantinha suas propriedades de auto-compactação. Obviamente, para as misturas com fibras de comprimentos maiores, o volume incorporado de fibras que garantiu a auto-compactação foi menor, da ordem de 80 kg/m³. Ressalta-se que apesar destas misturas terem apresentado autoadensabilidade, uma distribuição não homogênea dos ingredientes foi detectada no ensaio “*slump flow*”.

O desempenho superior do CAA no estado fresco pode conferir uma dispersão mais uniforme de fibras, que é fundamental para uma utilização estrutural mais ampla dos concretos fibrosos. Nas análises realizadas por MARANGON (2006) em amostras de CAAF utilizando imagens de raios-X, foi possível retratar uma distribuição uniforme das fibras no concreto em todos os planos e direções observadas, evidenciando assim os benefícios da adição do reforço fibroso em uma matriz autoadensável.

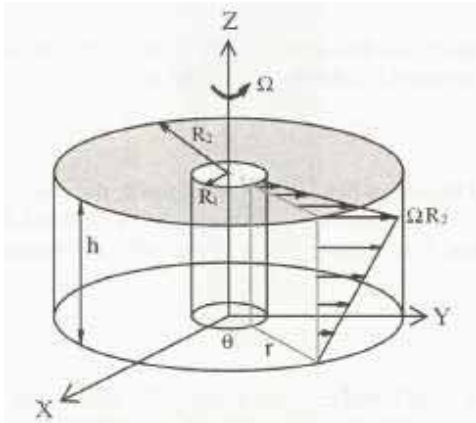
2.2.2.1 MÉTODOS DE CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA

- **Ensaio de abatimento e espalhamento**

Este ensaio é mundialmente conhecido e utilizado em canteiros de obras. Apesar de não determinar a trabalhabilidade do concreto, mostra-se um ensaio muito útil para detecção de variações da uniformidade de uma mistura com determinadas proporções nominais (NEVILLE, 1997). Por ser considerado muito simples, é executado por uma só pessoa exigindo apenas uma base, que não absorva água e nem provoque atrito com o concreto e um tronco de cone (cone de Abrams). Dentre as principais características normalmente analisadas neste tipo de ensaio, podem ser citadas: a medição do espalhamento, do abatimento, distribuição dos materiais constituintes, forma assumida pelo concreto e a presença, ou não, de segregação e exsudação.

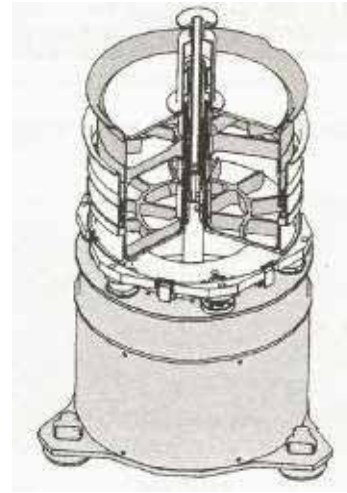
- **Reômetro BTRHEOM**

Os parâmetros reológicos τ_0 e μ dos concretos, podem ser obtidos através de ensaios no reômetro BTRHEOM, desenvolvido no LCPC (*Laboratoires des Ponts et Chaussées*). Trata-se de um reômetro de placas paralelas (Figura 2.1) onde velocidades de rotação são impostas ao concreto e o torque gerado pela resistência ao cisalhamento é medido. O cisalhamento do concreto ocorre entre a base fixa e o topo do equipamento, que gira em torno de um eixo vertical fixo. Cerca de 7 litros de concreto fresco são utilizados durante o ensaio com o BTRHEOM, os quais deverão possuir abatimento superior a 100 mm e agregados com diâmetros de no máximo de 25 mm. Mais detalhes sobre o funcionamento deste equipamento podem ser encontrados em DE LARRARD *et al.* (1997).



a) Princípio de funcionamento do BTRHEOM.

(Fonte: DE LARRARD *et al.*, 1997).



b) Reômetro BTRHEOM desenvolvido no LCPC.

(Fonte: DE LARRARD *et al.*, 1997).

Figura 2.1 – Reômetro BTRHEOM utilizado na caracterização dos CARFA's.

A relação entre torque e velocidade de rotação é uma função da forma apresentada na equação Equação (2.1).

$$\Gamma = \Gamma_0 + AN^b \quad (2.1)$$

Uma análise de regressão não linear dos dados experimentais pode ser realizada, obtendo-se assim os parâmetros numéricos Γ_0 , A e b da Equação (2.1). Esses parâmetros podem ser então relacionados ao modelo de *Herschel-Bulkley* para concreto fresco de acordo com os estudos produzidos por DE LARRARD *et al.* (1998). A Equação (2.2) descreve o modelo de *Herschel-Bulkley*, onde τ'_0 , a e b são parâmetros característicos do material que descrevem o comportamento do concreto fresco. É interessante perceber que modelo de *Bingham*, pode ser visto como uma particularização do modelo de *Herschel-Bulkley*, onde $b = 1$ e $a =$ viscosidade plástica em Pa.s (FORMAGINI, 2005).

$$\tau = \tau'_0 + a\dot{\gamma}^b \quad (2.2)$$

Para correlacionar os parâmetros do material τ'_0 e “a” do modelo *Herschel-Bulkley* com os parâmetros numéricos Γ_0 , A e b , podem ser utilizadas as expressões deduzidas por DE LARRARD *et al.* (1998), apresentadas nas Equações (2.3) e (2.4), onde R_1 e R_2 são

os raios interior e exterior da amostra de concreto fresco no reômetro (20 mm e 120 mm, respectivamente), e h é a altura da amostra (100 mm).

$$\tau_o' = \frac{3}{2 \pi (R_2^3 - R_1^3)} \Gamma_o \quad (2.3)$$

$$a = 0,9 \frac{(b + 3)}{(2 \pi)^{b+1}} \frac{h^b}{(R_2^{b+3} - R_1^{b+3})} A \quad (2.4)$$

Uma viscosidade plástica equivalente pode ser determinada através dos parâmetros a e b , utilizando a Equação (2.5), descrita por DE LARRARD *et al.* (1998), a qual correlaciona os modelos de *Herschel-Bulkley* e de *Bingham*, onde $\dot{\gamma}_{max}$ representa a máxima taxa de deformação utilizada durante o ensaio ($\dot{\gamma}_{max} = 6s^{-1}$).

$$\mu' = \frac{3a}{b + 2} \dot{\gamma}_{max}^{b-1} \quad (2.5)$$

- **Caixa “U”**

O ensaio com caixa “U” ou *box shaped test* foi desenvolvido para avaliar a fluidez e a habilidade do concreto de transpor obstáculos sem que haja segregação. Este equipamento, com formato de “U”, consiste em dois compartimentos separados por uma portinhola móvel e barras de aço, as quais simulam a armadura de um elemento estrutural qualquer. Após aberta a portinhola, fazendo com que o concreto escoe através das armaduras, deve ser realizada a medição das alturas R1 e R2 que são respectivamente, a altura do concreto remanescente no compartimento inicialmente preenchido e a altura do concreto no compartimento preenchido após a abertura da portinhola, e determinar o valor R1 – R2.

- **Tubo “U”**

Este procedimento foi desenvolvido para mensurar a segregação de concretos auto-adensáveis. O equipamento consiste em três tubos de PVC ligados entre si com diâmetro interno de 156 mm. O comprimento das partes verticais superiores do tubo

medem 570 mm, enquanto que a parte inferior horizontal mede 800 mm. Ambos os tubos, são serrados ao meio e presos por braçadeiras metálicas, de modo a possibilitar a abertura do molde quando necessário.

Neste ensaio, o concreto é despejado em uma das extremidades do tubo, fazendo com que o material em fluxo atinja a máxima altura possível na outra extremidade. Após a etapa de moldagem, é necessário que o concreto permaneça em repouso durante um intervalo de 3 a 6 horas, obtendo assim, consistência suficiente para a extração de três amostras cilíndricas de concreto, de seções distintas, com 10 cm de comprimento, as quais devem ser lavadas sobre uma peneira de malha fina de modo a reter apenas o agregado graúdo. A relação entre o volume de agregados graúdos presente em cada seção, deverá ser superior a 0,9. Relações menores que 0,9 caracterizam concretos segregáveis, nos quais deverão ser realizados ajustes para melhor controle da coesão.

- **Orimet test**

Inicialmente desenvolvido para concretos de alta trabalhabilidade, o Orimet test, o qual nos dias atuais é utilizado para avaliação de concretos autoadensáveis, consiste em um tubo com diâmetro interno de 100 mm com redução para 75 mm em uma das extremidades. Este tubo possui uma comporta na extremidade mais fina, implementada para permitir a passagem do concreto quando necessário.

Tão simples quanto o *slump test*, este ensaio consiste no preenchimento do tubo com CAA (cerca de 10 litros) e na medição do tempo gasto para o seu completo escoamento após aberta a comporta. O teste possibilita a verificação da fluidez do material e ainda da habilidade de transpor obstáculos e da segregação no caso da utilização conjunta do *J-ring*.

- **Anel japonês**

O ensaio com anel japonês, ou simplesmente *J-ring test*, pode ser utilizado como uma complementação do ensaio de espalhamento (*slump flow test*) ou do *orimet test*, na

tentativa de simular o comportamento real do concreto quando aplicado em elementos estruturais. O equipamento necessário ao ensaio consiste em um anel de barras de aço, espaçadas conforme a armadura real que se deseja simular, com diâmetro de 300 milímetros. Seu resultado é a diferença de altura entre o concreto imediatamente interior e imediatamente exterior ao anel.

O *J-ring test*, apesar de simples, permite que sejam verificadas várias características do concreto, tais como: fluidez, a habilidade de transpor os obstáculos, segregação e exsudação da mistura.

- **Funil “V”**

Este ensaio consiste em preencher com concreto um funil com formato de “V” e após, avaliar a capacidade de escoamento deste material através de uma seção estreita localizada na extremidade inferior do funil. O resultado do ensaio é obtido medindo-se o tempo gasto para o escoamento completo do concreto.

- **Caixa “L”**

Este ensaio consiste em um equipamento com formato de L, o qual possui uma portinhola que aprisiona inicialmente o concreto na parte vertical do aparelho e depois o libera, fazendo com que o concreto passe por barras metálicas verticais, simulando assim, os obstáculos encontrados em um elemento estrutural real. No ensaio com caixa “L” é medida a fluidez do concreto, bem como sua capacidade de transpor obstáculos, sem que ocorram perdas na coesão. Este ensaio fornece a obtenção do parâmetro H_2/H_1 , o qual indica a relação entre a altura do concreto no final do trecho horizontal da caixa (H_2) e a altura do concreto remanescente do trecho vertical da caixa após a abertura da portinhola (H_1). Conforme descrito por EPG (2005), esta relação deverá permanecer maior ou igual a 0,75 para que o concreto possa ser considerado autoadensável.

2.2.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO

2.2.3.1 COMPRESSÃO

Em geral, os mesmos testes utilizados para a determinação da resistência à compressão do concreto simples são igualmente aplicáveis a concretos reforçados com fibras (BENTUR e MINDESS, 2007). Em se tratando de fibras de alto módulo, como por exemplo as fibras de aço, é comum a obtenção de acréscimos nos valores de resistência à compressão e em menor escala, nos valores de módulo de elasticidade. No entanto, para determinados casos, ambos os valores podem permanecer inalterados ou até mesmo diminuir.

BARROS (2009), em seus estudos, buscou avaliar o comportamento mecânico de vigas de concreto autoadensável armado, com e sem o reforço de fibras de aço, até o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente, e compará-las com o comportamento de vigas de concreto armado convencional. Cinco misturas diferentes foram produzidas, sendo que, tanto o consumo de cimento quanto a relação água/cimento foram mantidas constantes. As nomenclaturas utilizadas pelo autor para as cinco misturas propostas foram: CAA (concreto autoadensável), CAARFA (concreto autoadensável reforçado com fibras de aço), CC (concreto convencional), CREF (concreto de referência) e CREF-F (concreto de referência com fibras de aço).

A partir dos resultados obtidos, percebeu-se que o concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (CAARFA) indicou resistência média à compressão 21% superior à alcançada pelo concreto de referência com fibras de aço (CREF-F). Quando comparado ao concreto autoadensável sem fibras (CAA), o ganho foi de 10,2%. Possivelmente, assim como relatado por TORRIJOS *et al.* (2008), esses resultados estejam associados às condições favoráveis da matriz de CAA, a qual apresenta microestrutura mais densa, devido à grande quantidade de finos empregada em sua produção. Além disso, o autor destaca como fatores de influência, a ausência de vibração no adensamento do concreto e a propensão do alinhamento das fibras na direção de fluxo do concreto autoadensável.

Com relação aos valores de módulo de elasticidade obtidos, percebe-se que ambos os autoadensáveis (CAARFA e CAA) apresentaram valores inferiores quando comparados aos concretos vibrados (CC, CREF e CREF-F). Tal resultado pode ser justificado pelo maior volume de pasta e menor teor de agregado graúdo dos concretos autoadensáveis, em comparação ao concreto de referência.

CUNHA *et al.* (2008) estudaram a influência da idade do CARFA em seu comportamento à compressão visando a aplicação deste material na indústria de pré-fabricados. Neste estudo foram produzidos dois CARFA's com teores de fibras metálicas de 30 kg/m³ e 45 kg/m³ respectivamente. A partir dos resultados obtidos pode-se perceber que a resistência à compressão, bem como o módulo de elasticidade dos concretos, aumentaram com a idade. O aumento dos teores de fibra de 30 kg/m³ para 45 kg/m³ levaram a uma diminuição da resistência à compressão e módulo de elasticidade, a qual provavelmente foi ocasionada pelas diferentes temperaturas de cura obtidas com os dois CARFA's, visto que para os concretos produzidos com 45 kg/m³ de fibras, foi necessária a inclusão de altos teores de materiais finos a fim de atingir a fluidez e a alta resistência à segregação necessária. A deformação máxima diminuiu com a idade para ambos os CARFA's em consequência do aumento da rigidez da matriz com o passar do tempo.

Os autores relatam ainda que os valores de resistência à compressão dos CARFA's, obtidos experimentalmente aos 28 dias, foram semelhantes aos valores obtidos normalmente em CRF's. Para os CARFA's produzidos com teores de fibra de 30 kg/m³ e 45 kg/m³ os valores de resistência à compressão foram respectivamente de 69,7 MPa e 56,2 MPa. Em se tratando da energia dissipada durante a compressão, não foi possível observar uma alteração significativa na variação dos teores de fibra de 30 kg/m³ para 45 kg/m³ para as idades mais avançadas.

MARANGON (2006), estudou propriedades físicas e mecânicas de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço. As frações volumétricas de fibras de aço incorporadas foram de 1,0%, 1,5% e 2,0%. Os resultados obtidos evidenciaram que a resistência à compressão dos concretos manteve-se em torno de 80 MPa, não sendo

afetada significativamente pela incorporação das fibras. A ductilidade, no entanto, sofreu consideráveis acréscimos. A média dos módulos de elasticidade dos concretos foi de 35,61 GPa.

2.2.3.2 FLEXÃO

O tipo de ruptura de elementos de concretos reforçados com fibras quando fletidos é influenciado pelo tipo, módulo de elasticidade, fração volumétrica e comprimento das fibras (LIMA, 2004; BENTUR e MINDESS, 2007). Fibras curtas de alto módulo de elasticidade, como por exemplo o aço, aumentam a capacidade portante do compósito, sendo a intensidade do acréscimo dependente, entre outros aspectos, da interação fibra-matriz. Para fibras curtas ou para um baixo volume de fibras, o comportamento pós-pico geralmente é caracterizado pela abertura de poucas fissuras ou uma única fissura. Para fibras mais longas, pode haver aumento da capacidade portante, dependendo do volume do reforço e da interação fibra-matriz (ORANGE *et al.*, 1999).

Sabe-se que o CAA, assim como os demais concretos sem reforço fibroso, possui comportamento frágil quando solicitado à flexão. A adição de reforço fibroso contribui para alcançar um comportamento mais dúctil, melhorando assim as propriedades e características mecânicas do concreto no estado endurecido (BENTUR e MINDESS, 2007; KIM *et al.*, 2008; MARANGON, 2006). CRF's em geral têm o potencial de apresentar resistência e ductilidade superiores em relação a argamassas ou concretos sem reforço, os quais falham e sofrem ruptura frágil após a formação da primeira fissura (KIM *et al.*, 2008).

Para os prismas de concreto autoadensável reforçados com fibras de aço produzidos por MARANGON (2006), incorporando frações volumétricas de 1,0%, 1,5% e 2,0% obteve-se nos ensaios de flexão aumentos percentuais da máxima tensão pós-fissuração de 54%, 88% e 113% respectivamente, quando comparados à matriz autoadensável sem fibras. O mesmo pode ser verificado nos ensaios de flexão em prismas executados por BARROS (2009). Segundo o autor, as fibras presentes no CAARFA

(concreto autoadensável reforçado com 78,5 kg/m³ de fibras de aço) fizeram com que este se destacasse entre os demais concretos produzidos, apresentando um aumento da resistência à tração na flexão de 141,6% em relação ao CAA sem fibras.

SENGUL *et al.* (2006), produziram concretos autoadensáveis de alto desempenho reforçados com fibras de aço, variando a quantidade de cimento incorporada e também a resistência da fibra utilizada. Nove misturas foram produzidas: três de concreto autoadensável simples, três de concreto autoadensável reforçado com fibras de baixa resistência (1100 MPa) e três de concreto autoadensável reforçado com fibras de alta resistência (2250 MPa).

Após a avaliação dos compósitos com relação à resistência à compressão e flexão, pode-se concluir que as fibras de alta resistência proporcionaram acréscimos tanto no desempenho mecânico do concreto, quanto em sua energia de fratura. Segundo o autor, fazendo uso de fibras de aço de alta resistência, a fissuração pode ser controlada e inclusive uma resposta de endurecimento pode ser obtida para o concreto. A adição das fibras aumentou significativamente a ductilidade do concreto. Do mesmo modo, a energia de fratura também foi aumentada, porém, em maior proporção que a resistência à compressão. Os valores obtidos para a energia de fratura até uma deflexão de 10 mm para os concretos reforçados com fibras foram de 15 a 50 vezes maiores do que os valores obtidos para o concreto autoadensável sem fibras. A resistência da fibra também afetou a tenacidade do concreto, sendo este efeito mais evidente para as misturas com baixo teor de cimento. Como a resistência do concreto aumentou, as fibras foram rompidas ao invés de serem arrancadas. Assim, a ductilidade foi menor para as misturas de maior resistência.

2.2.3.3 TRAÇÃO

Materiais à base de cimento apresentam comportamento frágil quando submetidos a esforços de tração. A adição de fibras modifica este comportamento, beneficiando a resistência pós fissuração e a tenacidade do material. Até a formação da primeira fissura, o comportamento à tração de compósitos reforçados com fibras é governado pela matriz.

Após esta etapa, entra em ação o mecanismo de ponte de tensões gerado entre as fibras e a matriz cimentícia.

A ilustração a seguir, produzida por BALAGURU e SHAH (1992), permite a verificação de três diferentes tipos de comportamento os quais ocorrem em matrizes frágeis de cimento reforçadas com fibras, quando submetidas a esforços de tração direta.

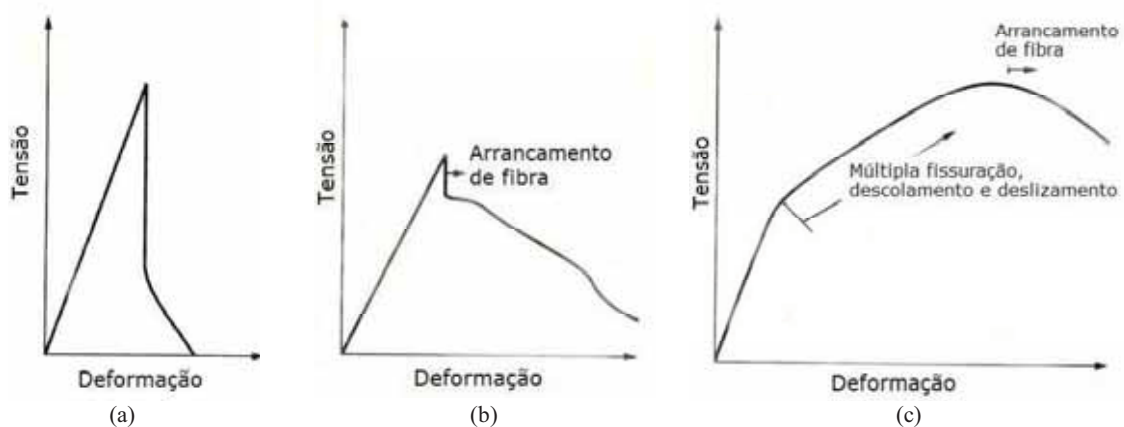


Figura 2.2 – Tipos de comportamentos para compósitos submetidos a esforços de tração.

(Fonte: Adaptado de BALAGURU e SHAH, 1992).

No primeiro comportamento, apresentado na Figura 2.2 - a, verifica-se o rompimento imediato do compósito após o aparecimento da primeira fissura, indicando uma provável ruptura caracterizada pela incorporação de baixo volume de fibras. No segundo comportamento (Figura 2.2 - b), verifica-se que, após a fissuração da matriz, o compósito ainda resiste a cargas inferiores a carga de ruptura, sendo este processo caracterizado pela transferência de carga da matriz para as fibras. Para este caso a ruptura é caracterizada pelo arrancamento das fibras da matriz. A Figura 2.2 - c apresenta o último comportamento, o qual é caracterizado pelo aumento da carga mesmo após a fissuração da matriz. Neste processo, várias fissuras surgem no compósito à medida em que a carga aplicada ultrapassa a carga de primeira fissura, resultando na múltipla fissuração do compósito. A inclinação do ramo pós-fissuração dependerá da fração volumétrica de fibras incorporadas e de sua capacidade de adesão à matriz cimentícia (BALAGURU e SHAH, 1992).

Raramente testes de resistência à tração em CRF's são especificados em normas, sendo normalmente utilizados em pesquisas. Um dos problemas principais deste tipo de teste é fornecer um arranjo de garras que não leve à fissura ou esmagamento das amostras (BENTUR e MINDESS, 2007). Conforme descrito por VELASCO (2008) elevados coeficientes de variação são normalmente obtidos para ensaios de tração em CRF's, por vários pesquisadores. Este comportamento ocorre devido a vários fatores, entre os quais podem ser citados: o posicionamento e alinhamento das amostras, sistema de fixação das amostras ao equipamento de ensaio e a heterogeneidade do material, que se torna acentuada em concretos fibrosos.

GETTU e BARRAGÁN (2003), estudaram o comportamento a tração de amostras cilíndricas produzidas com SFRC e detectaram coeficientes de variação de até 30% nos resultados referentes à tensão pós-pico e à tenacidade do material. Segundo os autores, este elevado grau de variabilidade é atribuído principalmente à aleatoriedade do número de fibras atravessando a fissura, levando em consideração a pequena seção transversal da amostra.

2.2.3.4 INFLUÊNCIA DA TAXA DE DEFORMAÇÃO EM ENSAIOS DE TRAÇÃO DIRETA

O desempenho à tração de um compósito pode variar largamente, dependendo da taxa de deformação a qual ele for submetido. Segundo BANTHIA *et al.* (2004), entre os exemplos mais comuns de carregamentos dinâmicos, nos quais são impostas diferentes taxas de carregamento às estruturas de concreto, podem ser citados: tráfego de veículos (10^{-6} a $5 \times 10^{-4} \text{s}^{-1}$), explosões de gás (5×10^{-5} a $5 \times 10^{-4} \text{s}^{-1}$), terremotos (5×10^{-3} a $5 \times 10^{-1} \text{s}^{-1}$), cravação de estacas (10^{-2} a 1s^{-1}) e pouso de aeronaves (5×10^{-2} a 2s^{-1}).

Estudos realizados por XIAO *et al.* (2008), em concretos convencionais, revelaram que a variação da taxa de deformação não afetou a tangente inicial das curvas de tensão *versus* deformação na tração. Do mesmo modo, a variação da taxa de deformação não proporcionou alterações nos valores de deformação crítica. Apenas para os resultados referentes à resistência à compressão, um discreto acréscimo destes parâmetros pode ser observado.

HABEL e GAUVREAU (2008), realizaram ensaios de tração em amostras prismáticas de UHPFRC, reforçadas com fibras metálicas, utilizando três diferentes taxas de deformação ($8 \times 10^{-7} \text{s}^{-1}$, $5 \times 10^{-3} \text{s}^{-1}$ e $2 \times 10^{-2} \text{s}^{-1}$), representando demandas típicas de carregamento sísmico, ou de impactos de veículos sobre pilares de pontes. Os resultados obtidos indicaram que tanto a tenacidade quanto a tensão última suportada pelo material, se elevaram à medida que a taxa de deformação aplicada ao compósito aumentava.

KIM *et al.* (2008), desenvolveram um estudo afim de melhor compreender o efeito da taxa de deformação nas propriedades à tração de HPFRCC's produzidos com fibras de aço de alta resistência. Os autores demonstraram que existe forte correlação entre o comportamento à tração dos compósitos sob diferentes taxas de deformação e os ensaios de “*pull out*”, sendo ambos, dependentes da fração volumétrica de fibras e da resistência da matriz.

MECHTCHERINE *et al.* (2011), investigaram o comportamento mecânico à tração de amostras prismáticas de SHCC (produzido com fibras de PVA) submetidas à diferentes taxas de deformação. Assim como nos demais trabalhos mencionados, puderam ser percebidos acréscimos nos valores de resistência à tração em consequência da elevação das taxas de deformação aplicadas aos compósitos. A capacidade de deformação apresentou decréscimo para taxas inferiores a 10s^{-1} . Contudo, para valores de taxa de deformação superiores a este patamar, o contrário ocorreu.

2.2.3.5 FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO

Ensaio estruturais envolvendo flexão em lajes ou painéis de concreto, são bastante complicados, tendo em vista a dificuldade de manipulação das amostras e as incertezas acerca do efeito escala. Contudo, muitos pesquisadores acreditam que este tipo de teste é bastante eficaz na determinação das propriedades mecânicas do concreto, principalmente, quando da utilização de reforço fibroso.

A norma americana ASTM C1550 (2005) é um dos exemplos de ensaio estrutural em elementos de concreto fibroso, denominado muitas vezes como “*quasi-full scale test*”. Nesta norma, um elemento circular de concreto apoiado sobre três pivôs é submetido a uma carga estática de modo que, assim como num ensaio de resistência à flexão em prismas, sejam avaliados: os padrões de fissuração, a tenacidade e a resistência. O ensaio em painéis circulares foi desenvolvido originalmente para aplicação em concreto projetado (Figura 2.3), porém aos poucos foi adquirindo o interesse dos demais produtores de concretos reforçados com fibras.

Para este tipo de ensaio, o padrão de fissuração do concreto é bastante previsível e as propriedades do material após a fissuração podem ser melhor determinadas visto que as grandes áreas de fratura do corpo-de-prova, propiciam uma dispersão de resultados experimentais notavelmente inferior a dispersão obtida em ensaios de resistência à flexão em vigas (BERNARD, 2004; DESTRÉE e MANDL, 2008).



Figura 2.3 – Moldagem manual de painéis utilizando concreto projetado.
(Fonte: ASTM C1550, 2005).

Segundo MOBASHER *et al.* (2011), para o caso de vigas simplesmente apoiadas (estrutura estaticamente determinada), apenas uma linha de ruptura é formada, a qual será responsável pela formação da primeira fissura e pelo posterior mecanismo de colapso da amostra. Contudo, se o grau de indeterminação for superior, como no caso de vigas contínuas ou lajes tipo “*joint-free*”, será necessário um número mínimo de linhas de ruptura para que se inicie o processo de colapso. Os autores relatam ainda que, quanto maior o grau de indeterminação, maior a contribuição efetiva das fibras no processo de

fratura. Deste modo, maiores níveis de carga serão necessários para que a estrutura alcance a ruína.

BERNARD (2004), descreve que ao testar um material como o concreto reforçado com fibras de aço, para controle de qualidade, é importante que as variações aparentes no desempenho reflitam as variações do material e não do método de teste. Dada a uniformidade e a consistência do modo de falha apresentado pelos testes de flexão em painéis apoiados sobre três pontos (Figura 2.4 - a), acredita-se que este modo de suporte permite medir de forma mais confiável o desempenho de um material, quando comparado a métodos alternativos de suporte. Principalmente, quando a investigação das propriedades mecânicas do concreto não compreende efeitos de cisalhamento.

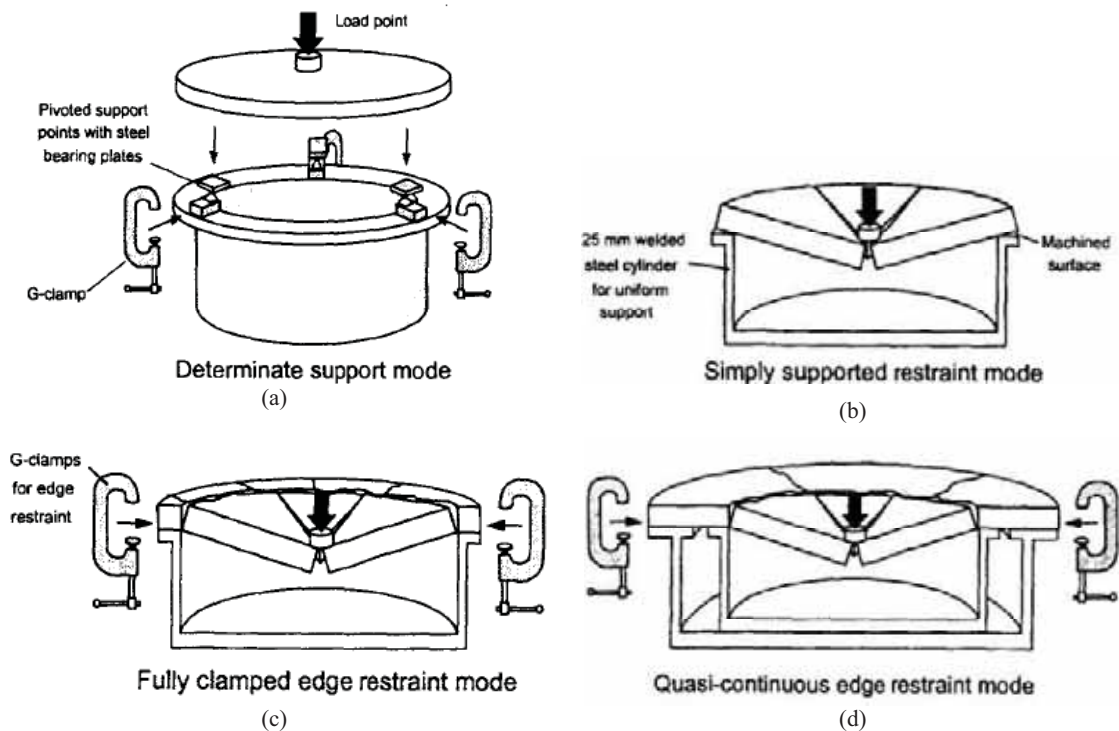


Figura 2.4 – Arranjos experimentais para testes de flexão em painéis de concreto.
(Fonte: BERNARD, 2004)

Em estudo realizado por DI PRISCO *et al.* (2011), três diferentes testes foram utilizados para avaliar a capacidade de suporte de FRC's: resistência à flexão (quatro pontos) em pequenas vigas prismáticas entalhadas, resistência à flexão em painéis circulares apoiados sobre quatro pontos e resistência à flexão (quatro pontos) em vigas de escala real "*full scale beams*". Em conclusão, os autores descrevem que um teste

estrutural capaz de levar em conta a heterogeneidade real das características mecânicas na estrutura, pode permitir ao projetista estimar de forma mais adequada o comportamento de uma estrutura, em comparação a testes mecânicos com modelos reduzidos, tais como: ensaios de resistência à flexão em pequenos elementos prismáticos entalhados.

MOBASHER *et al.* (2011), produziram um estudo tendo como base um teste similar ao ensaio prescrito pela ASTM C1550 (2005). Nele, painéis com 1,5m e 2,0m de circunferência com espessuras de 150mm e 200mm, respectivamente, foram submetidos a um carregamento central conforme arranjo experimental ilustrado na Figura 2.5. Segundo os autores, o “*Round indeterminate panel*”, como foi denominado o teste de flexão em painéis com perímetro totalmente apoiado, não é um teste material comparável a testes de flexão padrões que utilizam amostras prismáticas. Trata-se de um teste estrutural que tem sido utilizado por mais de vinte anos no desenvolvimento de propriedades com base laboratorial para lajes de concreto reforçado com fibras de aço. As ilustrações destas aplicações encontram-se, respectivamente, na Figura 2.6 – a e na Figura 2.6 – b.

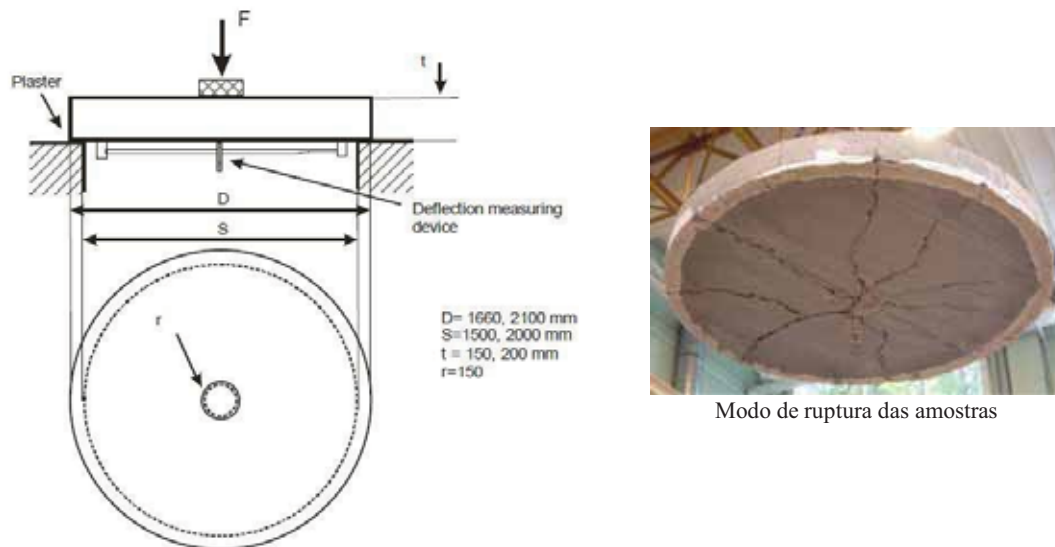


Figura 2.5 – Arranjo experimental utilizado para testes de flexão em painéis circulares de concreto totalmente apoiados.
(Fonte: MOBASHER *et al.*, 2011).



(a) Instalação de uma G-SFRES (*Ground elevated steel fiber reinforced slabs*).



(b) Imagens de construções e aplicações de E-SFRES (*Elevated fiber reinforced slabs*).

Figura 2.6 – Fotografias e aplicações de G-SFRES (*Ground elevated steel fiber reinforced slabs*) e E-SFRES (*Elevated fiber reinforced slabs*).

(Fonte: MOBASHER *et al.*, 2011).

A principal vantagem do ensaio em painéis circulares é permitir a detecção de um padrão de múltiplas fissuras, o qual não é observado em testes com pequenas vigas (MOBASHER *et al.*, 2011). Segundo MEDA *et al.*(2004), avaliar a resposta de um painel aplicando um carregamento em seu centro, fornece uma estimativa conservadora de sua capacidade de suporte, visto que este ponto é o mais distante dos apoios e portanto suporta carregamentos significativamente inferiores que outros pontos do painel.

Segundo BENTUR e MINDESS (2007), o desempenho do modelo apresentado na ASTM C 1550 é julgado com base na energia absorvida durante o carregamento do corpo-de-prova de concreto para alguns valores seleccionados de deflexão central. O autor relata que este teste parece discriminar razoavelmente bem entre diferentes tipos de fibras e

volumes, embora nem sempre apresente resultados coerentes com outros testes que avaliam a tenacidade do concreto.

RILEM TC162-TDF *apud* BENTUR e MINDESS (2007), compararam resultados de testes de flexão executados em painéis circulares e em vigas prismáticas. O estudo concluiu que os resultados de ambos os ensaios foram compatíveis e levaram a conclusões semelhantes, sendo os resultados dos testes com painéis menos dispersos do que o teste de flexão em vigas. Sua principal desvantagem é que o modelo em si é muito grande e pesado para ser manuseado facilmente e não se enquadra em muitas máquinas de teste comumente utilizadas.

Sistemas que visam determinar o tamanho das fissuras formadas, ou quantificar as deformações ocorridas em painéis circulares de concreto submetidos à flexão, também podem ser encontrados em alguns dos trabalhos atuais relacionados a este tema. A seguir (Figura 2.7) estão ilustrados dois diferentes tipos de sistemas utilizados em ensaios com painéis circulares, produzidos por ESPION (2006) e PILAKOUTAS e NGUYEN (2008), objetivando determinar as deformações e a abertura das fissuras formadas na região inferior de corpos-de-prova de concreto reforçado com fibras.



(a) Sistema triangular composto por três *strain gages*.

(Fonte: ESPION, 2006).



(b) Sistema hexagonal composto por seis LVDT's.

(Fonte: PILAKOUTAS e NGUYEN, 2008).

Figura 2.7 – Sistemas destinados a mensurar valores de deformações e de abertura de fissuras formadas na região central de painéis circulares de concreto.

DOZIO (2008) realizou análises não lineares em elementos finitos, por meio da teoria das linhas de ruptura “*yield lines*”, em painéis circulares de concreto totalmente apoiados ao longo de seu perímetro (*simply supported round panels*), visando estudar efeitos de fatores estruturais (Figura 2.8).

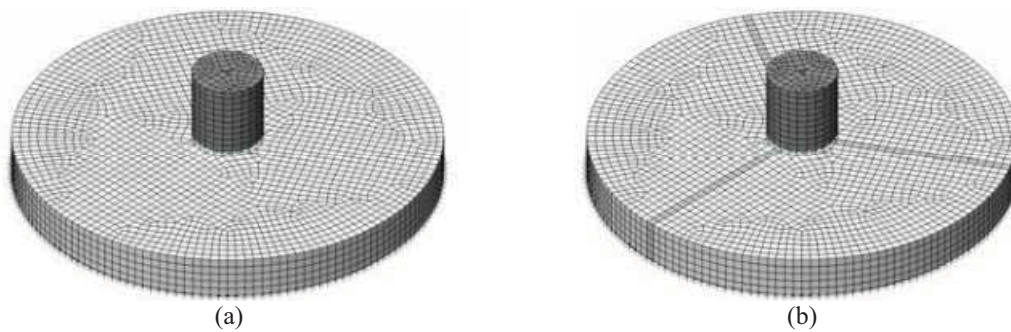


Figura 2.8 – Modelos em elementos finitos: (a) painel homogêneo e (b) painel com defeitos em três direções radiais.
(Fonte: DOZIO, 2008).

A investigação contemplou a utilização de dois elementos sólidos: um elemento de concreto e um elemento de metal, simulando assim o atuador de carga submetendo esforços sobre a amostra de concreto. Ao final do estudo, pôde-se perceber que os resultados analíticos não promoveram boa correlação com os resultados experimentais, principalmente no tocante ao campo de deslocamentos do elemento sólido e a rigidez a flexão das curvas. Isto se deu devido a dependência do modelo em relação a malha do elemento utilizado, quando da ocorrência das primeiras fissuras.

O estudo realizado por SORANAKOM *et al.* (2007), baseado na análise inversa de ensaios de flexão em painéis circulares de concreto totalmente apoiados ao longo do perímetro, buscou determinar propriedades materiais de concretos reforçados com fibras. Um dos meios utilizados para a determinação destes parâmetros foi a criação de um modelo em elementos finitos, de uma fatia correspondente à 1/8 do ensaio de flexão em painéis circulares de concreto (Figura 2.9).

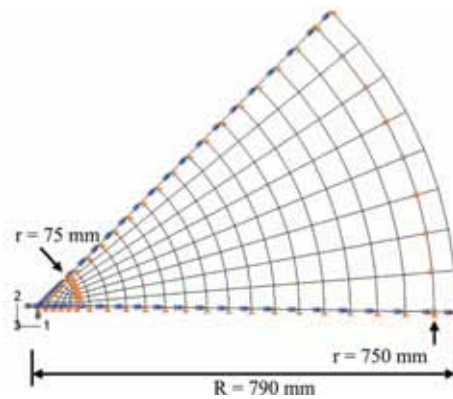


Figura 2.9 – Modelo em elementos finitos.
(Fonte: SORANAKOM *et al.*, 2007).

De posse do elemento, os parâmetros de entrada do modelo foram devidamente ajustados, propiciando assim, um ajuste bastante aproximado do resultado experimental.

Um modelo muito semelhante foi utilizado por BARSBY (2011), que estudou ensaios de flexão em painéis circulares (ASTM C-1550), ensaios padronizados de flexão em vigas e simulações em elementos finitos, visando caracterizar a resistência residual em idades iniciais de concretos prejetados reforçados com fibras, e ainda, estabelecer correlações entre os diferentes testes utilizados. A modelagem proposta em elementos finitos, foi elaborada com elementos de casca (*shell*) e integração Simpsoniana (21 pontos) em um teste quase estático usando análise dinâmica explícita.

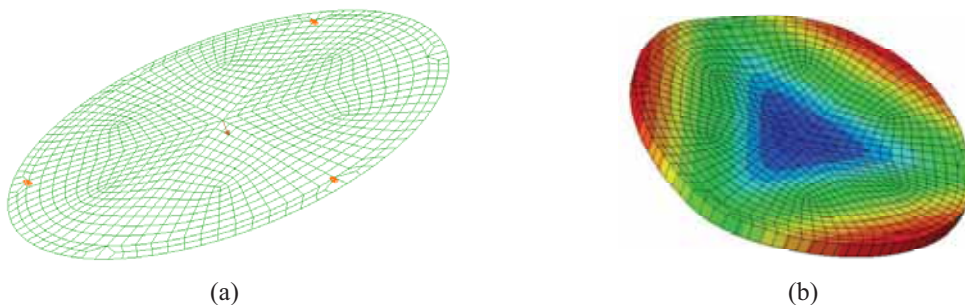


Figura 2.10 – Modelos em elementos finitos: (a) malha; (b) campo de deslocamentos.
(Fonte: BARSBY, 2011).

Os resultados de carregamento de pico obtidos pelo autor, a partir do modelo em elementos finitos, apresentaram semelhança relativamente grande com os resultados experimentais, sendo as diferenças entre resultados, de aproximadamente 10%. O comportamento pós-fissuração, do mesmo modo, manteve boa aproximação com os resultados experimentais.

3 MATERIAIS EMPREGADOS

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as características dos diversos materiais destinados à produção do CARFA. Com exceção dos resultados obtidos para a sílica 325, para o cimento CPIII-40, para a cinza volante e para ambas as fibras de aço utilizadas, todas as demais caracterizações possuem base no trabalho realizado por MARANGON (2011), o qual utilizou os mesmos materiais empregados neste estudo.

3.2 MATERIAIS CIMENTÍCIOS

Os aglomerantes utilizados na produção do CARFA foram: cimento CPIII-40 (VOTORAN), cinza volante (POZO FLY) e sílica ativa (SILMIX). A determinação da distribuição granulométrica da sílica ativa foi realizada utilizando uma técnica baseada na velocidade de sedimentação de partículas (sedigrafia) no laboratório do CETEM (Centro de Tecnologia Mineral - UFRJ). As distribuições granulométricas da cinza e do cimento foram determinadas através de granulometria a laser com o auxílio do equipamento *Malvern MasrterSizer 2000* do laboratório de durabilidade do LabEST (Laboratório de Estruturas - COPPE/UFRJ). O resultado das três determinações está apresentado na Figura 3.1.

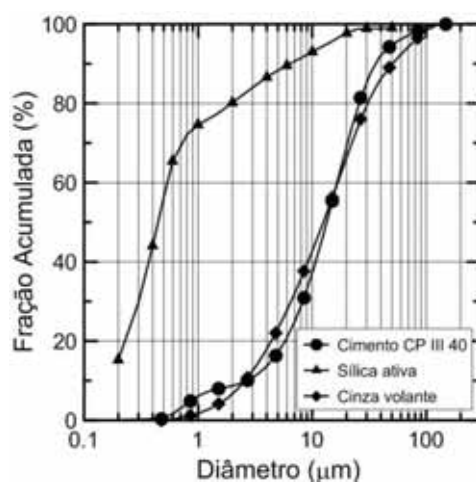


Figura 3.1 – Curvas granulométricas do cimento CP III 40, sílica ativa e cinza volante.

De acordo com as curvas granulométricas apresentadas na Figura 3.1, verifica-se que tanto o cimento quanto a cinza volante possuem granulometrias semelhantes e bem graduadas, com tamanhos de partículas variando entre 0,5 μm e 150 μm . Diferentemente destes dois materiais, as partículas de sílica ativa apresentaram diâmetros inferiores com tamanhos entre 0,2 μm e 50 μm .

Os parâmetros D_{80} e D_{50} referentes aos três aglomerantes empregados neste estudo estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Diâmetro dos aglomerantes (D_{80} e D_{50}).

Diâmetro	Cimento (μm)	Cinza Volante (μm)	Sílica Ativa (μm)
D_{80}	26,71	29,87	1,96
D_{50}	13,54	12,17	0,42

Os valores de massa específica do cimento, da cinza volante e da sílica ativa foram determinados conforme os procedimentos estabelecidos pela NM 23 (2001). Os resultados obtidos para estes três materiais estão relacionados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores de massa específica dos aglomerantes.

Material	Massa Específica (g/cm^3)
Cimento CP III 40	3,02
Cinza Volante	2,35
Sílica Ativa	2,28

3.3 ADITIVOS QUÍMICOS

3.3.1 DISPERSANTE

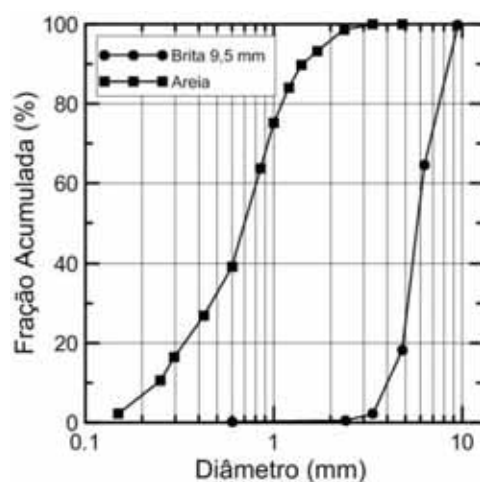
A produção do CARFA contemplou a utilização de um superplastificante de terceira geração (GLENIUM® 51), baseado em uma cadeia de éter policarboxílico modificado. Segundo dados do fabricante, o aditivo possui teor de sólidos de 28,5 a 31,5 %, massa específica de 1,067 a 1,107 kg/m³ e pH de 5 a 7.

3.3.2 ADITIVO MODIFICADOR DE VISCOSIDADE

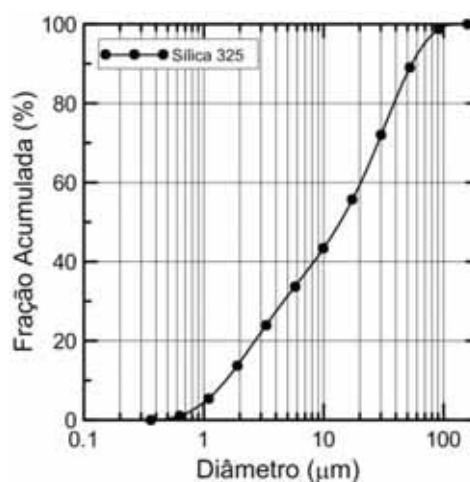
A fim de evitar a exsudação, segregação e, manter a coesividade dos concretos produzidos neste estudo, foi necessário o emprego de um agente modificador de viscosidade em conjunto com os demais constituintes do concreto. O Rheomac UW 410, fabricado pela empresa BASF, é um produto com base química de polímeros de celulose de alto peso molecular em forma de pó e de cor branca, especialmente produzido para evitar a segregação de concretos, tanto convencionais quanto subaquáticos.

3.4 AGREGADOS E FÍLER

A Figura 3.2 apresenta as curvas de distribuição granulométrica do agregado graúdo (de origem granítica), dos agregados miúdos e do fíler denominado sílica 325, utilizados na preparação dos concretos. A distribuição granulométrica dos agregados foi determinada por MARANGON (2011), através de peneiramento, de acordo com os procedimentos estabelecidos na NBR NM 248 (2003). A distribuição granulométrica da sílica 325 foi determinada por granulometria a laser, utilizando o equipamento MALVERN disponível no laboratório de físico-química do LabEST.



a) Curva granulométrica dos agregados;



b) Curva granulométrica da sílica 325;

Figura 3.2 – Curvas granulométricas dos agregados e filer.

Os parâmetros característicos D_{80} e D_{50} os quais se referem respectivamente aos tamanhos de partículas abaixo do qual se encontram 80% e 50% da massa do material, também foram determinados.

Tabela 3.3 – Diâmetro dos agregados (D_{80} e D_{50}).

Diâmetro	Agregado Miúdo (mm)	Agregado Graúdo 9,5 (mm)	Sílica 325 (μm)
D_{80}	1,10	7,80	38,62
D_{50}	0,70	5,77	13,75

Os valores de massa específica dos agregados miúdo e graúdo foram determinados de acordo com os procedimentos estabelecidos pelas normas NM 52 (2009) e NM 53 (2009), respectivamente. A massa específica da sílica 325 foi determinada por meio do frasco de Le Chatelier de acordo com os procedimentos estabelecidos pela NM 23 (2001). Os resultados destas determinações encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Massa específica dos agregados e filer.

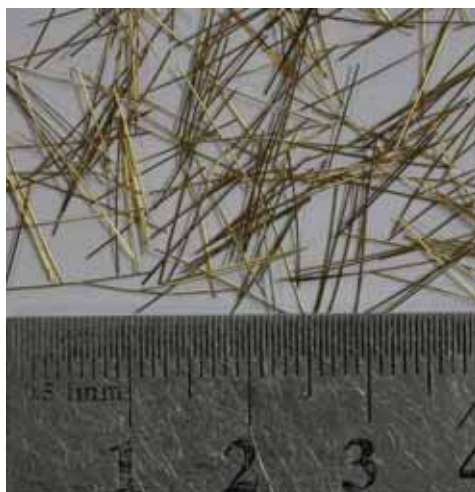
Material	Massa Específica (g/cm^3)
Agregado Miúdo	2,44
Agregado Graúdo 9,5 mm	2,64
Sílica 325	2,68

3.5 FIBRAS

Para a produção do CARFA foram utilizados dois tipos diferentes de fibras de aço (Figura 3.3). As características de ambas as fibras podem ser verificadas na Tabela 3.5, tendo origem nos dados fornecidos pelos fabricantes.

Tabela 3.5 – Características das fibras de aço.

Características	Fibra de aço lisa (SF1)	Fibra de aço com ganchos (SF2)
Comprimento (mm)	12	35
Diâmetro (mm)	0,18	0,55
Relação de Aspecto (l/d)	67	65
Peso Específico (g/cm³)	7,85	7,85
Resistência à tração (MPa)	1100	1150
Módulo de Elasticidade (GPa)	200	200



(a) Fibra lisa (67/12).



(b) Fibra com ganchos Dramix (65/35).

Figura 3.3 – Fibras de aço utilizadas na produção do CARFA.

4 PRODUÇÃO DOS CONCRETOS E METODOLOGIAS DE ENSAIO

A produção dos concretos autoadensáveis deste estudo teve como ponto de partida um traço de concreto autoadensável reforçado com 1,5% de fibras com ganchos (35 mm), produzido e caracterizado por MARANGON (2006). Segundo o autor, a dosagem para a obtenção desta matriz de concreto autoadensável foi realizada seguindo os conceitos do método do empacotamento compressível (MEC), através do programa computacional BetonlabPro2 (SEDRAN e DE LARRARD, 2000).

Ao todo, cinco misturas de concreto autoadensável foram produzidas neste trabalho: uma mistura de referência e quatro misturas com frações volumétricas e comprimentos variados de fibras de aço. Todas as misturas foram produzidas utilizando agregados graúdos com diâmetro máximo de 9,5 mm. Os caracteres utilizados na nomenclatura das misturas produzidas indicam o teor volumétrico de fibras utilizado na composição e a ocorrência, ou não, de hibridização do reforço fibroso. A nomenclatura e as características das misturas produzidas estão descritas a seguir:

- C0: mistura de referência, sem fibras;
- C1,0%: mistura reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 1 %;

- C1,0%H: mistura reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 0,5 % e com fibras de aço SF1 (12 mm) em teor volumétrico de 0,5 %;

- C1,5%: mistura reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 1,5 %;

- C1,5%H: mistura reforçada com fibras de aço SF2 (35 mm) em teor volumétrico de 1 % e com fibras de aço SF1 (12 mm) em teor volumétrico de 0,5 %.

O proporcionamento dos materiais foi mantido constante para todos os traços, com exceção apenas da quantidade de fibras e da quantidade de agregados graúdos presente nas misturas (Tabela 4.1). Quando da utilização de reforço fibroso, a dosagem foi realizada com a substituição do agregado graúdo do concreto pelo volume correspondente ocupado pelas fibras. O teor de superplastificante foi calculado em relação à massa de cimento presente na composição das misturas.

Tabela 4.1 – Composição das misturas (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%).

Composição	C0	C1,0%H	C1,0%	C1,5%H	C1,5%
Agregado Graúdo (G) (kg/m ³)	494	468	468	454	454
Agregado Miúdo (S1) (kg/m ³)	830	830	830	830	830
*Agregado Miúdo (S2) (kg/m ³)	100	100	100	100	100
Sílica 325 (kg/m ³)	70	70	70	70	70
Cimento (kg/m ³)	360	360	360	360	360
Cinza Volante (kg/m ³)	168	168	168	168	168
Sílica Ativa (kg/m ³)	45	45	45	45	45
Superplastificante (kg/m ³)	45,1	45,1	45,1	45,1	45,1
Modificador de Viscosidade (kg/m ³)	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
Água (kg/m ³)	150	150	150	150	150
Fibra 12 mm (SF1) (kg/m ³)	0	39	0	39	0
Fibra 35 mm (SF2) (kg/m ³)	0	39	78	78	117
Teor de superplastificante (%)	4	4	4	4	4
Água/cimento	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

* Agregado Miúdo (S2): Agregado Miúdo (S1) com diâmetro inferior a 0,85 mm.

A produção dos concretos foi realizada em sala climatizada a 21°C ± 1°C, utilizando um misturador planetário (préviamente umedecido) com capacidade para 100 litros de concreto. O preenchimento de todos os moldes utilizados neste estudo foi realizado sem qualquer tipo de vibração. A desmoldagem dos corpos-de-prova foi

realizada 48 horas depois do preenchimento dos moldes em virtude do efeito retardante causado pelo superplastificante, na pega do concreto.

A Figura 4.1 ilustra toda a gama de ensaios e investigações realizados para avaliação dos concretos autoadensáveis produzidos neste estudo.

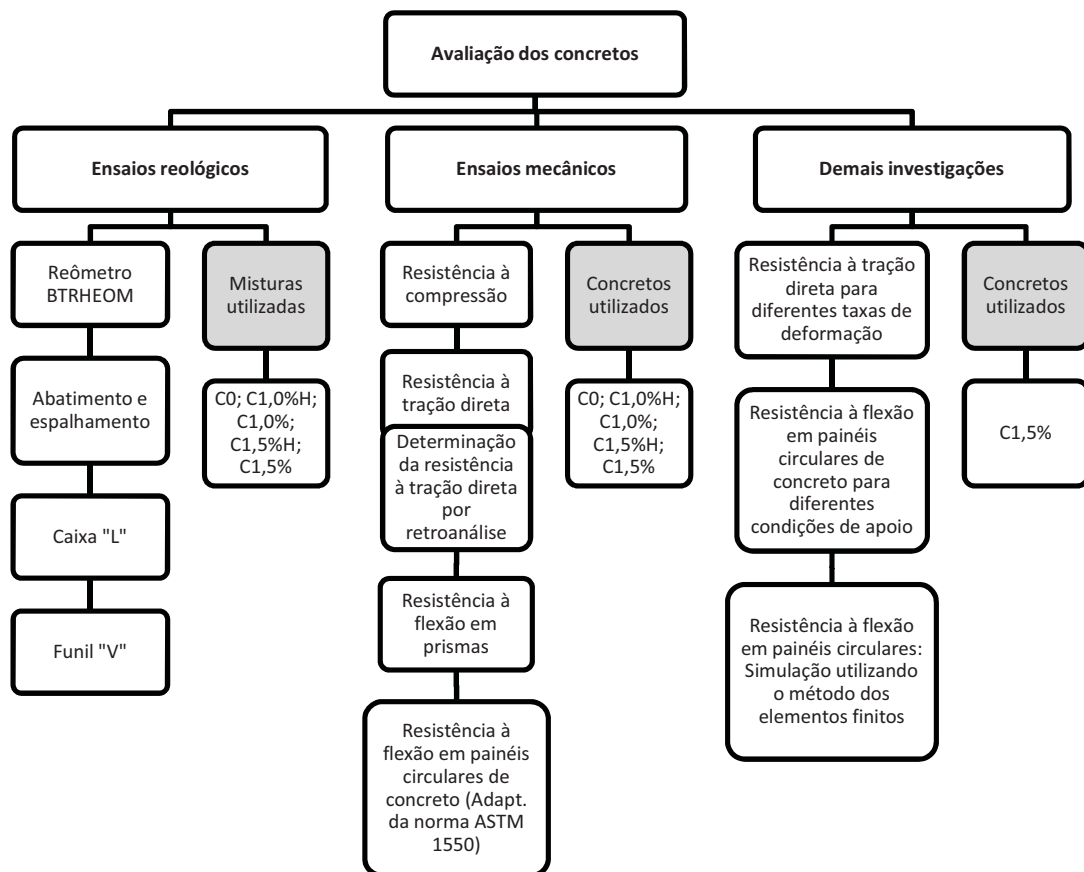


Figura 4.1 – Esquema simplificado do quadro geral de ensaios realizados para a avaliação dos concretos produzidos.

4.1 PROPRIEDADES REOLÓGICAS

Neste ítem serão apresentados os métodos de caracterização aplicados ao CARFA enquanto material fresco. Esta etapa compreende ensaios de abatimento, espalhamento, caixa “L”, funil “V” e ensaios com o reômetro BTRHEOM, os quais foram empregados na avaliação das cinco misturas produzidas (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%).

4.1.1 ENSAIO COM REÔMETRO BTRHEOM

Através da utilização do reômetro BTRHEOM (Figura 4.2), a influência da adição de fibras na reologia dos concretos produzidos foi avaliada. A partir dos resultados de torque *versus* velocidade, foram realizadas regressões não-lineares calculadas através do modelo de Herschel-Blukley, de modo que pudessem ser determinados os parâmetros de tensão de escoamento e viscosidade plástica para todas as cinco misturas produzidas. Segundo De LARRARD (1999), é provável que os concretos autoadensáveis produzam valores entre 200 e 300 Pa.s para a viscosidade plástica e valores menores que 500 Pa para a tensão de escoamento.

Cinco velocidades de rotação foram utilizadas, com variação uniforme entre 0,8 rev/s e 0,2 rev/s, as quais corresponderam a taxas de deformação entre $0,25\text{ s}^{-1}$ e $6,0\text{ s}^{-1}$.



Figura 4.2 – Constituintes do reômetro BTRHEOM: base que contém motores e transdutores (1), recipiente que comporta a amostra de concreto (2), grade fixa inferior (3), unidade de rotação com grade superior (4), dispositivo para medição da dilatância (5), fitas adesivas (6) e unidade eletrônica de controle (7).

(Fonte: CORDEIRO, 2006)

4.1.2 ENSAIO DE ABATIMENTO E ESPALHAMENTO

O ensaio de abatimento e espalhamento (*slump test*), utilizando o cone de Abrams, é usualmente empregado na determinação das propriedades do concreto enquanto material fresco. Neste estudo, o procedimento adotado para o ensaio de abatimento e espalhamento se baseou na medição (em duas direções) do diâmetro da circunferência formada pelo

escoamento total do concreto após o içamento do tronco de cone e posterior medição do abatimento utilizando como referência o cone de Abrams.



(a) Medição do abatimento.

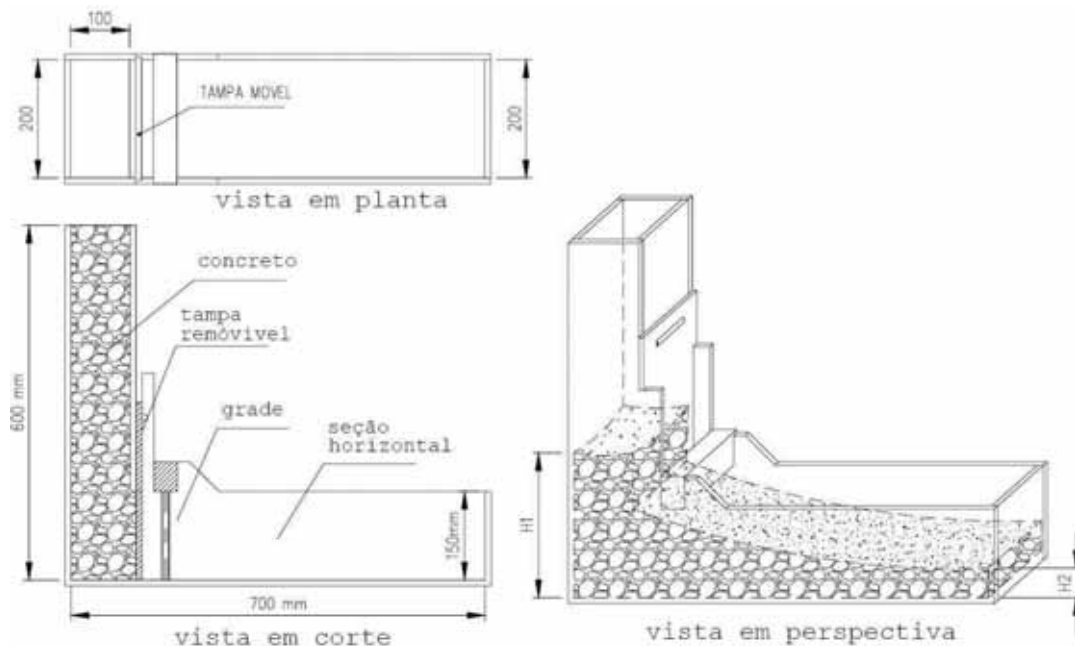
(b) Medição do espalhamento.

Figura 4.3 – Determinação do abatimento e do espalhamento do concreto.

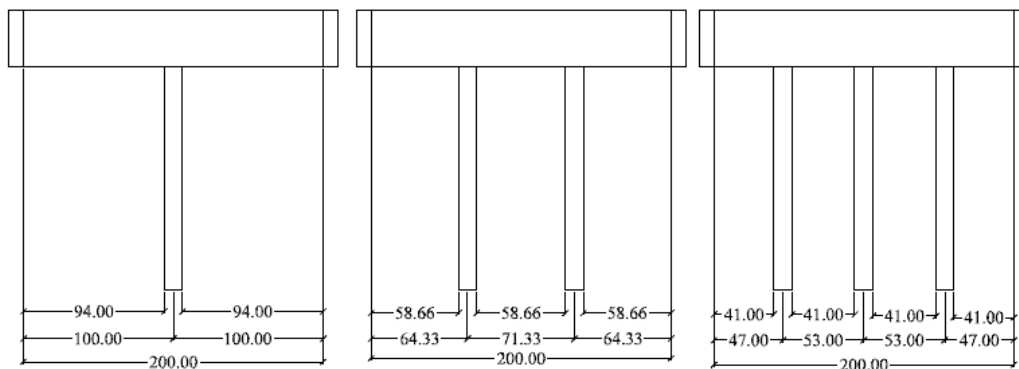
Em concretos autoadensáveis o ensaio de espalhamento é utilizado para medir a capacidade do material de fluir livremente sem segregar. A medida resultante da fluidez do concreto é o diâmetro do círculo formado pelo concreto após o livre escoamento. Outras características do concreto também podem ser facilmente verificadas durante este ensaio, entre as quais podem ser citadas: homogeneidade do material (acúmulo de agregados), segregação, exsudação e forma assumida pelo concreto após o escoamento. É possível também avaliar a fluidez do concreto através do tronco de cone invertido, medindo o espalhamento formado pelo concreto, assim como no ensaio de espalhamento normal.

4.1.3 ENSAIO COM CAIXA “L”

Para cada mistura produzida neste estudo, três testes com caixa “L” foram realizados, cada qual, com um número diferente de barras de aço dispostas verticalmente à frente da tampa móvel. A finalidade das barras é restringir o fluxo do concreto após a abertura da portinhola. O aparato utilizado neste estudo é composto por barras lisas de 12 mm de diâmetro. A Figura 4.4 ilustra as dimensões da caixa “L” (a) e as configurações de barras utilizadas no estudo (b).



(a) Dimensões da caixa “L” (Fonte: Adaptado de FORMAGINI, 2005).



(b) Disposição das barras verticais no ensaio com caixa “L”. (Fonte: MARANGON, 2006).

Figura 4.4 – Detalhamento das dimensões e das configurações de barras utilizadas nos ensaios com caixa “L”.

Ao fim deste ensaio são realizadas medições dos parâmetros H2 e H1 referentes, respectivamente, à altura do concreto no final do trecho horizontal da caixa e a altura do concreto remanescente do trecho vertical da caixa após a abertura da portinhola. Através destes parâmetros, é calculada a relação $H2/H1$, a qual segundo EPG (2005), deverá permanecer maior ou igual a 0,75 para que o concreto possa ser considerado autoadensável. As dimensões da caixa “L” e as distâncias entre barras para as configurações de duas e três barras estão de acordo com a norma NBR 15823-4 (2010).

4.1.4 ENSAIO COM FUNIL “V”

Este teste é utilizado para determinar a capacidade de fluidez do concreto. O aparato de ensaio utilizado neste estudo consiste em um funil de seção retangular em forma de “V”, com abertura inferior de 6,5 x 7,5 cm conforme apresentado na Figura 4.5.

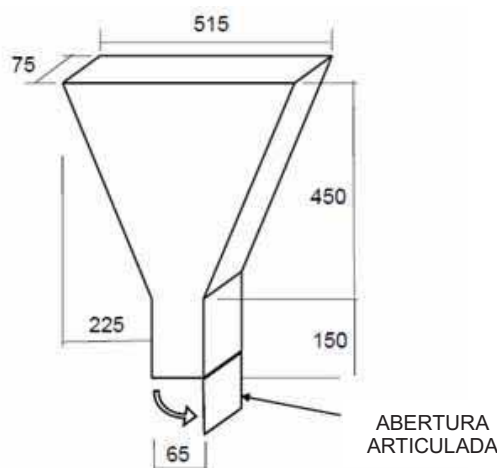


Figura 4.5 – Dimensões do funil “V” (mm).
(Fonte: Adaptado de EPG, 2005).

Foram adotados os seguintes procedimentos para a execução do ensaio:

- Preparação de aproximadamente 10 litros de concreto;
- Posicionamento do funil em forma de “V” sob uma base firme;
- Umedecimento da superfície interna do aparato;
- Preenchimento total do funil com concreto (sem compactação);
- Retirada do excedente de concreto com uma espátula;
- Abertura da tampa inferior 1 minuto após o preenchimento total do funil;
- Medição do tempo gasto pelo concreto para fluir através da abertura inferior.

Para este tipo de ensaio, a obtenção de valores baixos de tempo de escoamento indica grande fluidez; valores altos de tempo de escoamento indicam baixa fluidez. A obstrução da abertura inferior indica dificuldades de lançamento e adensamento do concreto.

4.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Neste ítem são apresentadas as metodologias de ensaios utilizadas para a caracterização mecânica dos concretos. Algumas metodologias, por não serem de uso corrente no âmbito das pesquisas que envolvem materiais na engenharia civil, serão discutidas com mais detalhes no decorrer do ítem.

4.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

A determinação da resistência à compressão uniaxial e do módulo de elasticidade dos concretos produzidos foi realizada seguindo as prescrições da NBR 5739 (2007), utilizando corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm. Para este ensaio utilizou-se uma máquina Shimadzu, servo-controlada, com capacidade de carga de 1000 kN e velocidade de carregamento de 0,1mm/min. Tanto o carregamento, quanto as deformações foram registradas pelo sistema de aquisição de dados “ADS 2000”, de 16 bits, da marca Lynx.



Figura 4.6 – Configuração do ensaio de resistência à compressão uniaxial.

Antes dos ensaios de resistência à compressão, os corpos-de-prova cilíndricos tiveram suas extremidades regularizadas com auxílio de um torno mecânico. Esta regularização é muito importante, visto que previne a concentração de tensões na face do corpo-de-prova, resultando na ruptura do mesmo. Além de manter a superfície regularizada, o faceamento por meio mecânico fornece paralelismo entre as bases e

perpendicularidade ao cilindro. O comportamento tensão *versus* deformação foi obtido com emprego de transdutores elétricos para medição dos deslocamentos longitudinais, acoplados à região central dos corpos-de-prova.

4.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA

Para os ensaios de resistência à tração direta dos concretos produzidos foram utilizados moldes prismáticos de 100 x 100 x 400 mm dotados de redutores de seção produzidos em aço (Figura 4.7 - b). Todos os corpos-de-prova foram serrados após 20 dias de moldagem, de modo que, a partir de cada molde pudessem ser produzidas duas amostras para o ensaio (Figura 4.7 - c).



(a) Dimensões das amostras (mm).

(Fonte: VELASCO, 2008);



(b) Molde com redutores de seção.



(c) Amostras serradas.

Figura 4.7 – Características dos moldes e amostras utilizados nos ensaios de resistência à tração direta.

Todos os corpos-de-prova foram avaliados aos 28 dias de idade utilizando uma máquina de testes mecânicos Shimadzu servo-controlada com capacidade para 1000 kN. A velocidade de carregamento adotada foi de 0,1 mm/min. Para a determinação dos deslocamentos axiais, foi utilizado um sistema com dois LVDT's fixos à região central dos corpos-de-prova de concreto (Figura 4.8). A aquisição dos dados de carregamento e deslocamento axial foi realizada pelo sistema “ADS 2000”, de 16 bits, da marca Lynx com o auxílio do *software* AQDados.

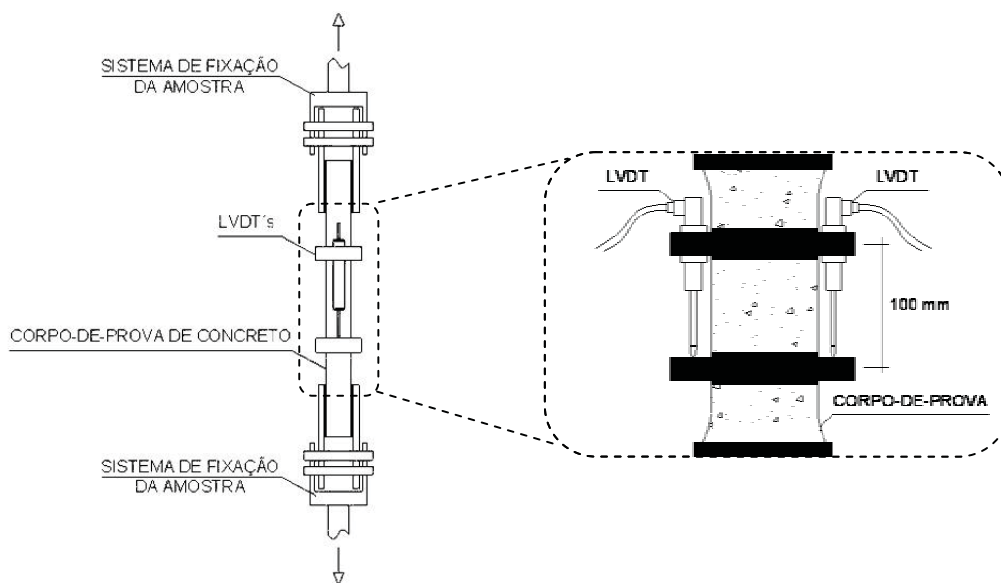


Figura 4.8 – Detalhes do arranjo experimental utilizado para os ensaios de tração direta.

Os carregamentos aplicados pelo atuador hidráulico da máquina de testes foram transmitidos às amostras de concreto através de um sistema metálico rígido, o qual foi mantido preso as garras da máquina de modo que não houvesse contato entre a amostra e a máquina. A ligação entre a amostra e o sistema rígido foi realizada utilizando outro aparato, composto por chapas metálicas coladas a amostra por um adesivo epóxi e fixo ao sistema rígido através de três pinos de aço maciço.

A energia absorvida na tração (T_i) foi determinada através da área sob a curva carga *versus* deslocamento. A análise compreendeu diferentes pontos de leitura. A nomenclatura dos valores de energia dar-se-á da seguinte forma no presente estudo:

T_i = Tenacidade à tração até o deslocamento “i”.

4.2.3 INFLUÊNCIA DA TAXA DE DEFORMAÇÃO EM ENSAIOS DE TRAÇÃO DIRETA

A verificação da influência da taxa de deformação em ensaios de tração direta aplicados ao concreto autoadensável reforçado com fibras, foi realizada apenas para a mistura C1,5%, variando a taxa de deformação de $1,6 \times 10^{-5}$ a $1,6 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ (Tabela 4.2). Os ensaios foram realizados em uma máquina de testes mecânicos Shimadzu servo-

controlada com capacidade para 300 kN. A aquisição dos dados de carregamento e deslocamento axial foi realizada pelo sistema de aquisição de dados “ADS 2000”, de 16 bits, da marca Lynx. Todos os corpos-de-prova foram avaliados aos 28 dias de idade.

Tabela 4.2 – Taxas de deformação empregadas nos ensaios de tração direta.

Velocidade de ensaio (mm/min)	Comprimento de leitura (mm)	Taxa de deformação (s ⁻¹)
0,1	100	0,000016
1	100	0,00016
10	100	0,0016

O arranjo experimental, bem como o tipo de amostras utilizadas nesta etapa de ensaios, seguiram os mesmos padrões adotados para os ensaios de tração direta (Figura 4.9).

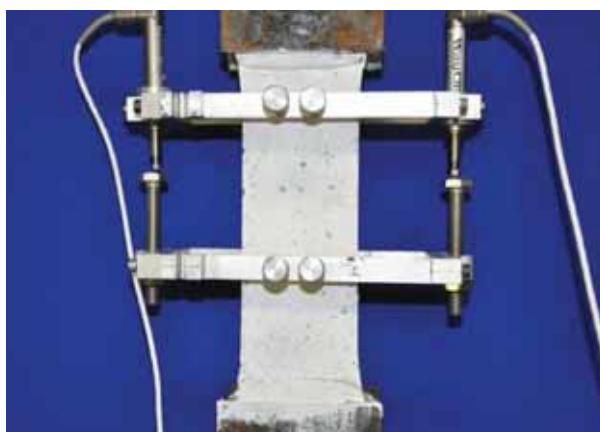


Figura 4.9 – Detalhes do arranjo experimental utilizado para os ensaios de resistência à tração.

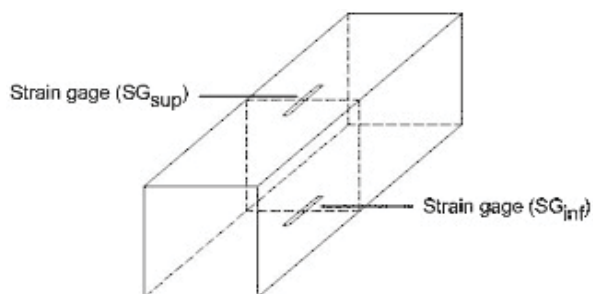
4.2.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PRISMAS

Os ensaios de resistência à flexão foram realizados em elementos prismáticos de seção retangular, padronizados com relação vão livre/altura igual a 3, de acordo com a norma NBR 12142 (1991). Tal qual o ensaio de resistência à compressão, a mesma máquina servo-controlada Shimadzu com capacidade de carga de 1000 kN foi utilizada para os ensaios de resistência à flexão, com velocidade de carregamento de 0,5 mm/min. Todos os corpos-de-prova foram avaliados aos 28 dias de idade.

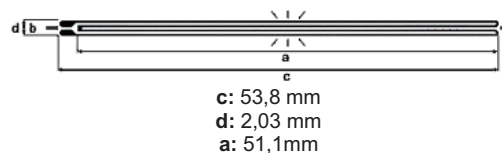


Figura 4.10 – Detalhes do arranjo experimental utilizado para os ensaios de resistência à flexão.

Os deslocamentos foram medidos com o auxílio de um LVDT e ainda, dois extensômetros elétricos (“*strain gages*”) foram colados nas faces superior (SG_{sup}) e inferior (SG_{inf}) dos corpo-de-provas, permitindo assim, a determinação das deformações de tração e compressão ocorridas nas amostras. A Figura 4.11 apresenta o posicionamento adotado para a colagem dos *strain gages* na região mediana do topo e da base dos prismas.



(a) Posicionamento dos *strain gages* nos prismas (topo e base).



(b) Características dos *strain gages*.



(c) Colagem dos *strain gages* nos prismas.

Figura 4.11 – Instrumentação dos prismas de concreto.

A resistência de primeira fissura, assim como a tensão máxima pós-fissuração foram calculadas a partir da Equação (4.1).

$$\sigma = \frac{6M}{bh^2} \quad (4.1)$$

Onde:

M = momento fletor;

b = base do corpo-de-prova;

h = altura do corpo-de-prova.

Os valores de tenacidade à flexão (T_i) para os ensaios com prismas, foram calculados através da área sob a curva carga *versus* deslocamento, até um deslocamento máximo de 5mm. As leituras compreenderam diferentes pontos de deslocamento, seguindo a mesma nomenclatura utilizada para os resultados de resistência à tração.

4.2.5 RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO

Este item trata de ensaios de flexão em painéis circulares de concreto, os quais consistem em determinar, entre outros parâmetros, a deflexão e a energia absorvida pelos corpos-de-prova durante seu carregamento. Diferentemente das dimensões propostas pela ASTM C1550 (2005), neste estudo foram produzidos e testados corpos-de-prova de concreto com diâmetro de 750 ± 5 mm e espessura de 75 ± 5 mm, devido as condições impostas pela máquina Shimadzu (1000 kN) utilizada nos ensaios. A Figura 4.12 ilustra alguns detalhes do processo de produção dos painéis circulares de concreto utilizados neste estudo.



(a) Preenchimento dos moldes.



(b) Moldes preenchidos com concreto autoadensável reforçado com fibras de aço.



(c) Corpo-de-prova de concreto após o processo de desforma.



(d) Detalhe da superfície inferior das amostras, gerada pelo acabamento com fôrmica.

Figura 4.12 – Detalhes do processo de produção dos painéis circulares de concreto.

As formas utilizadas consistiam em uma base de madeira compensada contornada por um anel de aço de 2mm de espessura. O concreto foi despejado sobre os moldes com o auxílio de baldes. Para a obtenção de um bom acabamento na superfície inferior dos painéis, o fundo dos moldes circulares foi revestido com uma fina camada de fôrmica. A superfície superior dos moldes foi regularizada com uma régua produzida em madeira lisa.

4.2.5.1 CONFIGURAÇÕES DE APOIO

Neste trabalho foram utilizadas três configurações de apoio distintas para a obtenção das propriedades mecânicas à flexão dos painéis produzidos com CARFA. Os

deslocamentos centrais dos painéis foram medidos com o auxílio de um LVDT preso verticalmente a uma base magnética disposta sob a região central dos corpos-de-prova. Do mesmo modo, um sistema composto por três LVDT's foi instalado na face inferior das amostras, afim de medir a abertura das fissuras formadas (Vide item: “*Abertura de fissuras*” neste capítulo). A velocidade de carregamento utilizada para os ensaios foi de 0,5 mm/min. Todos os painéis foram ensaiados aos 28 dias de idade.

Assim como nos ensaios de resistência à flexão em prismas, os valores de tenacidade à flexão (T_i) obtidos dos ensaios com painéis circulares, foram calculados através da área sob a curva carga *versus* deslocamento. Para os diferentes pontos de deslocamento, a nomenclatura “ T_i ” foi utilizada, sendo “ i ”, o valor de deslocamento até o qual a energia foi calculada.

- **Configuração I**

As propriedades mecânicas à flexão dos painéis produzidos com CARFA, submetidos à Configuração I, foram avaliadas em todas as misturas produzidas (C0; C1,0%; C1,0%H; C1,5%; C1,5%H). A partir da Figura 4.13 é possível verificar o posicionamento dos três apoios rotulados sob o corpo-de-prova circular (distâncias em “mm”).

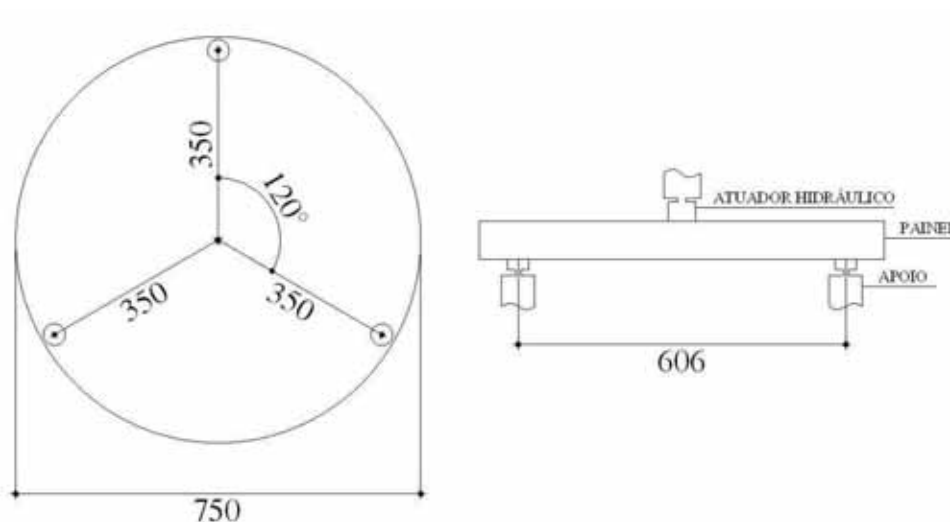


Figura 4.13 – Posicionamento dos apoios sob o corpo-de-prova circular (Configuração I).

O carregamento imposto na região central dos painéis foi aplicado através de uma peça cilíndrica rotulada de aço com 50 mm de diâmetro (Figura 4.14), semelhante às utilizadas em ensaios de resistência à compressão.

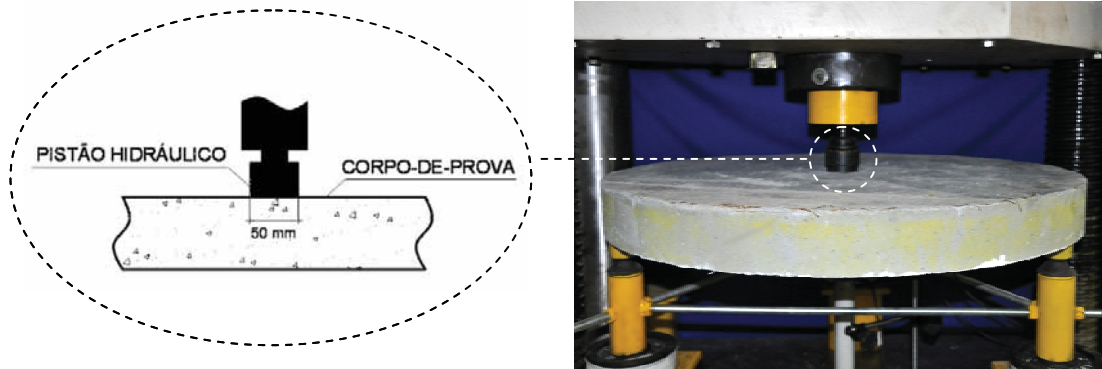


Figura 4.14 – Esquema simplificado da aplicação de carga sobre os painéis circulares de concreto (Configuração I).

Os apoios rotulados (igualmente espaçados) sobre os quais os painéis de concreto foram apoiados durante os ensaios, também foram produzidos na forma de cilindros de aço com 40 mm de diâmetro. A disposição dos apoios, conforme ilustrado na Figura 4.15, foi realizada de modo que os centróides dos cilindros de aço permanecessem distantes 25 mm da borda dos painéis.

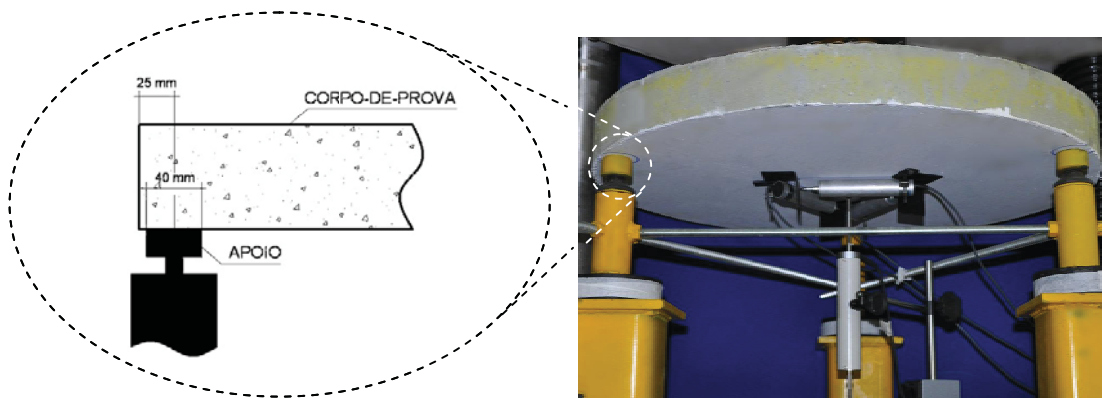


Figura 4.15 – Detalhe do posicionamento dos painéis sobre os apoios rotulados (Configuração I).

- **Configuração II**

As propriedades mecânicas à flexão dos painéis produzidos com CARFA, submetidos à Configuração II, foram avaliadas apenas para a mistura C1,5%. A Figura 4.16 ilustra o posicionamento dos seis apoios rotulados (igualmente espaçados) dispostos sob o corpo-de-prova circular (distâncias em “mm”).

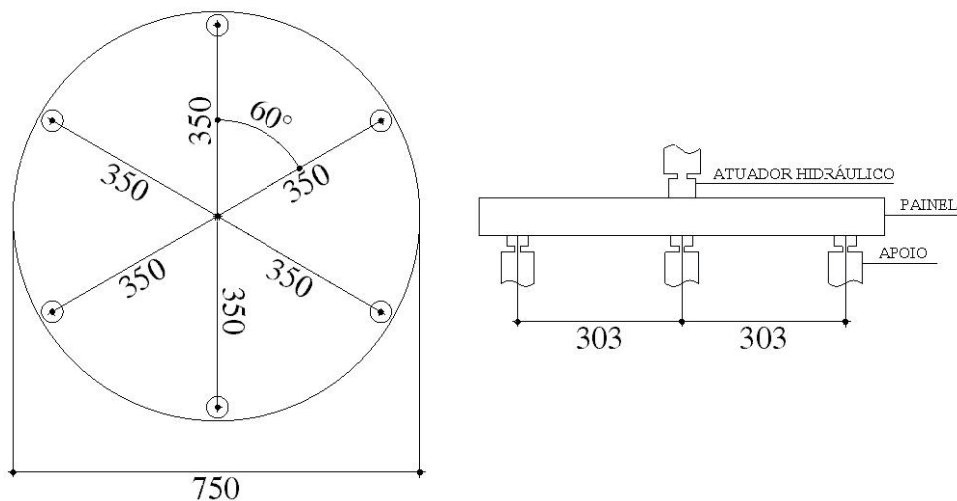


Figura 4.16 – Posicionamento dos apoios sob o corpo-de-prova circular (Configuração II).

A imposição do carregamento seguiu o mesmo sistema adotado na Configuração I (Figura 4.17).

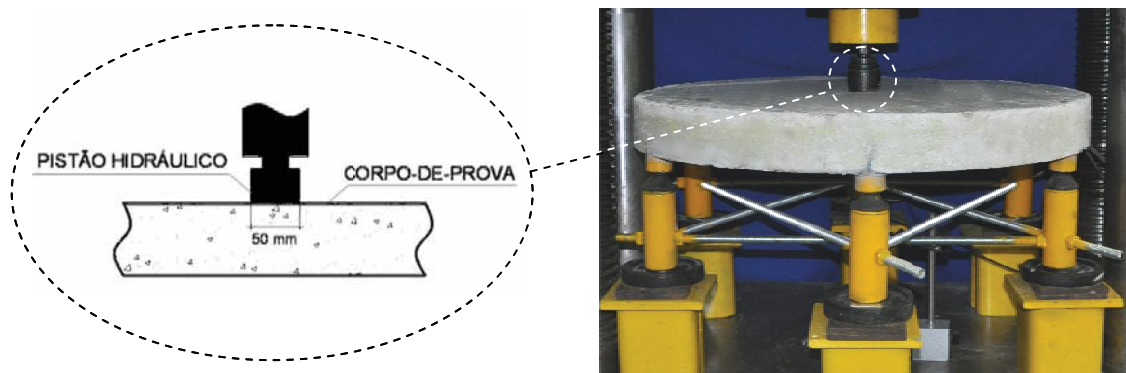


Figura 4.17 – Esquema simplificado da aplicação de carga sobre os painéis circulares de concreto (Configuração II).

Para os ensaios com painéis submetidos à Configuração II, foram utilizados seis apoios rotulados idênticos aos apoios utilizados nos ensaios com a Configuração I. Uma

fina camada de adesivo epoxi foi utilizada para garantir o total apoio entre os pivôs e os painéis de concreto.

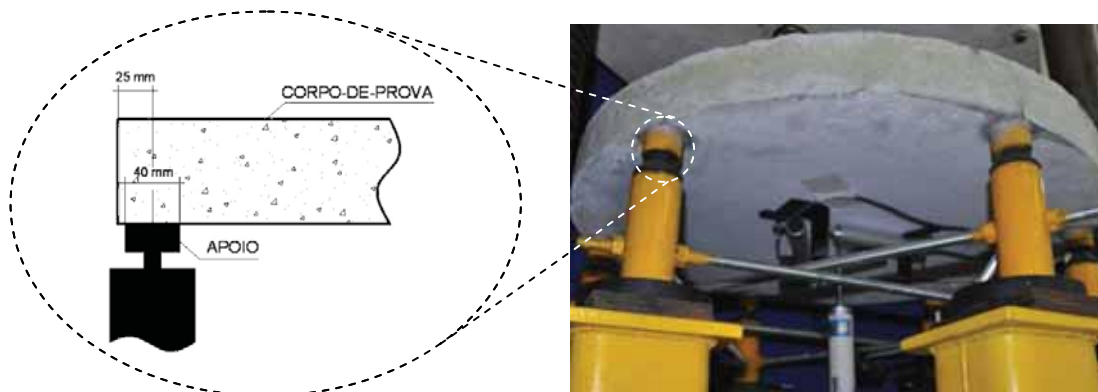


Figura 4.18 – Detalhe do posicionamento dos painéis sobre os apoios rotulados (Configuração II).

- **Configuração III**

As propriedades mecânicas à flexão dos painéis produzidos com CARFA, submetidos à Configuração III, foram avaliadas apenas para a mistura C1,5%. Através da Figura 4.19 é possível verificar o posicionamento do anel de aço (apoio contínuo) sob o corpo-de-prova circular (distâncias em “mm”).

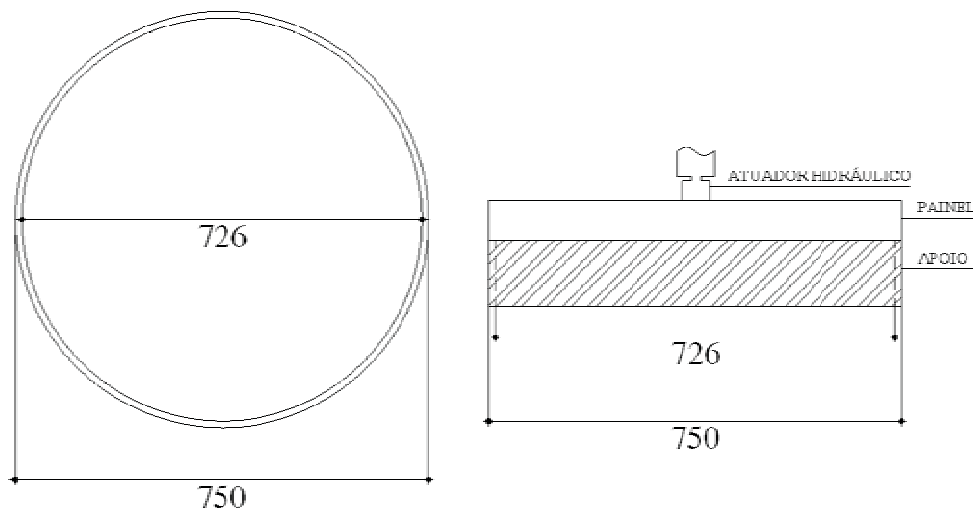


Figura 4.19 – Posicionamento do apoio contínuo sob o corpo-de-prova circular (Configuração III).

A imposição do carregamento seguiu o mesmo sistema adotado nas demais configurações (Figura 4.14).

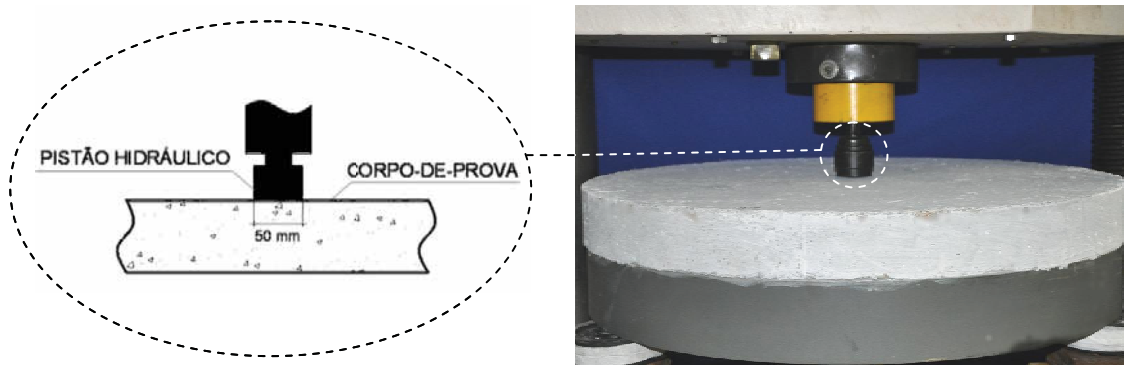


Figura 4.20 – Esquema simplificado da aplicação de carga sobre os painéis circulares de concreto (Configuração III).

O apoio cilíndrico utilizado nos ensaios com a Configuração III foi produzido em aço com 750 mm de diâmetro externo, 726 mm de diâmetro interno e 120 mm de altura. A Figura 4.21 ilustra detalhes do arranjo experimental utilizado nos ensaios de flexão em painéis submetidos à Configuração III, muito semelhante ao arranjo utilizado por BERNARD (2004), o qual recebeu a denominação “*Simply supported restraint mode*”.

Para garantir a total adesão entre a face inferior dos painéis e o anel cilíndrico de aço, uma fina camada de adesivo epóxi foi utilizada.

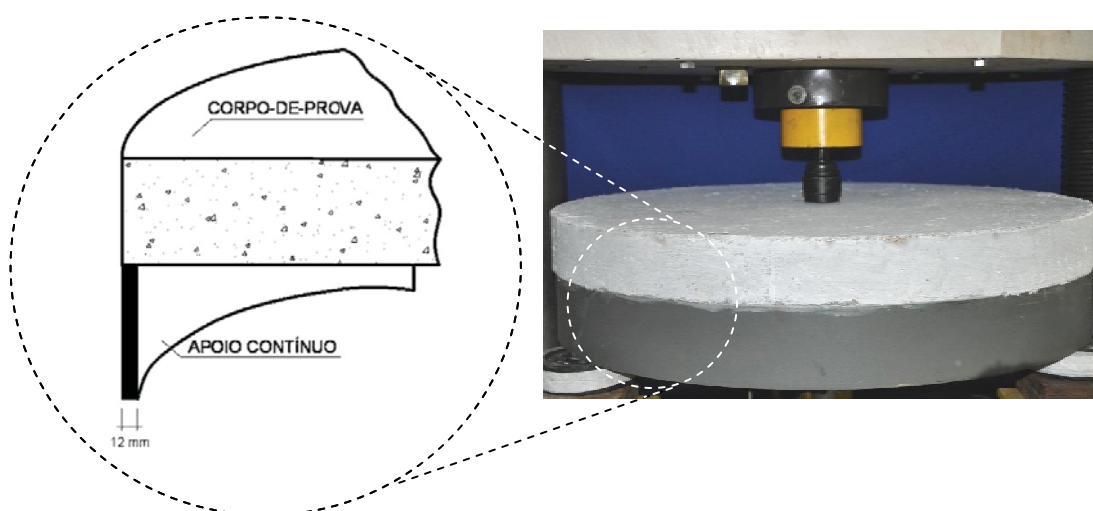
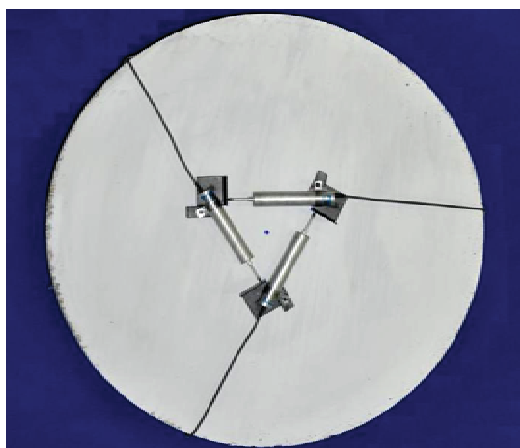


Figura 4.21 – Detalhe do posicionamento dos painéis sobre o anel de aço (Configuração III).

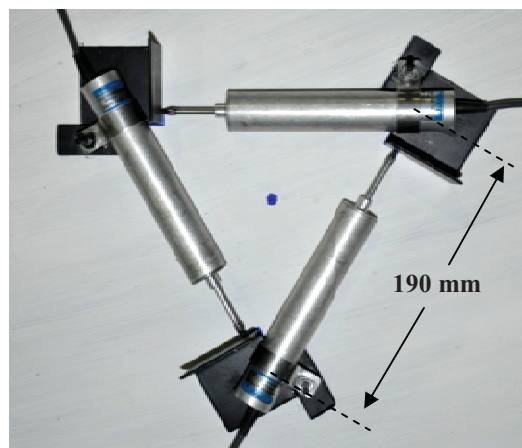
4.2.5.2 ABERTURA DE FISSURAS

- **Sistema de LVDT's**

Para medir a abertura das fissuras formadas no concreto durante os ensaios de flexão em painéis circulares submetidos às três configurações de apoio apresentadas anteriormente, utilizou-se um sistema simples composto por três LVDT's (50 mm) e três cantoneiras metálicas em formato de “L”, coladas sobre a superfície inferior dos corpos-de-prova. Conforme ilustrado na Figura 4.22, os LVDT's foram arranjados em forma de triângulo equilátero com 190 mm de lado.



(a) Painel circular com instrumentação já fixada.



(b) Dimensões do sistema de LVDT's.



(c) Vista lateral do sistema de LVDT's.

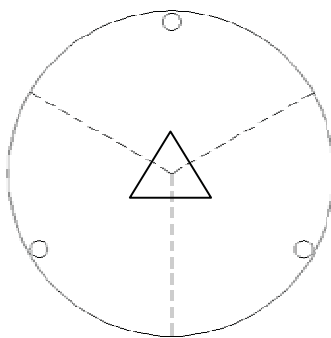
Figura 4.22 – Detalhes da instrumentação utilizada para medir a abertura de fissuras nos ensaios com painéis circulares (Configuração I, II e III).

Para as Configurações I e II, a posição do sistema de LVDT's foi determinada em função do posicionamento dos apoios (Figura 4.23). A fixação dos LVDT's foi realizada

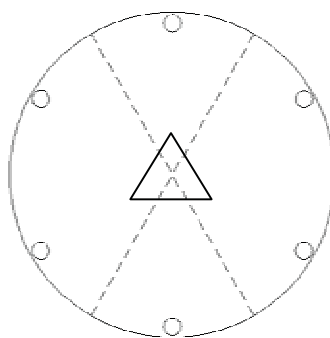
com o auxílio de um adesivo de secagem rápida, poucos minutos antes do início dos ensaios.



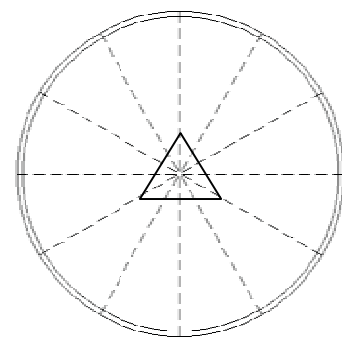
(a) Marcação dos pontos de apoio e do ponto de aplicação de carga nos painéis de concreto.



(b) Configuração I.



(c) Configuração II.



(d) Configuração III.

Figura 4.23 – Posicionamento do sistema de LVDT's na face inferior dos painéis circulares.

5 RESULTADOS

5.1 PROPRIEDADES REOLÓGICAS

Este item trata da avaliação do comportamento reológico dos cinco concretos produzidos neste estudo: C0, C1,0%, C1,0%H, C1,5% e C1,5%H. Conforme descrito anteriormente, ensaios de abatimento e espalhamento, funil “V”, caixa “L” e ensaios com reômetro BTRHEOM foram utilizados para a caracterização dos concretos enquanto material fresco (item 2.2.2.1). Apenas uma determinação foi realizada, para cada um dos ensaios mencionados.

Os resultados da Tabela 5.1 revelam decréscimos nos valores de abatimento das misturas C1,0%H e C1,5%H, em comparação às misturas não-híbridas C1,0% e C1,5%. Os melhores desempenhos reológicos, com relação ao abatimento do concreto, foram observados para as misturas com $v_f=1,0\%$.

Tabela 5.1 – Propriedades reológicas dos concretos produzidos.

Misturas	Abatimento (mm)	Funil “V” (s)	Espalhamento (mm)	Caixa “L”			Viscosidade (Pa.s)	Tensão de escoamento (Pa)
				I	II	III		
C0	265	18,15	620	0,95	0,90	0,85	187	183
C1,0%H	280	18,39	705	0,95	0,90	BL	230	111
C1,0%	285	19,28	720	1,00	0,86	BL	157	178
C1,5%H	260	BL	620	0,53	BL	BL	341	220
C1, 5%	270	19,56	700	0,86	0,50	BL	156	131

BL = Bloqueio da seção de escoamento.

I, II, III = Número de barras igualmente espaçadas.

A Figura 5.1 ilustra uma correlação entre os valores de espalhamento obtidos para as cinco misturas produzidas e os limites inferiores estabelecidos pela NBR 15832-2 (2010) e por EPG (2005). Como pode ser observado, todas as cinco misturas produzidas no presente estudo, encontram-se dentro da faixa de valores requerida para concretos autoadensáveis.

Os valores de espalhamento obtidos experimentalmente evidenciaram melhores desempenhos reológicos para as misturas não-híbridas (C1,0% e C1,5%) em comparação às misturas híbridas (C1,0%H e C1,5%H) e a mistura de referência (C0).

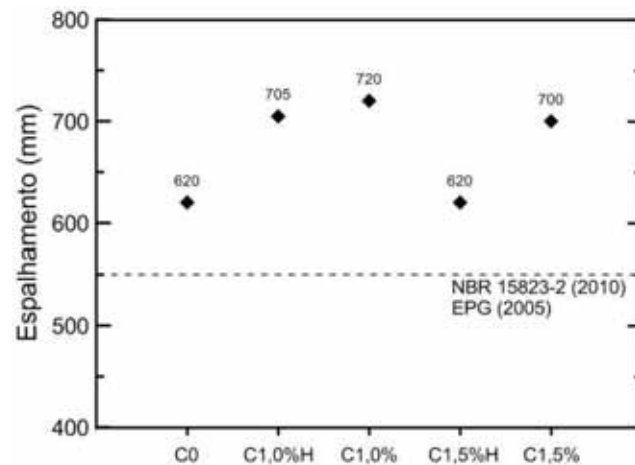
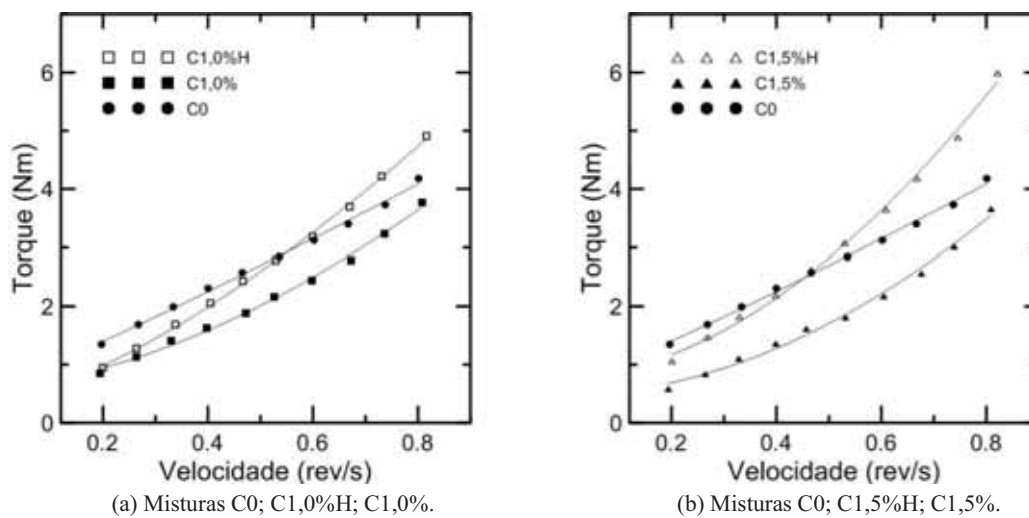


Figura 5.1 – Valores de espalhamento (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%).

Nos ensaios com o funil “V”, os melhores desempenhos reológicos referentes ao tempo de escoamento do concreto foram obtidos para as misturas reforçadas com $v_f=1,0\%$ (C1,0% e C1,0%H) e para a mistura de referência (C0). No entanto, houve decréscimo na capacidade de escoamento das misturas C1,0%H e C1,5%H, em consequência da hibridização do reforço fibroso. A mistura C1,5%H bloqueou a seção do funil durante o ensaio, evidenciando, portanto, que este material pode apresentar dificuldades quanto ao lançamento e o adensamento da mistura. Todas as misturas produzidas, com exceção da mistura C1,5%H, apresentaram valores de tempo de escoamento condizentes com os valores requeridos para concretos autoadensáveis (EPG, 2005; NBR 15832-2, 2010).

A caracterização reológica utilizando o reômetro BTRHEOM foi realizada para todas as misturas produzidas, incluindo a matriz de referência (sem fibras). Assim como

apresentado no item 4.1.1, a partir dos resultados de torque *versus* velocidade, foram realizadas regressões não-lineares calculadas através do modelo de Herschel-Blukley para a determinação da tensão de escoamento e da viscosidade plástica de todas as cinco misturas produzidas (Figura 5.2). Na Figura 5.2 – a, estão ilustrados os ajustes não-lineares produzidos a partir do modelo de Herschel-Blukley para as misturas com $v_f=1,0\%$ (C1,0% e C1,0%H). Do mesmo modo, na Figura 5.2 – b, estão ilustrados os ajustes das misturas com $v_f=1,5\%$ (C1,5% e C1,5%H).



(a) Misturas C0; C1,0%H; C1,0%.

(b) Misturas C0; C1,5%H; C1,5%.

Figura 5.2 – Relação entre torque e velocidade de rotação para os concretos produzidos.

É válido ressaltar que, além dos ajustes não-lineares (Herschel-Blukley), também foram realizados ajustes lineares pelo modelo de Bingham para as curvas de torque *versus* velocidade de rotação para todos os compósitos produzidos. Contudo, através deste método foram obtidos valores negativos para a tensão de escoamento (τ_o). Desta forma, optou-se pela omissão destes valores no presente estudo.

Observa-se através da Figura 5.2, que as misturas C1,0% e C1,5% apresentaram valores de torque similares entre si e inferiores aos obtidos com o concreto de referência (C0). Acredita-se que este fenômeno tenha ocorrido devido ao fato de que o proporcionamento dos constituintes dos traços, exceto fibras e agregados graúdos, tenha permanecido constante na produção de todas as misturas. É provável que a maior quantidade de agregados graúdos, somada ao efeito do modificador de viscosidade, tenha

acarretado um desempenho reológico inferior na matriz C0 em comparação às misturas C1,0% e C1,5%.

Para os compósitos contendo reforço híbrido (C1,0%H e C1,5%H), os valores de torque se apresentaram mais expressivos que os obtidos com as demais misturas produzidas (C0, C1,0% e C1,5%), evidenciando a perda de trabalhabilidade proporcionada pela utilização das fibras SF1. A mistura C1,5%H, apresentou valores de torque superiores aos valores obtidos a partir da mistura híbrida C1,0%H, demonstrando a influência da quantidade de fibras (fração volumétrica) nas propriedades reológicas do concreto.

A Figura 5.3 ilustra os resultados do ensaio de abatimento e espalhamento utilizando o cone de Abrams para todos os cinco compósitos produzidos (C0, C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5%).



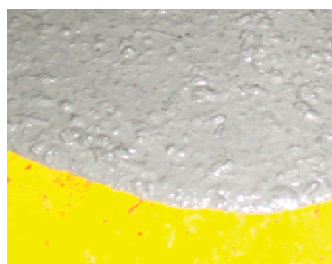
(a) Mistura C0.



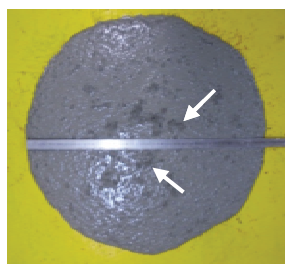
Ampliação da borda.



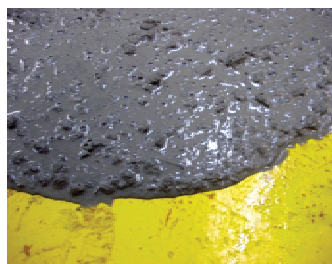
(b) Mistura C1,0%.



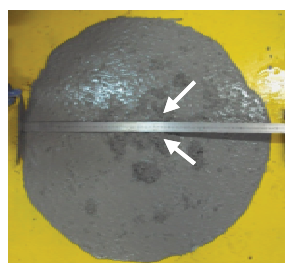
Ampliação da borda.



(c) Mistura C1,0%H.



Ampliação da borda.



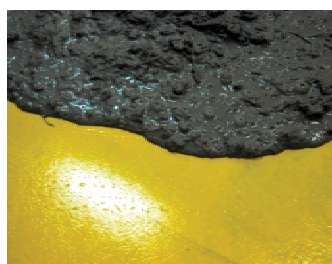
(d) Mistura C1,5%.



Ampliação da borda.



(e) Mistura C1,5%H.



Ampliação da borda.

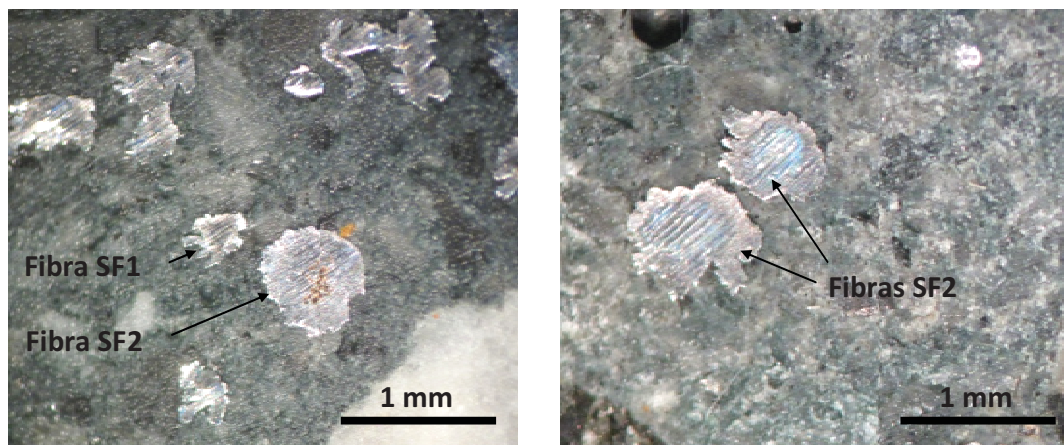
Figura 5.3 – Ensaios de abatimento e espalhamento para avaliação do comportamento reológico das misturas produzidas.

Através da Figura 5.3 é possível observar uma discreta heterogeneidade (agrupamento de fibras) na região central da circunferência formada pelo espalhamento da mistura C1,5%, evidenciando uma possível segregação dos materiais constituintes. O mesmo pôde ser verificado nas misturas híbridas C1,0%H e C1,5%H. Contudo, optou-se por utilizar estas misturas nos ensaios mecânicos sem qualquer alteração de seus constituintes. Os pontos de heterogeneidade foram identificados por setas brancas sobre as imagens de espalhamento.

5.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Este item trata do comportamento mecânico dos concretos produzidos, os quais foram avaliados através de ensaios de resistência à compressão, resistência à tração direta, e por fim, resistência à flexão em amostras prismáticas e em painéis circulares. Tais determinações servirão para avaliar as influências da hibridização do reforço fibroso (Figura 5.4) nas propriedades mecânicas do concreto. Analogamente, os resultados dos ensaios de nível material e estrutural serão comparados afim de estabelecer conclusões a cerca das divergências e da similaridade entre ambos.

Os resultados referentes à influência da taxa de deformação na resistência à tração direta, o comportamento à flexão de painéis submetidos à diferentes configurações de contorno e a simulação em elementos finitos do ensaio com painéis (Configuração I), também serão apresentados e discutidos neste item. Cabe ressaltar, que estas últimas investigações, foram realizadas apenas para o concreto C1,5%, portanto não visam contribuir no estudo referente à hibridização do reforço fibroso.



(a) Concreto autoadensável híbrido.

(b) Concreto autoadensável não-híbrido.

Figura 5.4 – Aspecto geral da seção de corte de amostras de concreto autoadensável reforçado com fibras.

Para a análise do comportamento mecânico dos concretos produzidos, foram empregados gráficos de dispersão dotados de barras de erro, de modo a facilitar o entendimento das alterações/fenômenos ocorridos.

5.2.1 Propriedades mecânicas à compressão

Este item trata da avaliação da influência da hibridização do reforço fibroso no comportamento dos concretos quando submetidos a esforços de compressão uniaxial. As curvas tensão x deformação obtidas através dos ensaios de resistência à compressão para os cinco concretos produzidos, foram analisadas segundo o processo de microfissuração, para três diferentes níveis de avaliação (Figura 5.5), assim como discriminado por TOLEDO FILHO *et al.* (1997).

O nível “A”, correspondente ao ponto onde a curva de tensão *versus* deformação desvia da linearidade, delimita o início do processo de microfissuração e propagação das microfissuras nos corpos-de-prova ensaiados. Adotar-se-á para este ponto a seguinte nomenclatura: resistência à compressão de primeira fissura (f_{c_1af}). O ponto em que ocorre a coalescência das microfissuras em uma única fissura, ou em fissuras maiores, será denominado: resistência de coalescência de fissuras (f_{c_CF}) e corresponderá ao nível “B” ilustrado na Figura 5.5. Por fim, o ponto onde as fissuras maiores alcançarem seu

comprimento crítico, correspondente à resistência máxima do concreto, será denominado: resistência de ruptura do concreto (f_{c_RUP}).

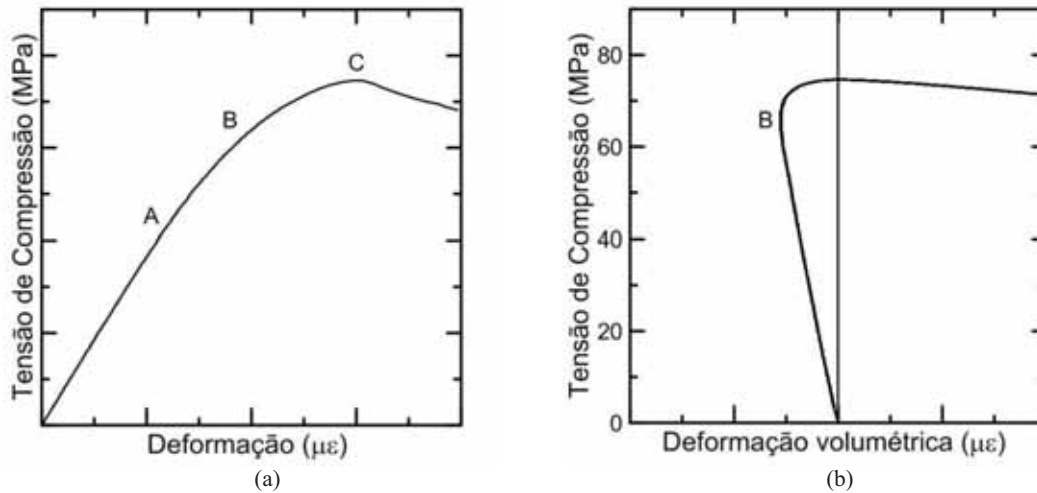


Figura 5.5 – Níveis de avaliação do processo de microfissuração do concreto quando submetido a esforços de compressão: (a) Tensão versus deformação axial e (b) Tensão versus deformação volumétrica.

A convenção adotada neste trabalho para os esforços normais, utilizou tensões de compressão negativas e tensões de tração positivas. Todavia, para a representação das curvas de resistência à compressão, utilizaram-se valores com sinais invertidos.

Os resultados de resistência à compressão de primeira fissura ($f_{c_1^a f}$), de coalescência de fissuras (f_{c_CF}) e de resistência na ruptura (f_{c_RUP}), estão apresentados na Tabela 5.2, juntamente com os valores de módulo de elasticidade (E_c), deformação axial de primeira fissura ($\epsilon_{a_1^a f}$), deformação de coalescência das fissuras (ϵ_{a_CF}) e deformação axial última (ϵ_u) dos concretos produzidos. Os valores apresentados na tabela, referem-se à média de três corpos-de-prova ($d=100$ mm; $h=200$ mm).

Na Figura 5.6, estão apresentadas as curvas típicas de tensão versus deformação na compressão, bem como, as curvas típicas de tensão versus variação volumétrica para os cinco concretos estudados.

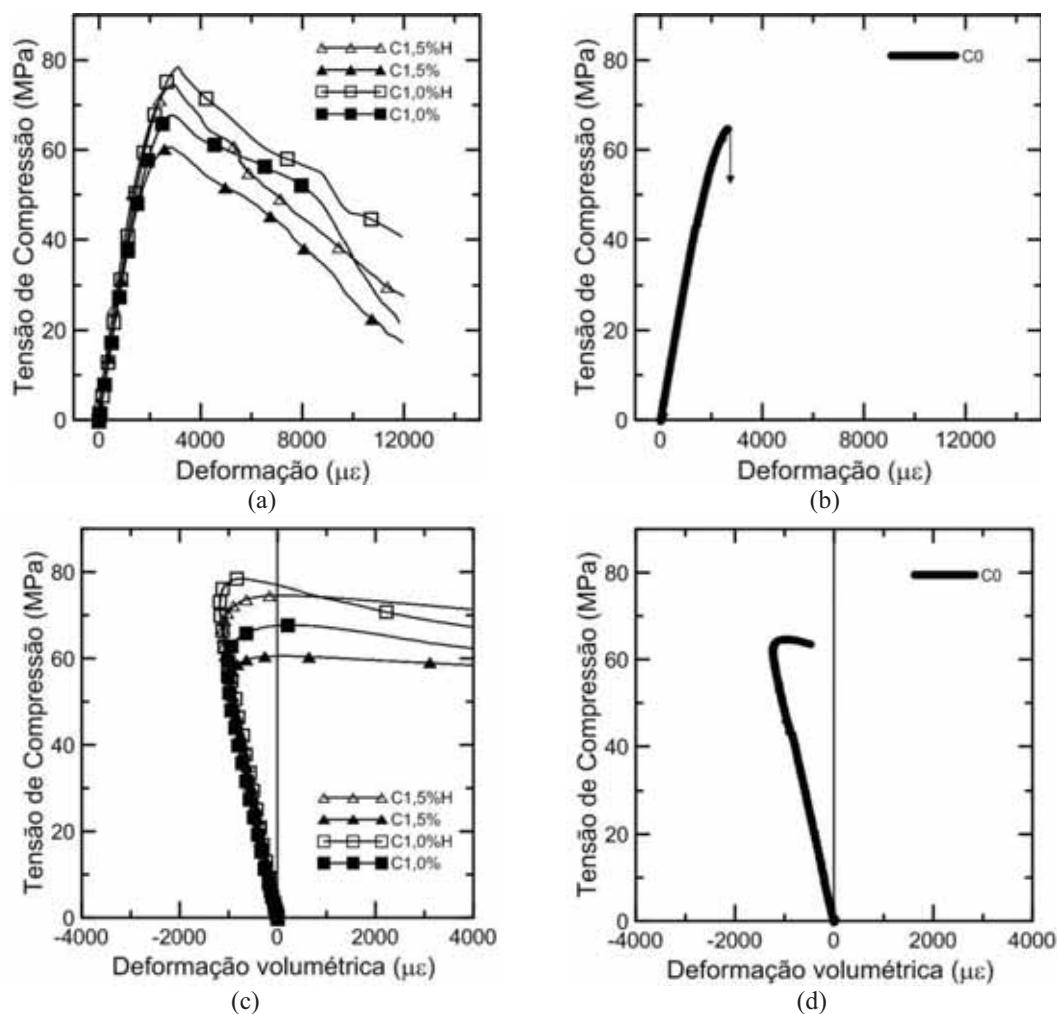


Figura 5.6 – Curvas típicas de resistência à compressão: (a-b) tensão versus deformação axial e (c-d) tensão versus deformação volumétrica.

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas à compressão dos concretos produzidos

Concretos	Primeira fissura		Coalescência de fissuras		Ruptura		E_c (GPa)
	$f_{c_1^a}$ (MPa)	$\epsilon_{a_1^a}$ (μ ϵ)	f_{c_CF} (MPa)	ϵ_{a_CF} (μ ϵ)	f_{c_RUP} (MPa)	ϵ_u (μ ϵ)	
C0	26,95 (3,96)	795 (82,86)	59,12 (1,96)	2146 (93,58)	64,61 (0,26)	2797 (446)	33,63 (2,66)
C1,0%	25,58 (2,51)	751 (71,83)	54,09 (4,34)	1713 (170)	68,51 (1,46)	2885 (105)	34,97 (1,20)
C1,0%H	32,40 (0,82)	887 (37,16)	*66,90 (1,90)	*2159 (45,25)	77,19 (1,20)	3234 (272)	36,74 (0,61)
C1,5%	24,74 (1,17)	700 (32,07)	49,30 (2,52)	1634 (115)	59,16 (1,31)	2639 (189)	35,70 (0,20)
C1,5%H	34,39 (1,29)	949 (41,31)	63,13 (0,59)	2018 (9,07)	73,25 (2,00)	2972 (50,7)	36,92 (0,34)

*Média correspondente a dois corpos-de-prova

Conforme observado nos resultados da Figura 5.6, a incorporação do reforço fibroso, de um modo geral, afetou a resistência à compressão e a deformação axial dos concretos produzidos. Com exceção do traço C1,5%, a inclusão do reforço fibroso acarretou acréscimos nos valores de tensão última e deformação axial última dos compósitos, em comparação ao traço referência (C0). Estes comportamentos podem ser mais claramente avaliados a partir dos gráficos apresentados na Figura 5.7, os quais normalizam os valores de resistência à compressão e deformação última obtidos dos concretos contendo reforço fibroso em relação aos valores de resistência e deformação obtidos para o concreto de referência (sem fibras).

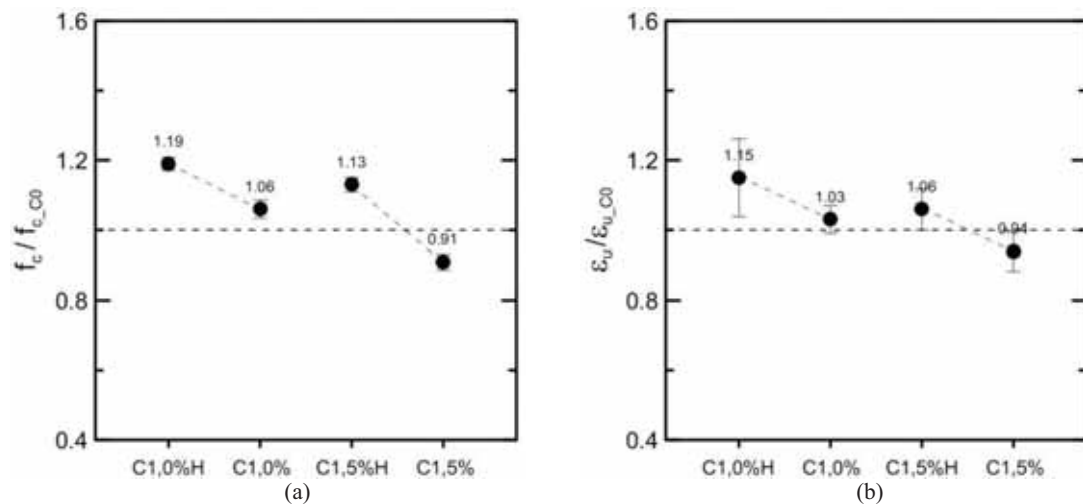


Figura 5.7 – Valores relativos de resistência à compressão na ruptura (a) e deformação última (b) entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.7, os concretos híbridos C1,0%H e C1,5%H, alcançaram resistências médias à compressão superiores às obtidas para os concretos não-híbridos (C1,0% e C1,5%). O acréscimo de resistência (f_{c_RUP}) proporcionado pela hibridização do concreto C1,0%H em relação ao concreto referência e ao concreto não-híbrido C1,0% foi de, respectivamente, 19,47% e 12,66%. Do mesmo modo, para o concreto C1,5%H, o acréscimo de f_{c_RUP} em relação ao concreto referência e ao concreto não-híbrido C1,5% foi de, respectivamente, 13,37% e 23,81%. A resistência à compressão do concreto não-híbrido C1,0% mostrou-se 6,03% superior à resistência do concreto referência (C0). Em contrapartida, o valor de f_{c_RUP} do concreto C1,5% apresentou-se 8,43% abaixo do valor obtido para o concreto referência.

Com relação à deformação axial última, os acréscimos obtidos através da hibridização do concreto C1,0%H em relação ao concreto referência (C0) e ao concreto não-híbrido C1,0% foram de, respectivamente 15,62% e 12,09%. Do mesmo modo, para o concreto C1,5%H, o acréscimo de ϵ_u em relação ao concreto referência e ao concreto não-híbrido C1,5% foi de, respectivamente, 6,25% e 12,61%. O valor de deformação última do concreto não-híbrido C1,0% mostrou-se 3,14% superior ao valor de deformação última obtido para o concreto referência. Em se tratando do concreto C1,5%, o valor de deformação de pico apresentou uma queda de 5,64% em relação ao concreto referência.

Os valores de módulo de elasticidade foram afetados de forma mais branda pela utilização do reforço fibroso. Conforme apresentado na Figura 5.8, os valores de módulo de elasticidade se apresentaram mais expressivos para os concretos híbridos C1,0%H e C1,5%H, sendo sua variação máxima igual a 9,78 % para a mistura C1,5%H em relação ao traço referência. Variações semelhantes, podem ser verificadas também em misturas autoadensáveis reforçadas com fibras de aço produzidas por outros autores (BURCU e MEHMET, 2011; MARANGON, 2006; VELASCO, 2008; BARROS, 2009), ou ainda, na literatura técnica (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

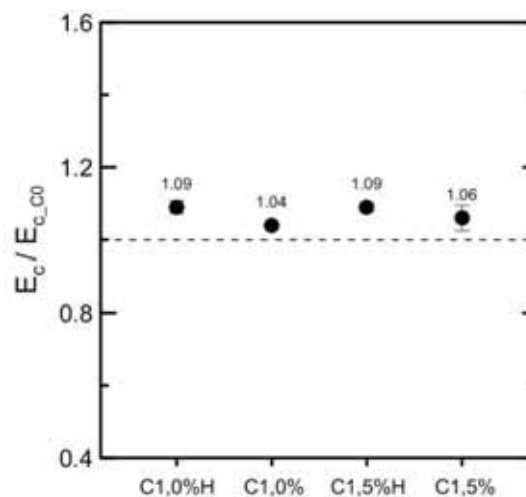
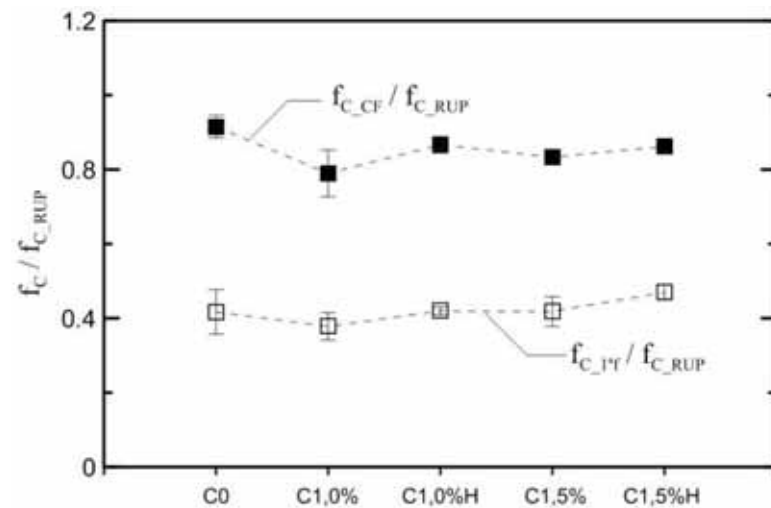


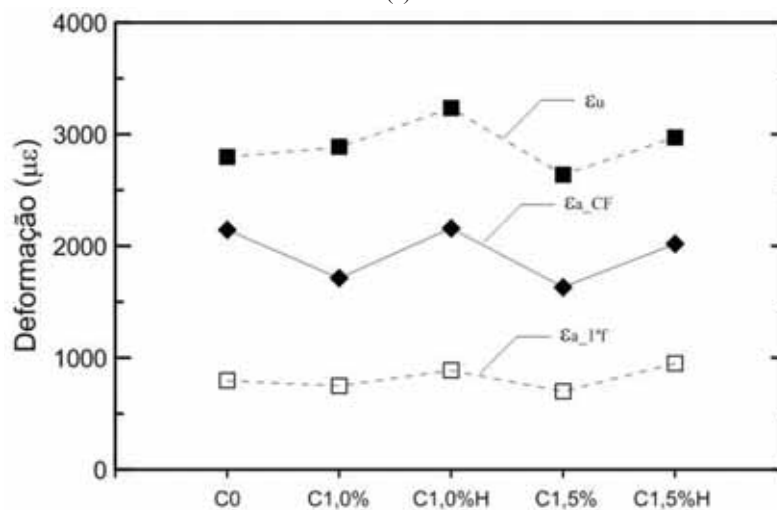
Figura 5.8 – Módulo de elasticidade relativo entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.

Uma das formas de observar as diferenças existentes entre os concretos contendo reforço fibroso híbrido e não-híbrido, está na avaliação das relações entre a resistência de primeira fissura e a resistência de ruptura (f_{c_1f}/f_{c_RUP}), bem como, das relações entre a

resistência de coalescência de fissuras e a resistência de ruptura (f_{c_CF}/f_{c_RUP}) dos concretos.



(a)



(b)

Figura 5.9 – Resistência à compressão relativa (a) e valores de deformação axial de primeira fissura, de coalescência e deformação última para os concretos produzidos.

Analisando o gráfico relativo apresentado na Figura 5.9 – a, pôde-se verificar que, enquanto a relação $f_{c_1^a}/f_{c_RUP}$ dos concretos não-híbridos C1,0% e C1,5% apresentou valores de, respectivamente, 0,37 e 0,41, a relação $f_{c_1^a}/f_{c_RUP}$ para os concretos híbridos C1,0%H e C1,5%H se mostrou cerca de 14% mais elevada, com valores de, respectivamente, 0,42 e 0,47. Comportamento semelhante pôde ser observado através das relações entre a resistência de coalescência de fissuras e a resistência de ruptura

(f_{c_CF}/f_{c_RUP}), também ilustradas na Figura 5.9 – a. Os valores de f_{c_CF}/f_{c_RUP} dos concretos não-híbridos C1,0% e C1,5% foram de, respectivamente, 0,79 e 0,83, enquanto para os concretos híbridos C1,0%H e C1,5%H, foram de, respectivamente, 0,87 e 0,86, resultando em acréscimos de 10% e 3% em relação aos concretos não-híbridos C1,0% e C1,5%.

Estes acréscimos se devem ao controle da propagação das micro-fissuras proporcionado pela presença das fibras curtas SF1 nestas misturas, as quais propiciam, entre outros aspectos, uma maior capacidade de manutenção da carga aos concretos C1,0%H e C1,5%H.

Através da análise da Figura 5.9 - b, percebe-se que a hibridização do reforço fibroso possibilitou acréscimos, tanto para os valores de deformação axial de primeira fissura ($\epsilon_{a_1^af}$), quanto para os valores de deformação axial de coalescência de fissuras (ϵ_{a_CF}) e de ruptura (ϵ_{a_RUP}) dos concretos C1,0%H e C1,5%H, em relação aos concretos não-híbridos de mesmo teor volumétrico de fibras, C1,0% e C1,5%. Os acréscimos mais expressivos foram verificados para as deformações de ruptura (já discutidas neste capítulo) e também de coalescência. Analisando os valores de deformação de coalescência de fissuras (ϵ_{a_CF}) obtidos para os concretos híbridos C1,0%H e C1,5%H, puderam ser verificados acréscimos de, respectivamente, 26,03% e 23,50% em relação aos concretos não-híbridos C1,0% e C1,5%.

Observa-se que a ruptura do concreto referência e dos demais concretos é do tipo cisalhante (Figura 5.10). Contudo, é possível perceber nos corpos-de-prova produzidos com fibras de aço, uma tendência à deformação do concreto ocorrida em virtude do efeito de confinamento interno proporcionado pelas fibras.

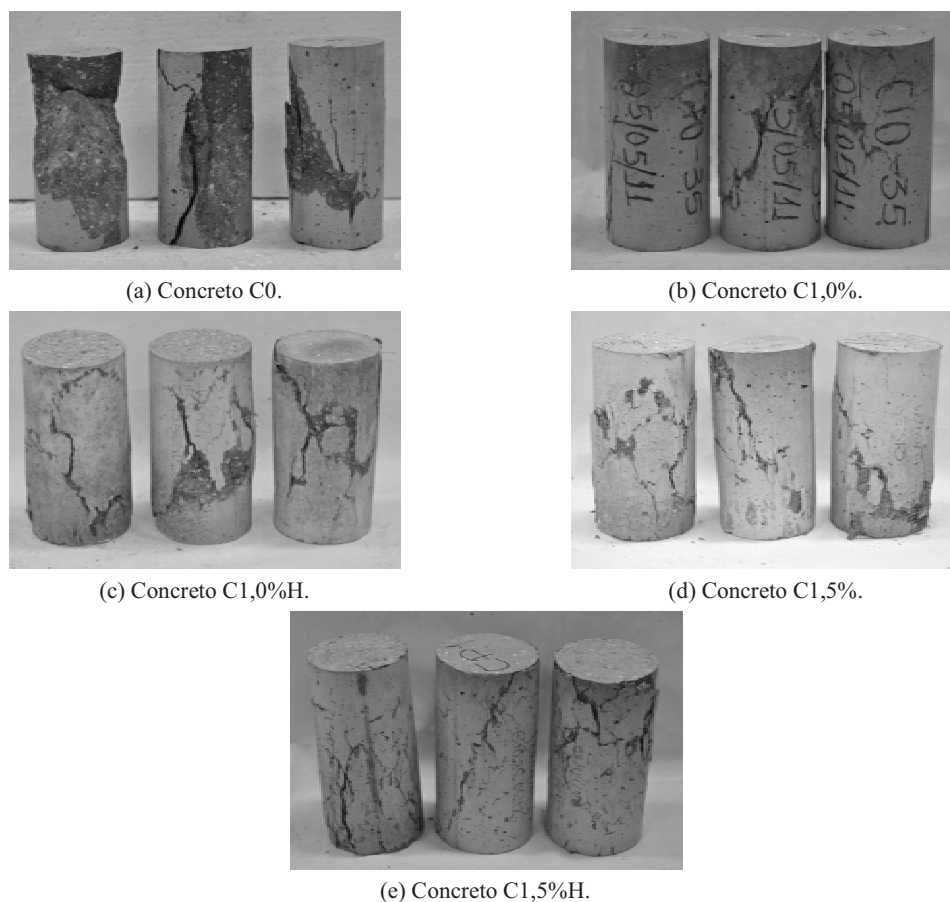


Figura 5.10 – Modo de ruptura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de compressão uniaxial.

5.2.2 Propriedades mecânicas à tração direta

- **Capacidade de carga e deformação**

Este item trata das modificações causadas pela incorporação do reforço fibroso no comportamento dos concretos quando submetidos a ensaios de resistência à tração direta. Todas as amostras tiveram seu comportamento avaliado aos 28 dias de idade, sendo que para cada concreto produzido, quatro amostras foram avaliadas. Os testes foram conduzidos em amostras prismáticas, as quais foram descritas no item 4.2.2 juntamente com os detalhes do arranjo experimental empregado.

Os resultados obtidos dos ensaios foram representados graficamente sob a forma de curvas tensão *versus* deformação e tensão *versus* abertura de fissuras na tração direta.

Neste item adotar-se-á a nomenclatura “tensão de ruptura” para a tensão correspondente à carga de primeira fissura do concreto. Do mesmo modo, adotar-se-á a nomenclatura “máxima tensão pós-ruptura” para a máxima tensão pós-fissuração alcançada pelo concreto. A Figura 5.11 ilustra o comportamento sob tração direta dos concretos produzidos neste estudo.

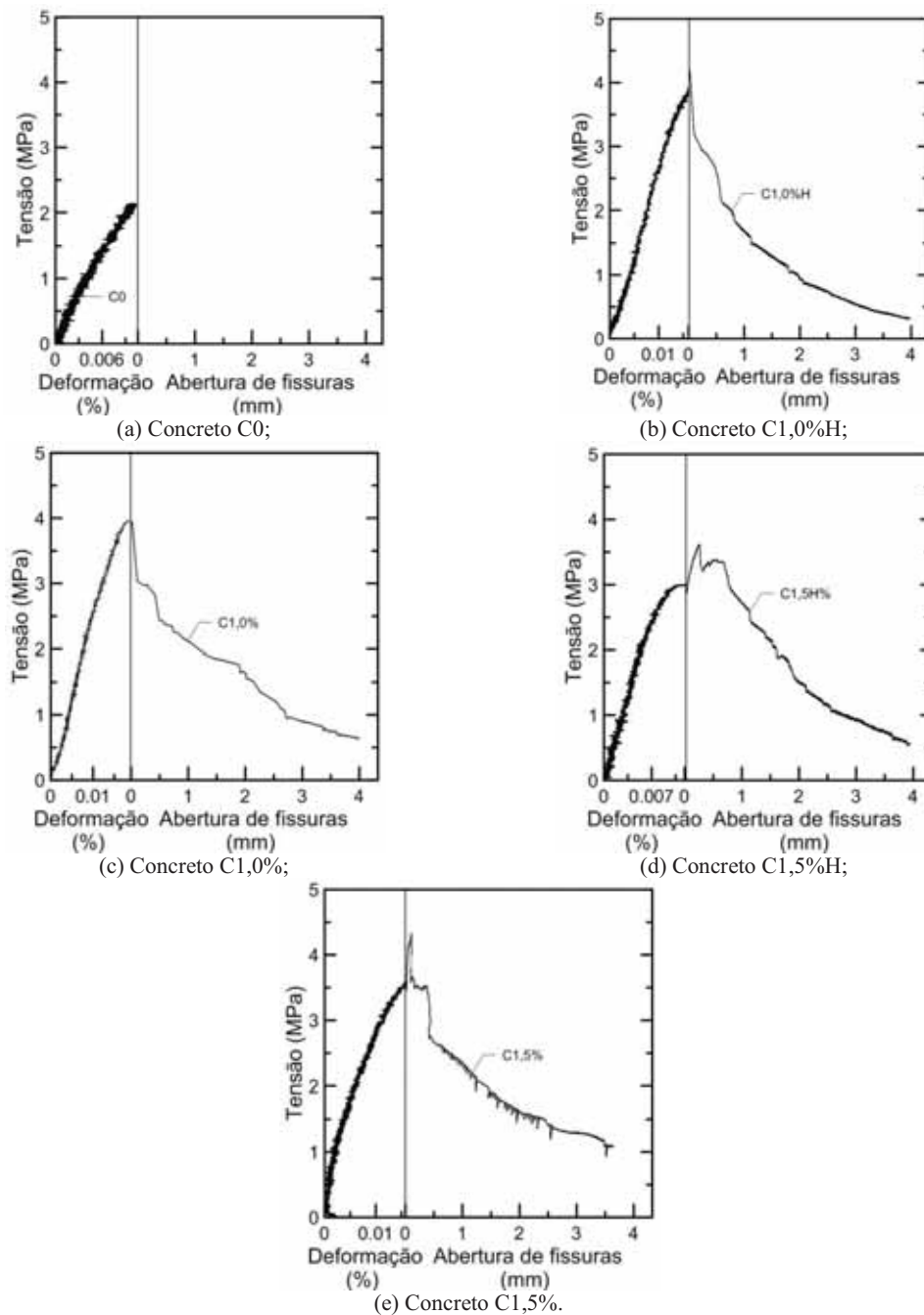


Figura 5.11 – Curvas típicas de resistência à tração direta.

Os valores médios de P_{cr} (carga de ruptura), σ_{cr} (tensão de ruptura), ϵ_{cr} (deformação referente à tensão de ruptura), P_u (máxima carga pós-ruptura), σ_u (máxima tensão pós-ruptura), ϵ_t (deformação referente à máxima tensão pós-ruptura), E_t (módulo de elasticidade na tração) e seus respectivos desvios padrões, estão apresentados na Tabela 5.3. Os valores apresentados para os concretos C0, C1,0%H, C1,0%, C1,5%H, C1,5% referem-se à média de quatro corpos-de-prova.

Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas à tração dos concretos produzidos.

Misturas	Valores de primeira fissura				Máximos valores pós-ruptura		
	P_{cr} (kN)	σ_{cr} (MPa)	ϵ_{cr} (%)	E_t (GPa)	P_u (kN)	σ_u (MPa)	ϵ_t (%)
C0	7,53 (1,97)	2,19 (0,57)	0,0097 (0,0022)	28,93 (1,56)	-	-	-
C1,0%	12,97 (1,71)	3,75 (0,49)	0,0163 (0,0087)	30,40 (1,33)	13,45 (2,04)	3,89 (0,59)	0,0888 (0,124)
C1,0%H	12,95 (4,53)	3,74 (1,31)	0,0162 (0,0048)	30,53 (2,43)	13,41 (4,67)	3,85 (1,31)	0,0650 (0,0718)
C1,5%	12,70 (2,69)	3,89 (0,59)	0,0113 (0,0016)	32,07 (3,28)	15,25 (1,21)	4,46 (0,36)	0,174 (0,0920)
C1,5%H	11,22 (0,80)	3,09 (0,25)	0,0142 (0,0024)	31,11 (3,53)	13,06 (0,33)	3,74 (0,22)	0,257 (0,0405)

Conforme valores apresentados na Tabela 5.3 para os cinco concretos produzidos, é possível verificar que a utilização do reforço fibroso nas frações volumétricas de 1% e 1,5%, acarretou acréscimos nos valores de tensão de ruptura de, respectivamente, 70,77%, 71,23%, 41,09% e 77,62% para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H, C1,5%, quando comparadas ao valor obtido para o concreto de referência (C0) (Figura 5.12).

Comparando o resultado médio de resistência à tração do concreto de referência (C0) com os resultados de máxima tensão pós-ruptura obtidos para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H, C1,5%, os acréscimos obtidos foram de respectivamente, 75,79%, 77,62%, 70,77% e 103,65%.

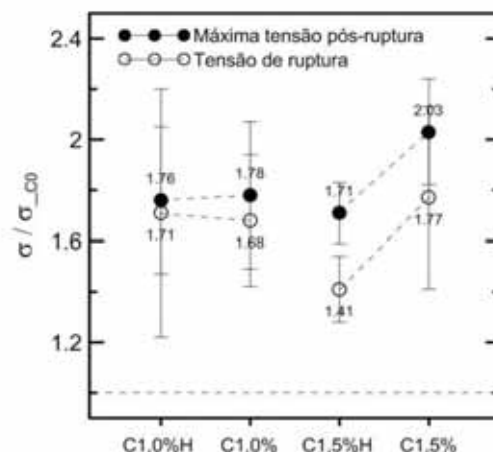


Figura 5.12 – Valores relativos de tensão de ruptura e máxima tensão pós-ruptura na tração direta.

A adição do reforço fibroso nas duas frações volumétricas de fibras utilizadas (1,0% e 1,5%) acarretou significativos acréscimos nos valores de deformação referentes à máxima tensão pós-ruptura (Figura 5.13) dos concretos produzidos, quando comparados ao concreto de referência. Entretanto, os maiores valores de ϵ_t foram observados para os compósitos reforçados com o maior teor volumétrico de fibras empregado ($v_f = 1,5\%$). Denota-se que a grande dispersão de dados observada para os valores de ϵ_t se deu em função do distinto patamar de enrijecimento apresentado pela maioria dos corpos-de-prova.

Conforme ilustrado na Figura 5.13, os valores de deformação referentes à máxima tensão pós-ruptura sofreram acréscimos de, respectivamente, 566%, 811%, 2544% e 1685% para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H, C1,5% em comparação ao concreto de referência C0. Do mesmo modo, os valores de deformação referentes à tensão de ruptura do concreto sofreram acréscimos de, respectivamente, 66,50%, 67,88%, 45,99% e 16,62%.

Tendo em vista a grande dificuldade que envolve a produção das amostras e a execução deste tipo de ensaio, foram verificados altos valores de desvio padrão para a maioria dos resultados apresentados. Sendo assim, a análise da influência do teor volumétrico de fibras e, principalmente, da influência da hibridização do reforço fibroso nas propriedades mecânicas à tração dos compósitos se torna bastante complexa.

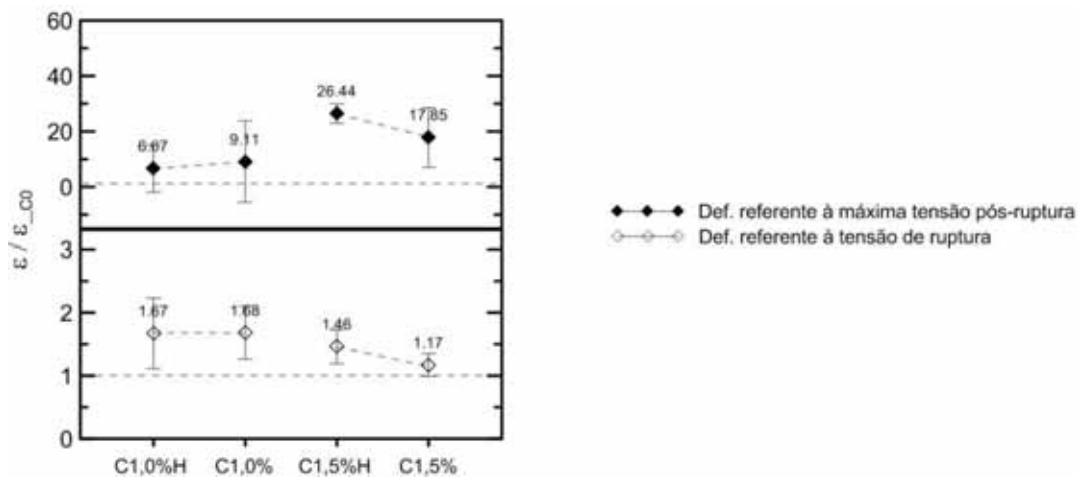


Figura 5.13 – Valores relativos de deformação referentes à tensão de ruptura e à máxima tensão pós-ruptura na tração direta.

A incorporação de reforço fibroso, nas duas frações volumétricas utilizadas (1,0% e 1,5%), causou acréscimos nos valores de módulo de elasticidade na tração (Figura 5.14), alcançando uma variação máxima de 10,85% para a mistura C1,5%H.

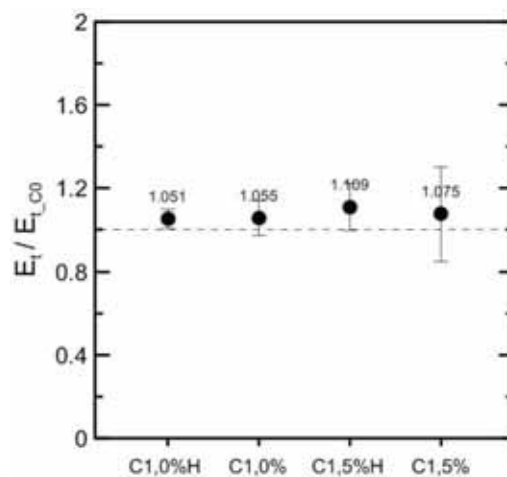


Figura 5.14 – Valores relativos de módulo de elasticidade na tração.

- **Tenacidade**

Assim como apresentado nas Figura 5.11 - b e Figura 5.11 - c , comparando a resistência à tração dos concretos C1,0%H e C1,0%, verifica-se que a partir de cerca de 0,5mm, o concreto C1,0% apresenta maior capacidade de absorção de energia (Figura

5.15 - a), a qual é garantida pela presença de maior quantidade de fibras longas na mistura.

Através da análise dos concretos C1,5% e C1,5%H (Figura 5.11 - d e Figura 5.11 - e), no entanto, pôde-se perceber claramente um aumento da capacidade de deformação do concreto C1,5%H proporcionado pelas fibras curtas SF1, desde o surgimento da primeira fissura até cerca de 0,7mm, o qual foi refletido nos valores de tenacidade apresentados na Figura 5.15 - b).

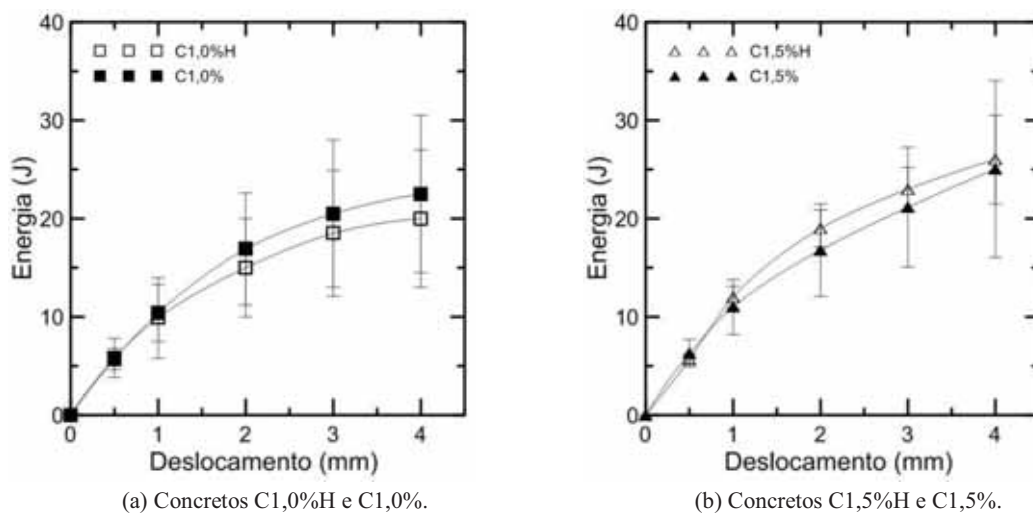
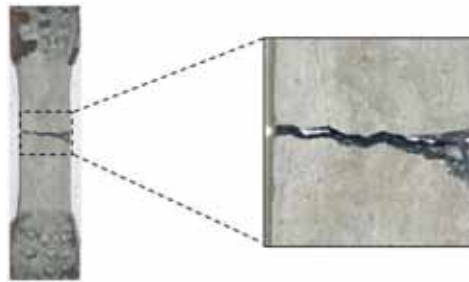


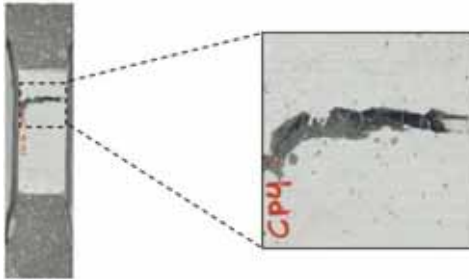
Figura 5.15 – Tenacidade à tração.

- **Modo de ruptura das amostras**

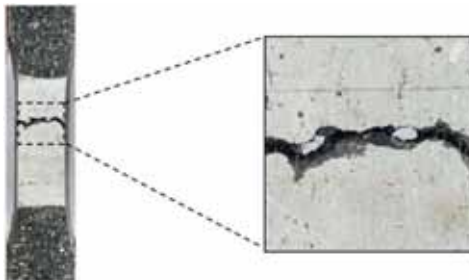
A Figura 5.16 ilustra o modo de ruptura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de tração direta. Através das ampliações ilustradas não é possível identificar alterações no modo de ruptura das amostras, causadas pela hibridização do reforço fibroso. Apenas para o compósito C1,5%, pôde ser detectado o surgimento de fissuras menores no entorno da fissura principal.



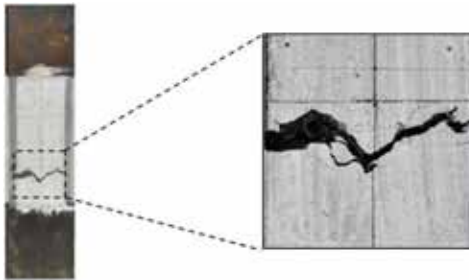
(a) Concreto C0.



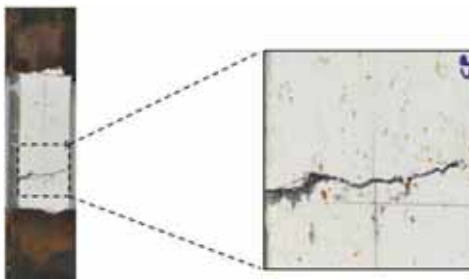
(b) Concreto C1,0%.



(c) Concreto C1,0%H.



(d) Concreto C1,5%.



(e) Concreto C1,5% H.

Figura 5.16 – Modo de ruptura das amostras submetidas à tração direta.

5.2.3 Influência da taxa de deformação na resistência à tração direta

- **Capacidade de carga e deformação**

Este item trata da influência de diferentes taxas de deformação aplicadas a ensaios de tração direta em amostras prismáticas de concreto produzidas a partir da mistura C1,5%. Todas as amostras tiveram seu comportamento avaliado aos 28 dias de idade. Quatro corpos-de-prova foram avaliados para cada uma das três taxas de deformação empregadas.

Os valores médios de P_{cr} (carga de ruptura), σ_{cr} (tensão de ruptura), ϵ_{cr} (deformação referente à tensão de ruptura), P_u (máxima carga pós-ruptura), σ_u (máxima tensão pós-ruptura), ϵ_t (deformação referente à máxima tensão pós-ruptura), E_t (módulo de elasticidade na tração) e seus respectivos desvios padrões, estão apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Influência da taxa de deformação nas propriedades mecânicas à tração do concreto C1,5%.

Comprimento de leitura (mm)	Velocidade de carregamento (mm/min)	Taxas de deformação (s^{-1})	Valores de ruptura				Máximos valores pós-ruptura		
			P_{cr} (kN)	σ_{cr} (MPa)	ϵ_{cr} (%)	E_t (GPa)	P_u (kN)	σ_u (MPa)	ϵ_t (%)
100	0,1	0,000016	12,70 (2,69)	3,89 (0,59)	0,011 (0,0016)	32,07 (3,28)	15,25 (1,21)	4,46 (0,36)	0,174 (0,0920)
100	1	0,00016	16,57 (1,53)	4,74 (0,44)	0,019 (0,0042)	33,36 (1,98)	17,51 (1,46)	5,02 (0,42)	0,0773 (0,102)
100	10	0,0016	17,77 (2,02)	5,06 (0,58)	0,017 (0,0024)	35,50 (3,54)	18,53 (1,48)	5,31 (0,49)	0,156 (0,0250)

Os resultados obtidos dos ensaios também foram representados graficamente sob a forma de curvas típicas de tensão *versus* deformação na tração direta (Figura 5.17).

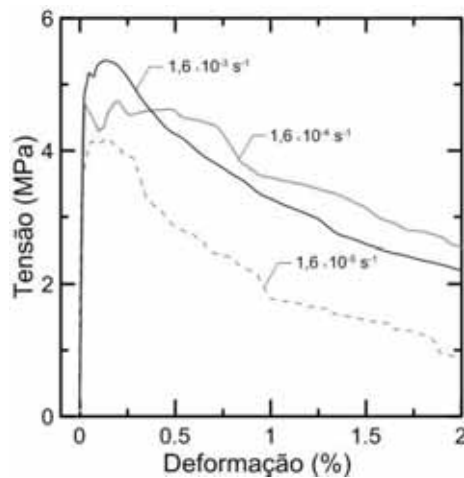


Figura 5.17 – Comportamento sob tração direta do concreto C1,5% para diferentes taxas de deformação.

Através dos resultados apresentados na Tabela 5.4, pôde-se perceber que, aumentando a velocidade de carregamento e consequentemente a taxa de deformação, elevou-se também a capacidade de carga suportada pelo concreto quando solicitado à tração. Este tipo de comportamento foi verificado tanto na fase de ruptura, quanto no limite último de resistência pós-ruptura do compósito C1,5% (Figura 5.18 - a). Comportamento semelhante foi obtido por KIM *et al.* (2008), a partir de ensaios de tração em compósitos de alta performance reforçados com dois diferentes tipos de fibras de aço. É interessante perceber que o aumento da taxa de deformação acarretou a aproximação dos valores de σ_{cr} e σ_u .

Conforme apresentado na Figura 5.18 - b, não é possível identificar uma tendência de comportamento nos valores de deformação correspondentes a ruptura e ao valor máximo de carregamento suportado pelo concreto na região pós-ruptura. É relevante observar que para todos os testes com diferentes taxas de deformação, foram obtidos acréscimos de tensão após o surgimento da primeira fissura.

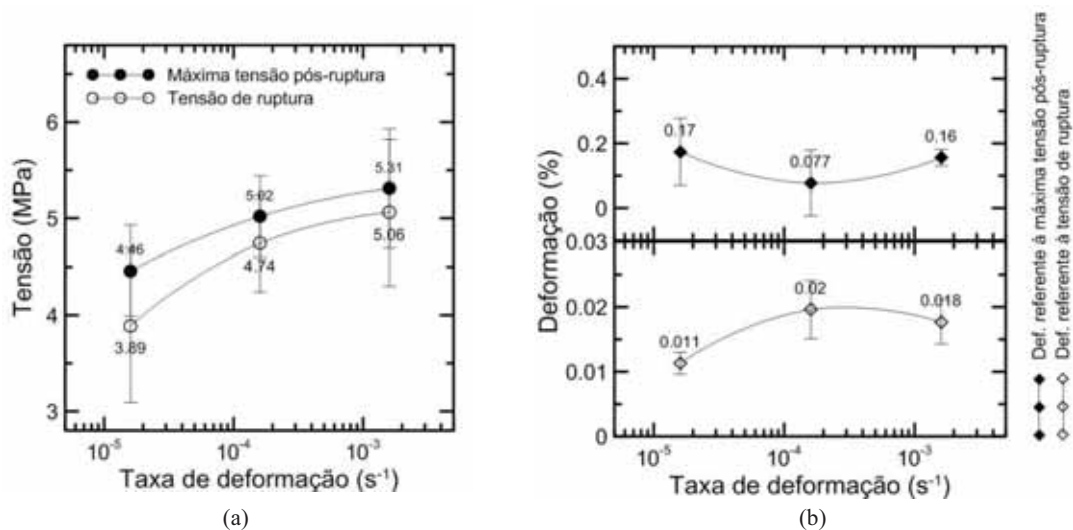


Figura 5.18 – Comportamento mecânico do concreto C1,5% sob tração direta para diferentes taxas de deformação: (a) tensão *versus* taxa de deformação; (b) deformação *versus* taxa de deformação.

Os valores de módulo de elasticidade sofreram um discreto acréscimo em virtude da elevação da taxa de deformação aplicada às amostras. Na Figura 5.19 é possível visualizar os valores de módulo juntamente com a dispersão obtida.

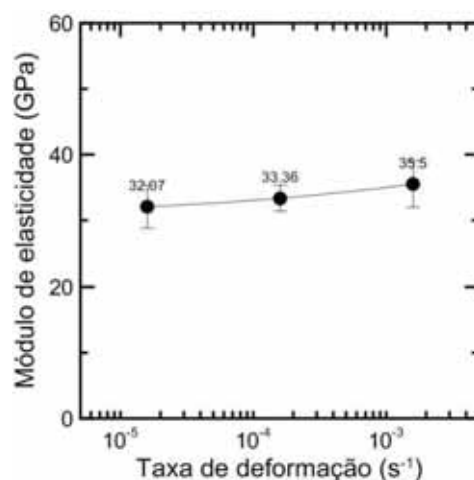


Figura 5.19 – Módulo de elasticidade na tração direta do concreto C1,5% para diferentes taxas de deformação.

• Tenacidade

A tenacidade à tração, sofreu acréscimos com a elevação da taxa de deformação. Contudo, devido ao efeito da compensação de áreas, a energia absorvida pelos corpos-de-prova permaneceu equivalente para as duas maiores taxas de deformação empregadas

($1,6 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ e $1,6 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$), conforme ilustrado na Figura 5.20. Este fato ocorreu devido ao aumento da máxima tensão pós-ruptura e a perda de capacidade de absorção de energia do concreto C1,5%, quando submetido à maior taxa de deformação utilizada ($1,6 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$).

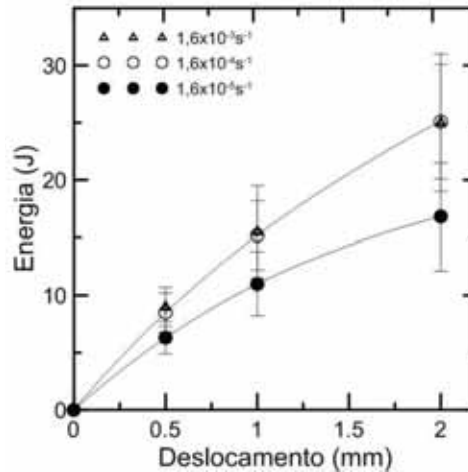


Figura 5.20 – Tenacidade à tração para diferentes taxas de deformação.

- **Modo de ruptura das amostras**

Analizando os padrões típicos de ruptura e as fissuras formadas nas amostras testadas, não é possível identificar alterações representativas causadas pela variação da taxa de deformação aplicada ao concreto C1,5% (Figura 5.21). Entretanto, pôde-se perceber um discreto aumento na distância entre a fissura principal e as fissuras menores formadas em seu entorno, ao compararmos as taxas de deformação mais elevadas ($1,6 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ e $1,6 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$), com a menor taxa de deformação avaliada ($1,6 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$).

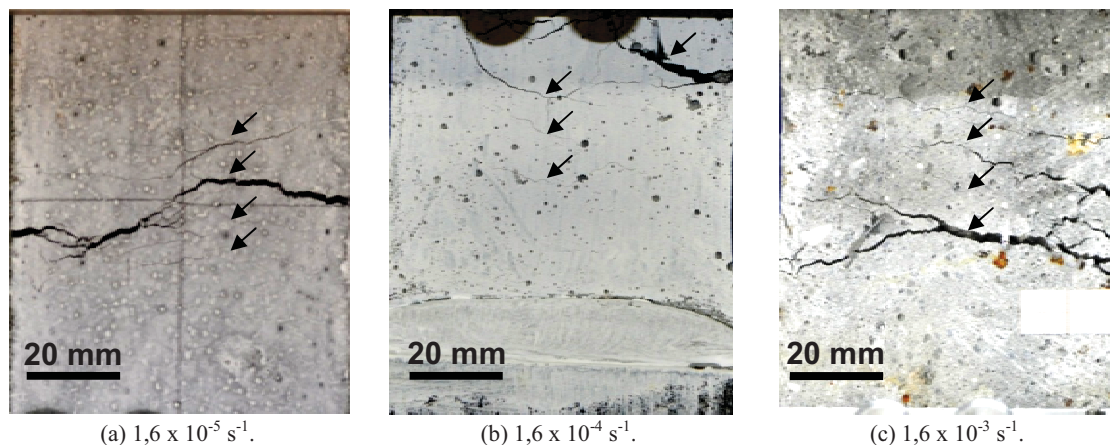


Figura 5.21 – Padrões de ruptura para três diferentes taxas de deformação.

5.2.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PRISMAS

Este item trata das alterações no comportamento mecânico à flexão dos concretos produzidos, ocasionadas pela incorporação de fibras às misturas. Todos os prismas tiveram seu comportamento avaliado aos 28 dias de idade. Três corpos-de-prova de cada mistura produzida foram avaliados para a obtenção dos resultados apresentados na Tabela 5.5. Os testes foram conduzidos com a utilização de amostras prismáticas (100x100x400mm), as quais foram descritas no item 4.2.4, juntamente com os detalhes do arranjo experimental empregado.

- **Capacidade de carga e deslocamento**

Os resultados obtidos a partir dos cinco concretos avaliados (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H e C1,5%) encontram-se ilustrados na Figura 5.22 sob a forma de curvas carga *versus* deslocamento. Sendo que todos os testes foram conduzidos até um deslocamento máximo de 5 mm.

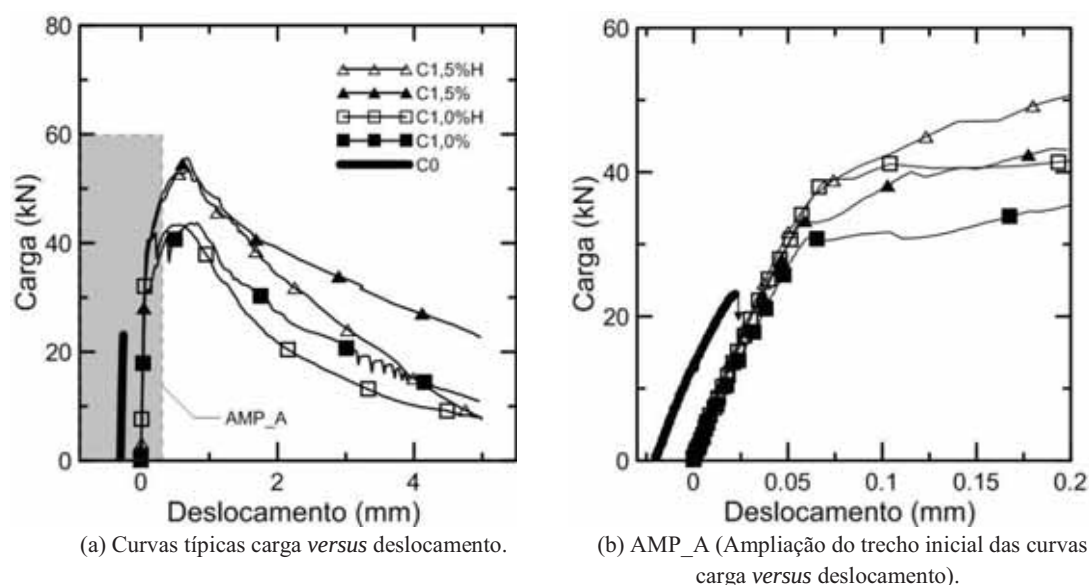


Figura 5.22 – Resistência à flexão em prismas.

Na Tabela 5.5 estão representados, respectivamente, os resultados de P_{cr} (carga de primeira fissura), σ_{cr} (tensão referente à carga de primeira fissura), δ_{cr} (deslocamento referente à carga de primeira fissura), P_u (carregamento último), σ_u (tensão última) e δ_u (deslocamento último) obtidos a partir dos ensaios de flexão em prismas de concreto para as cinco misturas produzidas (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H e C1,5%).

Tabela 5.5 – Propriedades mecânicas à flexão dos concretos produzidos (prismas).

Misturas	Valores de primeira fissura			Máximos valores pós-fissuração		
	P_{cr} (kN)	σ_{cr} (MPa)	δ_{cr} (mm)	P_u (kN)	σ_u (MPa)	δ_u (mm)
C0	25,27 (2,51)	7,58 (0,75)	0,049 (0,007)	-	-	-
C1,0%	29,60 (2,78)	8,88 (0,84)	0,059 (0,002)	43,08 (11,06)	12,93 (3,32)	0,83 (0,16)
C1,0%H	36,02 (3,31)	10,70 (1,01)	0,053 (0,007)	44,36 (2,97)	13,30 (0,89)	0,53 (0,22)
C1,5%	34,95 (2,82)	10,48 (0,84)	0,056 (0,007)	58,89 (4,49)	17,66 (1,34)	0,72 (0,07)
C1,5%H	31,42 (3,29)	9,42 (0,98)	0,049 (0,007)	51,46 (13,35)	15,43 (4,00)	0,67 (0,05)

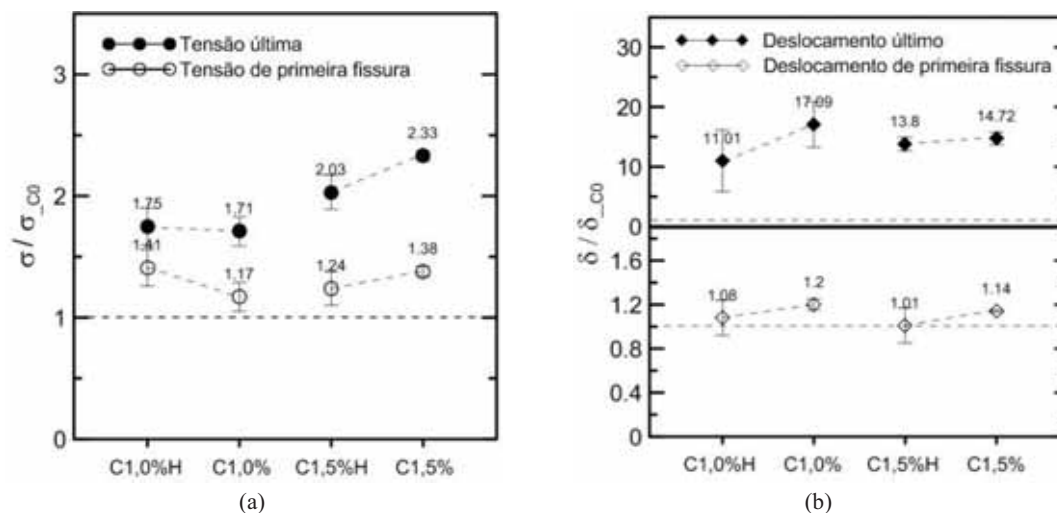


Figura 5.23 – Valores relativos de tensão (a) e de deslocamento (b) referentes à carga de primeira fissura e ao limite último de carregamento entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.

Os dados apresentados na Tabela 5.5 e na Figura 5.23 - a, mostram que os concretos reforçados com fibras apresentaram incrementos significativos nos valores de tensão de primeira fissura, em relação ao concreto de referência (C0). Os acréscimos foram de, respectivamente, 41,16%, 17,15%, 24,27% e 38,25% para as misturas C1,0%H, C1,0%, C1,5%H, C1,5%.

A análise dos valores de deslocamento correspondentes à carga de primeira fissura (Figura 5.23 - b), mostra que a presença das fibras alterou a capacidade de deformação do concreto, acarretando acréscimos de, respectivamente, 8,16%, 20,40%, 1,01% e 14,28% para as misturas C1,0%H, C1,0%, C1,5%H, C1,5% em relação ao concreto de referência (C0). Acredita-se que as misturas não-híbridas C1,0% e C1,5% tenham atingido maiores níveis de δ_{cr} pelo fato de utilizarem como reforço, maior quantidade de fibras longas em relação às misturas híbridas C1,0%H e C1,5%H. Isto porque, de acordo com a literatura, a utilização de fibras longas como reforço está diretamente associada ao aumento da capacidade de deformação de um compósito.

A incorporação de fibras ao concreto também proporcionou incrementos nos valores de tensão referente à carga última suportada pelo concreto (Figura 5.23 - a) em comparação ao concreto de referência (C0), com acréscimos de, respectivamente, 75,46%, 70,58%, 103,56% e 132,98% para as misturas C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5%.

Observa-se assim, que os maiores acréscimos de σ_u foram obtidos nos concretos (C1,5% e C1,5%H), os quais utilizaram o maior teor volumétrico de fibras estudado ($v_f = 1,5\%$).

Percebe-se através da ampliação das curvas de carga *versus* deslocamento (Figura 5.22 - b), que ambos os concretos híbridos (C1,0%H e C1,5%H), para níveis de deslocamento próximos ao deslocamento de primeira fissura, apresentaram maior capacidade de manutenção da carga, e ainda, maior tenacidade em relação aos concretos não-híbridos (C1,0% e C1,5%). No entanto, em virtude do pequeno comprimento de ancoragem das fibras SF1 (12mm), para níveis de deslocamento mais elevados, este comportamento não se manifestou.

Em se tratando dos valores de deslocamento, as alterações proporcionadas pelas fibras se mostraram mais expressivas nos valores de deslocamentos referentes à carga última. Os acréscimos de δ_u proporcionados pela utilização do reforço fibroso se mostraram mais evidentes para os concretos não-híbridos (C1,0% e C1,5%). Conforme descrito anteriormente, o fato destas misturas utilizarem maior quantidade de fibras longas remete a uma maior capacidade de deformação destes compósitos, em relação aos compósitos híbridos C1,0%H e C1,5%H.

A Figura 5.24 ilustra o comportamento das linhas neutras normalizadas $\left(\frac{\varepsilon_{\text{topo}}}{\varepsilon_{\text{topo}} + \varepsilon_{\text{base}}} \right)$ dos prismas produzidos com as cinco misturas empregadas neste trabalho, C1,0% e C1,5% (não-híbridos) à esquerda e C1,0%H e C1,5%H (híbridos) à direita. Conforme ilustrado na Figura 5.24 e, anteriormente na Figura 5.22 - b, para pequenos níveis de deslocamento, os compósitos híbridos (C1,0%H e C1,5%H) apresentaram maior capacidade de absorção de energia em comparação aos compósitos não-híbridos (C1,0% e C1,5%). Tal comportamento pode ser identificado através dos valores de porcentagem de área tracionada das seções dos prismas logo após o surgimento da primeira fissura (Região II).

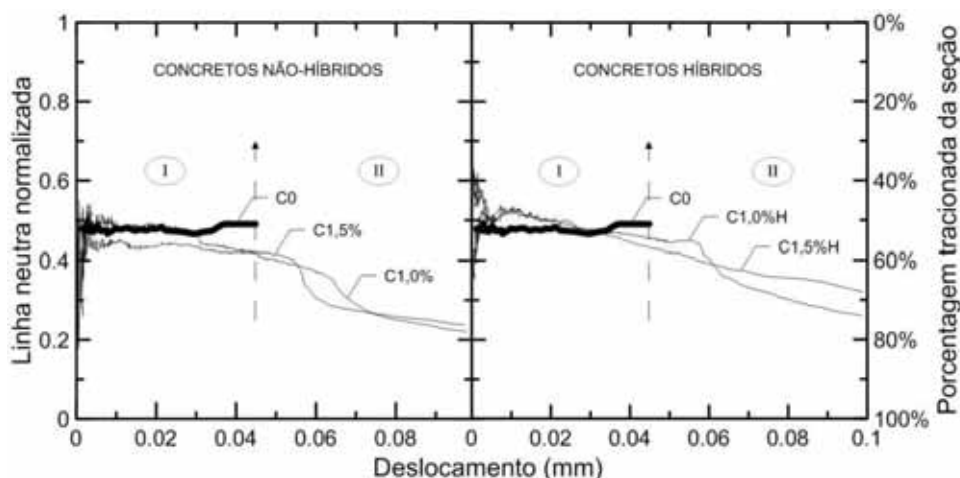


Figura 5.24 – Curvas típicas de linha neutra normalizada e porcentagem tracionada da seção *versus* deslocamento.

Analisando os resultados médios obtidos de três corpos-de-prova, em um patamar de deslocamento de 0,07 mm, por exemplo, pôde-se verificar para os prismas produzidos com as misturas híbridas C1,0%H e C1,5%H valores médios de área tracionada cerca de, respectivamente, 6% e 9% inferiores aos valores de área tracionada referentes aos prismas produzidos com as misturas não-híbridas C1,0% e C1,5%.

- **Tenacidade**

Na Figura 5.25 são apresentados gráficos comparativos entre os valores de energia $T_{0,2mm}$, T_{1mm} , T_{2mm} , T_{3mm} e T_{4mm} dos concretos contendo $v_f=1,0\%$ (C1,0% e C1,0%H) e $v_f=1,5\%$ (C1,5% e C1,5%H).

A análise das curvas de resistência à flexão e dos valores de energia demonstrou que, para deslocamentos próximos e imediatamente posteriores ao deslocamento de primeira fissura, os compósitos híbridos (C1,0%H e C1,5%H) apresentaram, além de maior capacidade de carga, maior potencial de absorção de energia em comparação aos compósitos não-híbridos (C1,0% e C1,5%). As curvas apresentadas na Figura 5.22 - b também expressam este comportamento. Os acréscimos médios de energia proporcionados pela hibridização do reforço fibroso das misturas C1,0%H e C1,5%H para

um deslocamento de 0,2mm, foram de respectivamente, 19,57% e 4,56% em relação aos compósitos não-híbridos de mesmo teor volumétrico, C1,0% e C1,5%.

Sabe-se que a incorporação de fibras curtas ao concreto, auxilia no combate à formação de micro-fissuras e está diretamente ligada ao aumento de resistência à tração dos compósitos. Sendo assim, acredita-se que a alta superfície específica das fibras lisas (SF1), aliada as favoráveis características físicas e mecânicas da matriz de concreto autoadensável, tenham contribuído para o acréscimo da energia absorvida durante o processo de fratura dos prismas produzidos com os concretos híbridos, principalmente na fase anterior ao limite último de carregamento.

Como consequência da superioridade do comprimento de ancoragem das fibras SF2 (35mm) em relação às fibras SF1 (12mm), os valores de energia na região posterior ao limite último de carregamento obtidos dos ensaios de flexão em prismas foram mais expressivos para os concretos não-híbridos C1,0% e C1,5%.

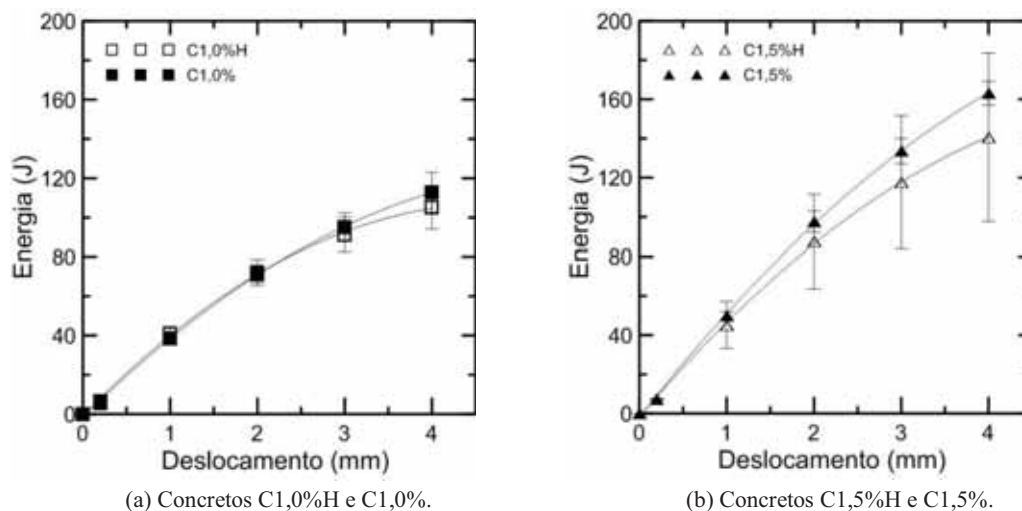


Figura 5.25 – Tenacidade dos prismas produzidos à partir das misturas C1,0%H; C1,0%; C1,5% e C1,5%H.

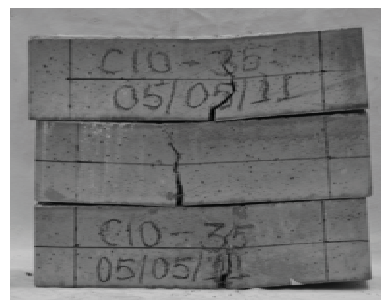
A proximidade/equivalência entre as curvas de tenacidade da Figura 5.25, se deu devido ao efeito cumulativo e da compensação das áreas sob as curvas de carga *versus* deslocamento.

- **Modo de ruptura das amostras**

A Figura 5.10 ilustra o modo de ruptura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de flexão em quatro pontos. Observa-se que a adição de fibras altera o comportamento do concreto de frágil para dúctil. Contudo, não é possível detectar diferenças representativas no modo de fratura das amostras produzidas com reforço híbrido e não-híbrido, ou ainda, entre as amostras produzidas com $v_f=1,0\%$ ou $v_f=1,5\%$.



(a) Concreto C0.



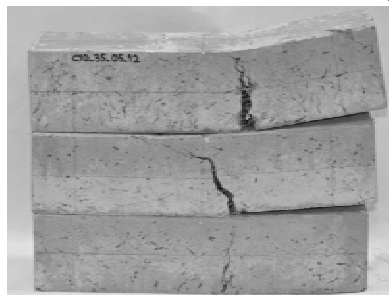
(b) Concreto C1,0%.



(c) Concreto C1,0%H.



(d) Concreto C1,5%.



(e) Concreto C1,5H%.

Figura 5.26 – Modo de ruptura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de flexão em quatro pontos.

5.2.5 Comparativo entre resistência à flexão em prismas e resistência à tração direta

No intuito de correlacionar os resultados dos ensaios de flexão em prismas e de resistência à tração, neste item, optou-se por estabelecer uma razão entre os valores médios de tensão de primeira fissura e de tensão última, obtidos dos ensaios experimentais de flexão e de tração, para todos compósitos produzidos com $v_f=1,0\%$ (C1,0%, C1,0%H) e $v_f=1,5\%$ (C1,5%, C1,5%H).

$$\frac{\sigma_{cr(F)}}{\sigma_{cr(T)}} \quad (5.1)$$

$$\frac{\sigma_{u(F)}}{\sigma_{u(T)}} \quad (5.2)$$

Onde:

$\sigma_{cr(T)}$ = Tensão de primeira fissura (tração);

$\sigma_{cr(F)}$ = Tensão de primeira fissura (flexão);

$\sigma_{u(T)}$ = Tensão última (tração);

$\sigma_{u(F)}$ = Tensão última (flexão).

Os resultados médios obtidos para cada concreto produzido estão apresentados na Tabela 5.6. Pode-se perceber que estas relações variam de acordo com o teor volumétrico de fibras empregado e também, em função da hibridização do reforço fibroso. Conforme apresentado, ambos os concretos híbridos evidenciaram valores relativos superiores, em comparação aos concretos não híbridos, tanto para a tensão crítica, quanto para a tensão última.

Tabela 5.6 – Correlação entre ensaios de resistência à flexão e tração.

Concretos	$\sigma_{cr(F)} / \sigma_{cr(T)}$	$\sigma_{u(F)} / \sigma_{u(T)}$
C1,0%	2,36	3,32
C1,0%H	2,86	3,45
C1,5%	2,69	3,95
C1,5%H	3,04	4,12

Um exemplo comparativo destas relações pode ser verificado na Figura 5.27, a qual confronta as curvas e os resultados experimentais de tensão obtidos de ambos os ensaios (flexão e tração) para o concreto C1,5%.

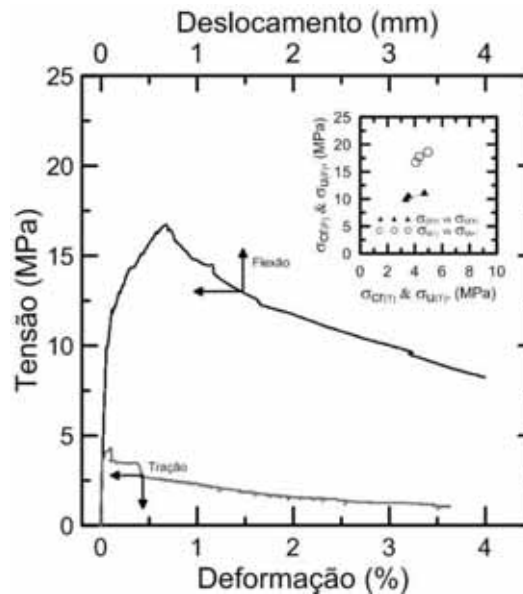


Figura 5.27 – Comparativo entre resistência à flexão e resistência à tração.

5.2.6 Modelos analíticos aplicados aos ensaios experimentais

Neste trabalho, um método iterativo, criado por SORANAKOM e MOBASHER (2008) e adaptado por BARSBY (2011), foi utilizado para determinar a resistência à tração de todos os concretos reforçados com fibras de aço produzidos neste estudo a partir de suas respectivas curvas experimentais de resistência à flexão e resistência à compressão. Em suma, o método consiste em ajustar curvas teóricas sobre curvas experimentais de resistência à flexão e compressão do concreto. A partir destes ajustes, e dos parâmetros de entrada do método, são modeladas curvas teóricas de resistência à tração para o compósito estudado. As simulações têm origem nos parâmetros de entrada do método, os quais se encontram ilustrados na Figura 5.28: ω e λ_{cu} (resistência à compressão); γ , μ e β_{tu} (resistência à tração); α , ϵ_{cr} e E (características do material).

É interessante salientar que esta investigação visa apenas determinar parâmetros que, associados a um modelo constitutivo já consolidado por outros autores, consigam

representar o desempenho à tração dos compósitos produzidos neste estudo. Sendo assim, detalhes específicos a cerca do método utilizado, não detalhados neste trabalho, deverão ser consultados em suas fontes originais (BARSBY, 2011 e SORANAKOM e MOBASHER, 2008) contidas nas referências deste estudo.

- **Modelo constitutivo**

O modelo constitutivo utilizado neste estudo, para a determinação da resistência à tração a partir dos resultados de resistência à flexão e compressão, está apresentado na Figura 5.28. O mesmo contempla ambos os padrões de comportamento mecânicos de tração obtidos a partir de concretos fibrosos: *strain hardening* e *strain softening*. Na Figura 5.28 - a, modelo de compressão, é possível verificar uma fase perfeitamente elástica, finalizada no ponto de primeira fissura, prescrito, respectivamente, pelos parâmetros de deformação e de tensão: ϵ_{cy} e σ_{cy} . Esta fase se mantém com tensão constante até a deformação última de compressão (ϵ_{cu}). O modelo de tração, Figura 5.28 - b, é descrito por uma resposta tri linear constituída por um intervalo elástico (definido por E), precedido de um intervalo governado por E_{cr} (módulo do material pós-fissuração), o qual, dependendo do sinal, encaminhará o ramo pós-fissuração a uma resposta de enrijecimento (*strain hardening*) ou amolecimento (*strain softening*). O terceiro intervalo compreende um ramo constante de tensão σ_{cst} , o qual se estende até o limite último de deformação na tração (ϵ_{tu}).

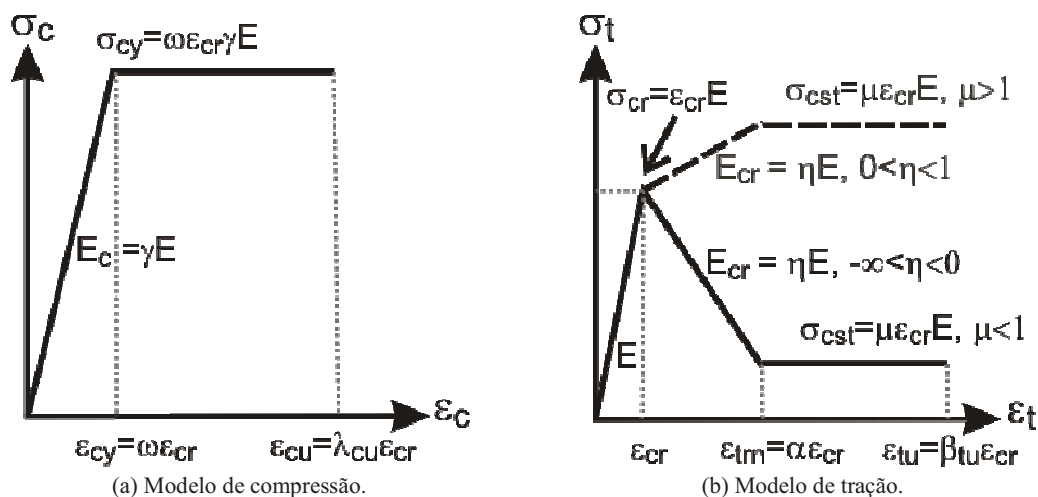


Figura 5.28 – Modelo material para concretos reforçados com fibras.

(Fonte: SORANAKOM e MOBASHER, 2008).

O parâmetro μ determinará o nível de tensão na região de transição (tração), o qual, será regido também por mais dois parâmetros: deformação de primeira fissura (ε_{cr}) e deformação correspondente ao trecho de transição (ε_{trn}). As relações de tensão versus deformação na compressão e na tração, utilizadas no modelo, estão apresentadas na Figura 5.29.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} E_c \varepsilon_c & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cy} \\ E_c \varepsilon_{cy} & \varepsilon_{cy} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \\ 0 & \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad \sigma_t(\varepsilon_t) = \begin{cases} E \varepsilon_t & 0 \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \\ E \varepsilon_{cr} + E_{cr}(\varepsilon_t - \varepsilon_{cr}) & \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{trn} \\ \mu E \varepsilon_{cr} & \varepsilon_{trn} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu} \\ 0 & \varepsilon_t > \varepsilon_{tu} \end{cases}$$

(a) Compressão. (b) Tração.

Figura 5.29 – Relações de tensão versus deformação do modelo.

Os parâmetros listados, σ_c , σ_t , ε_c e ε_t fazem referência à tensões e deformações de compressão e de tração, respectivamente. Estes dados, assim como os demais parâmetros materiais listados na Figura 5.28, tem origem na combinação de dois parâmetros materiais intrínsecos: a deformação correspondente ao surgimento da primeira fissura na tração (ε_{cr}) e o módulo de elasticidade na tração E , além de outros sete parâmetros normalizados relacionados a E e ε_{cr} .

$$\omega = \frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{cr}} \quad \alpha = \frac{\varepsilon_{trn}}{\varepsilon_{cr}} \quad \beta_{tu} = \frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_{cr}} \quad \lambda_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cr}} \quad \mu = \frac{\sigma_{cst}}{E \varepsilon_{cr}} \quad \gamma = \frac{E_c}{E} \quad \eta = \frac{E_{cr}}{E} - \frac{(1 - \mu)}{(\alpha - 1)}$$

Os valores normalizados de deformação de tração na parte inferior β e de deformação de compressão no topo λ dos prismas estão apresentados a seguir:

$$\beta = \frac{\varepsilon_{tbot}}{\varepsilon_{cr}} \tag{5.3}$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{ctop}}{\varepsilon_{cr}} \tag{5.4}$$

Tais valores estão linearmente relacionadas por meio do parâmetro k , linha neutra normalizada.

$$\frac{\lambda_{\varepsilon_{cr}}}{kd} = \frac{\beta_{\varepsilon_{cr}}}{d - kd} \quad \text{ou} \quad \lambda = \frac{k}{1 - k} \beta$$

De posse das relações constitutivas anteriormente listadas (Figura 5.29) e dos parâmetros normalizados β e λ , são então determinados novos modelos de tensão *versus* deformação normalizados, os quais são utilizados para simular os possíveis cenários do comportamento mecânico dos compósitos quando solicitados à compressão e à tração:

$$\frac{\sigma_c(\lambda)}{E\varepsilon_{cr}} = \begin{cases} \gamma\lambda & 0 \leq \lambda \leq \omega \\ \gamma\omega & \omega < \lambda \leq \lambda_{cu} \\ 0 & \lambda_{cu} < \lambda \end{cases} \quad \frac{\sigma_t(\beta)}{E\varepsilon_{cr}} = \begin{cases} \beta & 0 \leq \beta \leq 1 \\ 1 + \eta(\beta - 1) & 1 < \beta \leq \alpha \\ \mu & \alpha < \beta \leq \beta_{tu} \\ 0 & \beta_{tu} \leq \beta \end{cases}$$

(a) Compressão.

(b) Tração.

Figura 5.30 – Relações de tensão *versus* deformação do modelo.

É interessante ressaltar que este método assume, para a derivação do momento *versus* curvatura em uma seção transversal retangular com largura b e espessura d , uma distribuição linear de deformações ao longo da espessura, ignorando deformações de cisalhamento. A hipótese de Kirchhoff da seção plana permanecendo plana para carga flexional é aplicada. A linha neutra k é então encontrada resolvendo o equilíbrio de forças.

A derivação das curvas de carga *versus* deslocamento (flexão) tem origem na determinação dos valores normalizados de momento (M') e de curvatura (ϕ'), os quais são determinados, respectivamente, através dos esforços atuantes em torno da linha neutra (k) e pela divisão da deformação de compressão (topo) pela posição da linha neutra. Após determinados, estes parâmetros são multiplicados pelos valores críticos de momento (M_{cr}) e de curvatura (ϕ_{cr}), (Equações (5.5) e (5.6)) para então resultar nas curvas teóricas de resistência à flexão.

$$M_{cr} = \frac{1}{6} b d^2 E \varepsilon_{cr} \quad (5.5)$$

$$\phi_{cr} = \frac{2 \varepsilon_{cr}}{d} \quad (5.6)$$

Como descrito anteriormente, as simulações deverão se aproximar dos resultados experimentais de flexão. Isto garantirá que os parâmetros de entrada do método foram corretamente empregados, podendo assim, dar origem à curvas teóricas de resistência à tração com comportamento compatível ao obtido dos resultados experimentais.

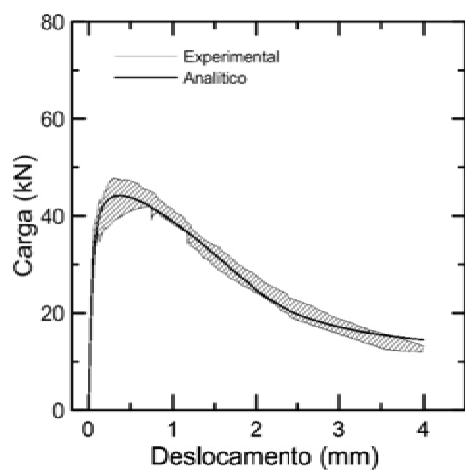
A curva analítica de resistência à tração é criada diretamente pelas formulações básicas do modelo constitutivo adotado e pelos parâmetros de entrada do método, assim como a curva analítica de resistência à compressão.

5.2.6.1 CURVAS TEÓRICAS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO, COMPRESSÃO E LINHA NEUTRA

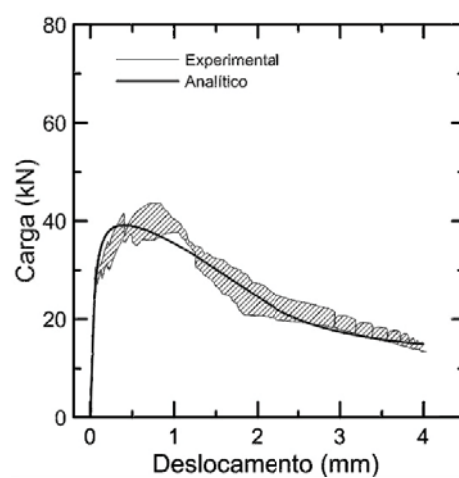
Os parâmetros de entrada do método utilizados para compor as curvas teóricas dos quatro compósitos avaliados neste estudo: ω e λ_{cu} (resistência à compressão), γ , μ e β_{tu} (resistência à tração), α , ε_{cr} e E (características do material), estão apresentados na Tabela 5.7. Logo após, Figura 5.31, Figura 5.32 e Figura 5.33 encontram-se ilustradas, respectivamente, as curvas teóricas de resistência à flexão, compressão e curvas de momento *versus* curvatura, ajustadas segundo os parâmetros da Tabela 5.7. As curvas de resistência à flexão e compressão, foram plotadas sobre a região média existente entre a variação das curvas experimentais (máxima e mínima).

Tabela 5.7 – Parâmetros utilizados para a determinação da resistência à tração do concreto por retroanálise.

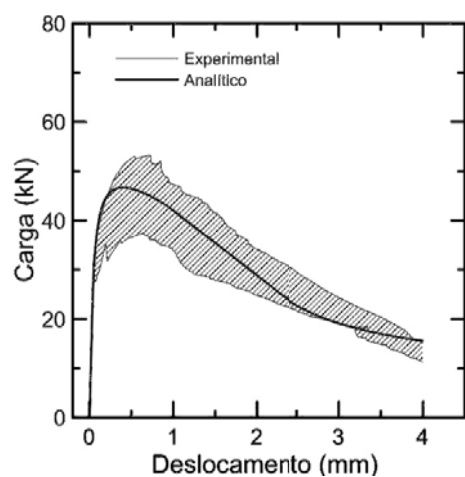
Concretos	Resistência à compressão		Resistência à tração direta			Características do material		
	ω	λ_{cu}	γ	μ	β_{tu}	α	ε_{cr}	E (MPa)
C1,0%H	14,2	27,5	1,0	0,20	420	195	0,00015	36000
C1,0%	14,0	25,0	1,0	0,24	380	190	0,00016	31000
C1,5%H	13,0	25,0	1,0	0,19	390	200	0,00016	35000
C1,5%	7,80	16,6	1,0	0,38	400	100	0,00024	31500



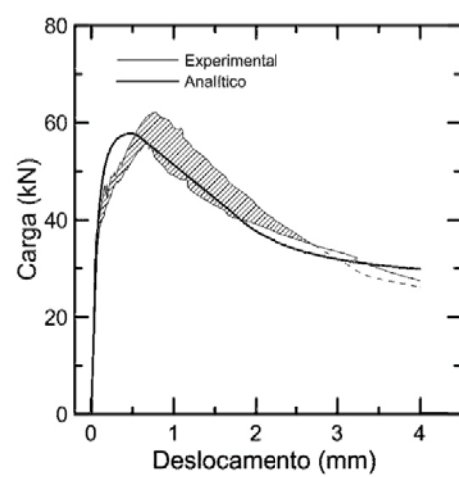
(a) Concreto C1,0%H.



(b) Concreto C1,0%.

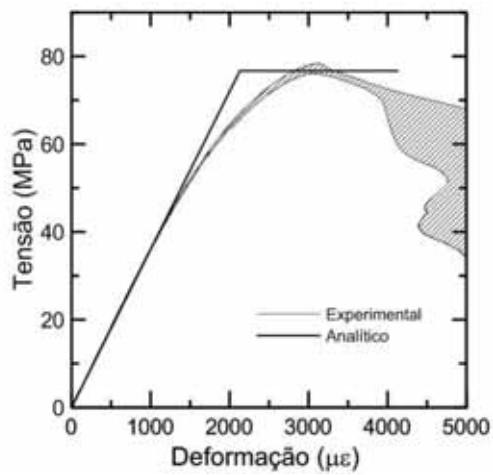


(c) Concreto C1,5%H.

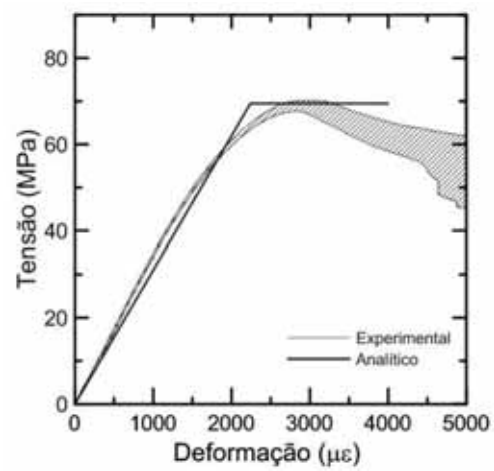


(d) Concreto C1,5%.

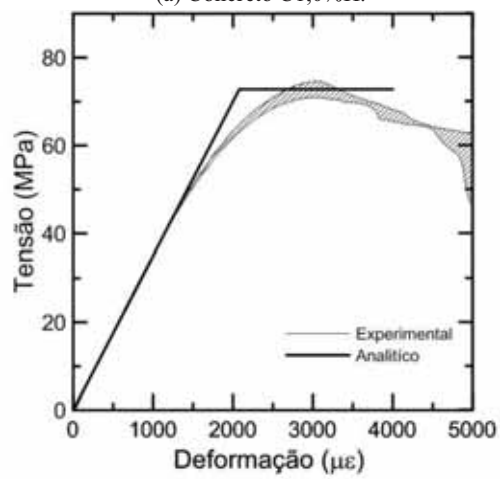
Figura 5.31 – Ajuste das curvas analíticas de resistência à flexão.



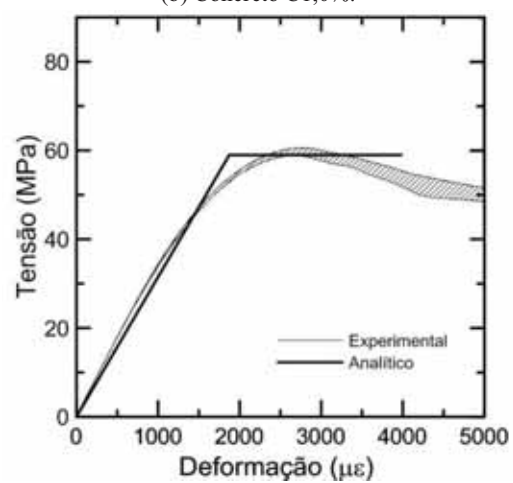
(a) Concreto C1,0%H.



(b) Concreto C1,0%.



(c) Concreto C1,5%H.



(d) Concreto C1,5%.

Figura 5.32 – Ajuste das curvas analíticas de resistência à compressão.

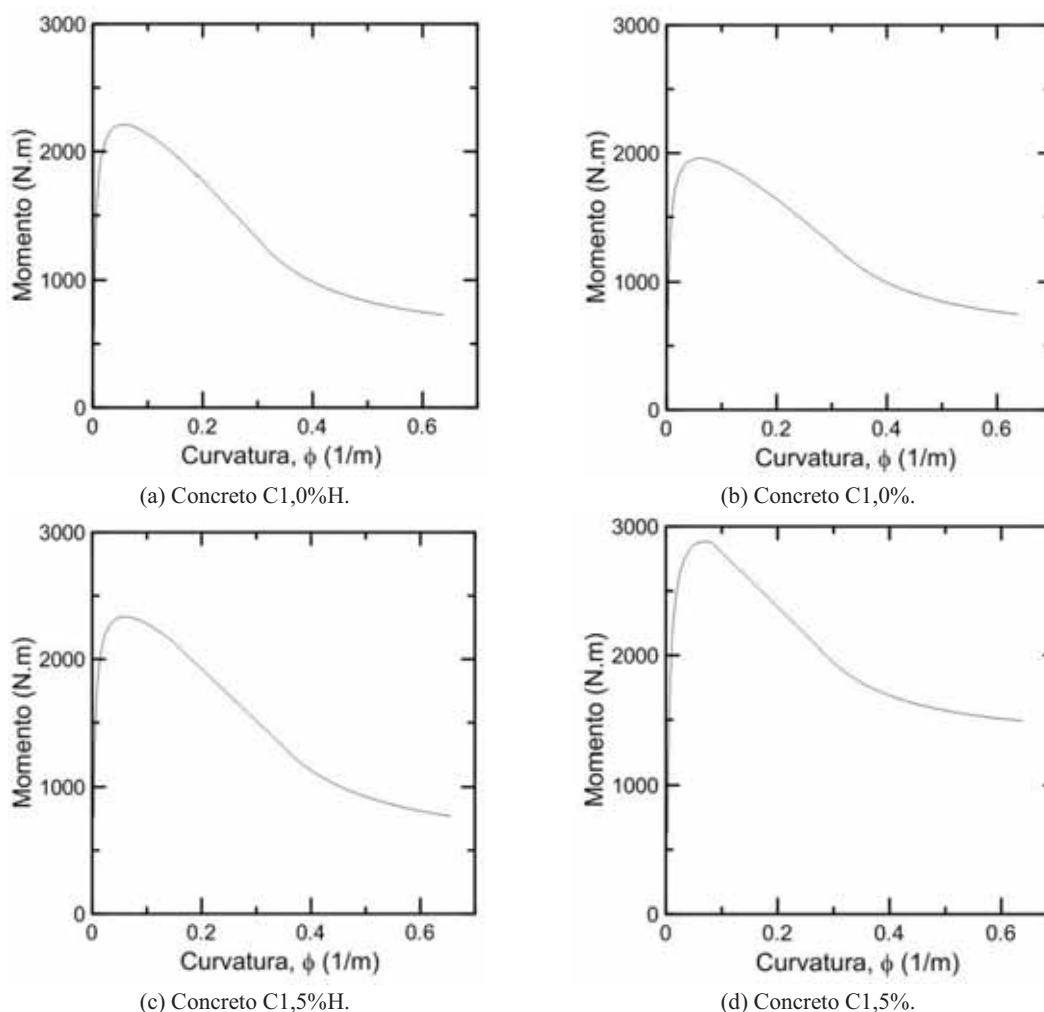


Figura 5.33 – Curvas simuladas de momento versus curvatura.

A título de comparação, optou-se, neste estudo, por confrontar as linhas neutras normalizadas teóricas e as linhas neutras típicas extraídas dos ensaios de resistência à flexão utilizando *strain gages* (item 5.2.4), para todas as frações volumétricas de fibras utilizadas (Figura 5.34). As curvas experimentais de carga *versus* deslocamento na flexão também foram incorporadas aos gráficos de linha neutra, de modo a permitir a visualização dos pontos de primeira fissura dos prismas avaliados. As curvas foram ilustradas até um deslocamento máximo de 0,25mm, tendo em vista que, a partir deste nível de deslocamento, ocorre a ruptura dos *strain gages* inferiores, o que implica no término da leitura dos valores de deslocamentos de tração nos prismas (Figura 5.35).

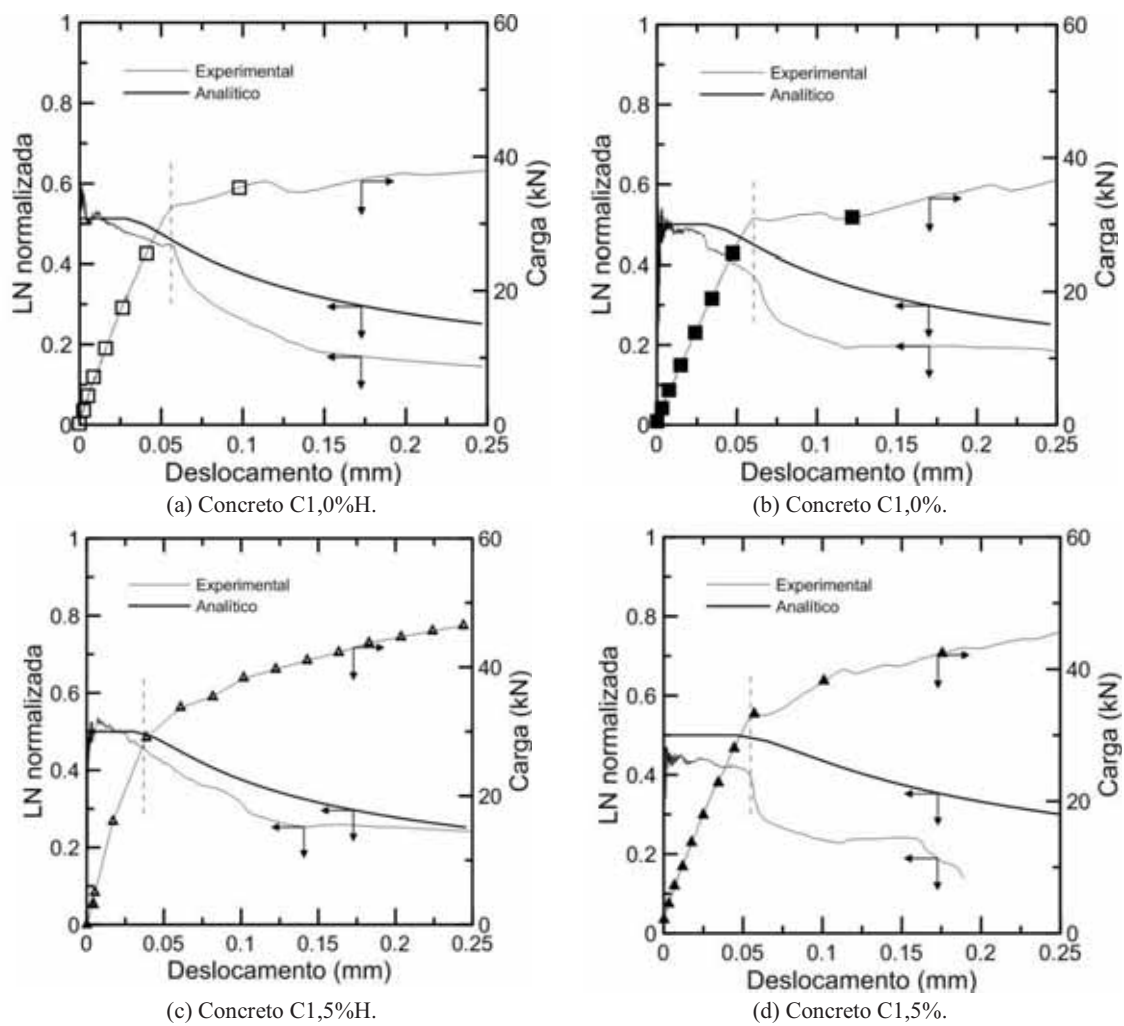


Figura 5.34 – Gráficos de linha neutra *versus* deslocamento.



Figura 5.35 – Rompimento do *strain gage* inferior.

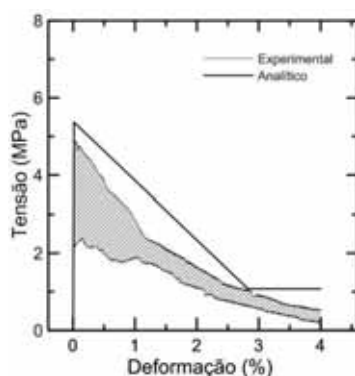
Apesar da proximidade entre os resultados de linha neutra teóricos e experimentais, fica claro, através da Figura 5.34, que a instrumentação com *strain gages* é indispensável para a avaliação precisa das deformações do concreto.

5.2.6.2 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

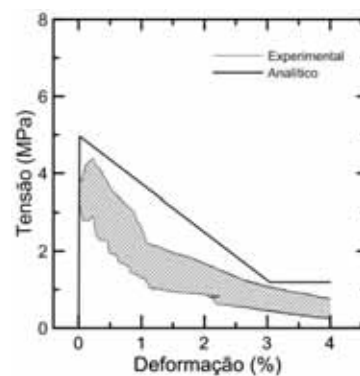
Os valores médios de tensão de primeira fissura (σ_{cr}), deformação de primeira fissura (ϵ_{cr}), tensão do trecho constante (σ_{cst}) e deformação referente ao início do trecho de tensão constante (ϵ_{trn}) estão apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Propriedades mecânicas à tração determinadas por retroanálise.

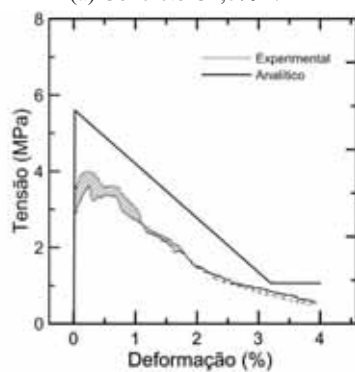
Concretos	Valores de primeira fissura		Valores pós-fissuração	
	σ_{cr} (MPa)	ϵ_{cr} (%)	σ_{cst} (MPa)	ϵ_{trn} (%)
C1,0%H	5,40	0,015	1,08	2,92
C1,0%	4,96	0,016	1,19	3,04
C1,5%H	5,60	0,016	1,06	3,20
C1,5%	7,56	0,024	2,87	2,40



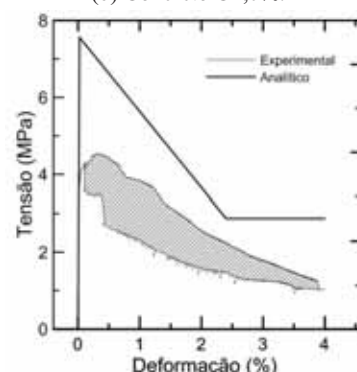
(a) Concreto C1,0%H.



(b) Concreto C1,0%.



(c) Concreto C1,5%H.



(d) Concreto C1,5%.

Figura 5.36 – Comportamento sob tração direta determinado por retroanálise.

Conforme ilustrado na Figura 5.36 e na Tabela 5.8, o método utilizado para determinação da resistência à tração via retroanálise, superestimou os valores de tensão de tração, tanto na fase elástica, quanto na fase pós-fissuração das curvas analíticas, se distanciando das curvas típicas experimentais de resistência à tração (Figura 5.36) e também dos resultados médios de resistência à tração apresentados no item 5.2.2. A partir dos resultados tabelados, percebe-se que este fenômeno mostrou-se mais evidente para os concretos com maior volume de fibra incorporado (C1,5% e C1,5%H).

O método utilizado neste estudo é bastante simplificado e não leva em consideração as dimensões das seções transversais das amostras de tração utilizadas. Sendo assim, o método deverá ser utilizado com cautela, ou aprimorado através de métodos de ajuste baseados na eficiência do reforço fibroso. É provável que as diferenças entre resultados experimentais e analíticos também tenham origem no fato de que todos os concretos produzidos, apresentem um pequeno acréscimo de tensão após a ruptura da matriz, diferentemente do modelo tri linear empregado.

5.2.7 RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES

- **Capacidade de carga e deslocamento**

Todos os cinco concretos produzidos neste estudo foram avaliados, utilizando a Configuração I, descrita anteriormente no item 4.2.5.1. Os valores médios de carga de primeira fissura (P_{cr}) e de carga última (P_u) estão apresentados na Tabela 5.9, juntamente com os valores de deslocamento referente à carga de primeira fissura (δ_{cr}) e de deslocamento referente à carga última (δ_u). Os valores tabelados, assim como seus respectivos desvios padrões, referem-se à média de três corpos-de-prova. Quando da ocorrência de três fissuras radiais principais nos painéis, adotar-se-á a nomenclatura *modo de ruptura “A”*.

Tabela 5.9 – Propriedades mecânicas à flexão dos concretos produzidos (painéis).

Misturas	Valores de primeira fissura		Máximos valores pós-fissuração	
	P_{cr} (kN)	δ_{cr} (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
C0	30,71 (3,72)	0,72 (0,05)	-	-
C1,0%	29,76 (2,66)	0,95 (0,08)	39,66 (3,86)	3,42 (0,26)
C1,0%H	41,16 (0,61)	1,46 (0,25)	45,50 (1,97)	3,26 (0,54)
C1,5%	40,25 (0,58)	1,23 (0,16)	53,82 (4,76)	5,30 (0,56)
C1,5%H	46,36 (2,62)	1,16 (0,51)	63,38 (5,96)	5,23 (0,65)

As curvas típicas de carga *versus* deslocamento (Configuração I) obtidas através dos testes com painéis aos 28 dias estão apresentadas na Figura 5.37 - a. Na Figura 5.37 - b é possível visualizar uma ampliação do trecho inicial das curvas até uma deflexão máxima de 2,5 mm.

Em geral, o comportamento dos painéis circulares pode ser dividido em duas fases distintas. A primeira etapa (Região I), anterior à abertura das primeiras fissuras, revela um comportamento elástico e praticamente linear para todos os painéis produzidos. Na etapa seguinte (Região II), os painéis iniciam um processo de formação de várias linhas de ruptura “*yield lines*”. A partir destas linhas, surgem as primeiras fissuras, acarretando decréscimos na rigidez das amostras. Através da análise da Figura 5.37, é possível perceber que a formação das linhas de ruptura contribui para geração de um grande patamar de deformação dúctil, o qual se encerra em um padrão de deformação plástico, em concordância direta com a teoria de JOHANSEN (1962).

Conforme ilustrado na Figura 5.37 - a, verifica-se que a utilização de fibras curtas (SF1), como hibridização do reforço fibroso, alterou o comportamento mecânico dos painéis de concreto submetidos à flexão.

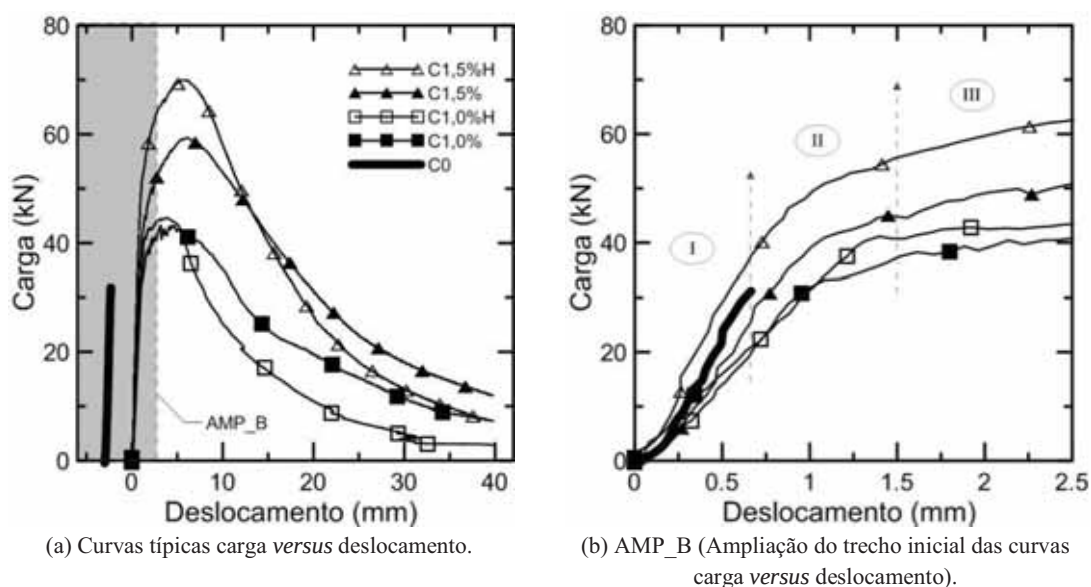


Figura 5.37 – Ensaio em painéis circulares utilizando a Configuração I (C0; C1,0%; C1,0%H; C1,5%; C1,5%H).

Através da Figura 5.38, denota-se que a carga de primeira fissura (P_{cr}) aumentou para todos os concretos com a incorporação de fibras, com exceção apenas do concreto C1,0%, o qual apresentou um valor médio de P_{cr} 3,09% inferior ao valor médio de carga crítica obtido do concreto de referência (C0). O aumento da P_{cr} em relação ao traço referência (C0) para os demais concretos foi de, respectivamente, 34,02%, 50,96% e 31,48% para os concretos C1,0%H, C1,5%H e C1,5%. Com base nestes valores, observam-se incrementos mais pronunciados nos concretos com reforço híbrido, C1,0%H e C1,5%H.

Os valores de deslocamento central correspondentes à primeira fissura do concreto (δ_{cr}) nos corpos-de-prova circulares sofreram acréscimos de, respectivamente, 103,38%, 32,54%, 61,11% e 70,83% para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5% em relação ao concreto de referência (C0).

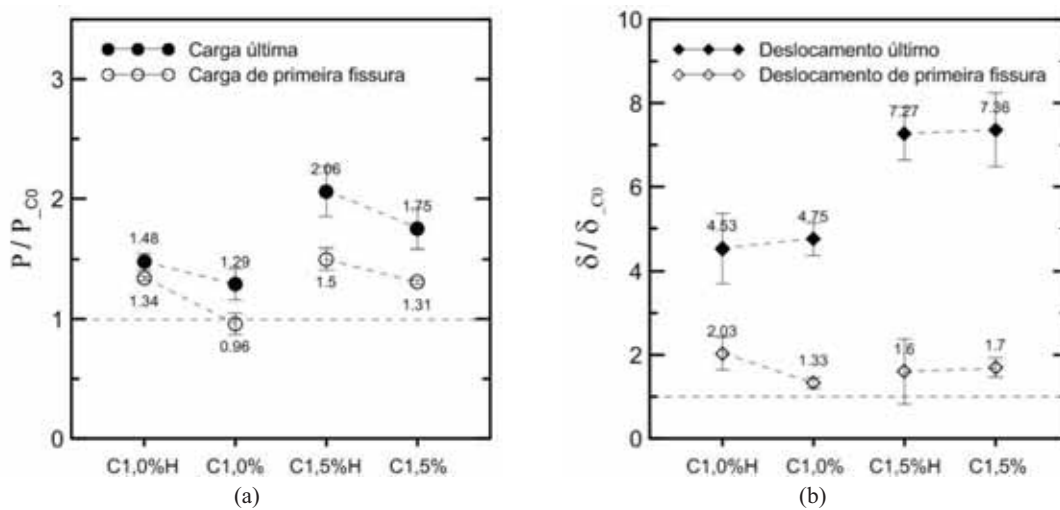


Figura 5.38 – Valores relativos de carga (a) e de deslocamento (b) referentes à primeira fissura e ao limite último de carregamento entre os concretos reforçados com fibras e o concreto de referência.

A análise dos dados apresentados na Figura 5.38 - a revela que os valores de P_u dos ensaios com painéis, sofreram significativos acréscimos devido à incorporação de fibras, sendo este aumento mais pronunciado nos concretos com reforço híbrido (C1,0%H e C1,5%H). É válido esclarecer que, com relação as frações volumétricas de fibras utilizadas ($v_f=1,0\%$ e $v_f=1,5\%$), os maiores incrementos de P_u , foram obtidos para os concretos contendo o mais alto teor volumétrico de fibras, C1,5% e C1,5%H. Os acréscimos de P_u em relação ao concreto de referência (C0), para ensaios realizados em painéis circulares foram de, respectivamente, 48,16%, 29,14%, 106,38% e 75,25% para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5%.

Os deslocamentos correspondentes ao limite último de carregamento (δ_u), para os ensaios com painéis, também sofreram acréscimo considerável com a incorporação de fibras às misturas, sendo este aumento mais pronunciado nos concretos com reforço não-híbrido (C1,0% e C1,5%). Conforme descrito no item 5.2.4, a utilização de fibras longas está diretamente relacionada à capacidade de deformação pós-fissuração dos concretos. Sendo assim, este mecanismo apresenta-se mais efetivo nos concretos não-híbridos (C1,0% e C1,5%), os quais apresentam maior quantidade de fibras SF2. Os incrementos de δ_u obtidos dos concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5% em relação ao concreto de referência estão apresentados na Figura 5.38 - b.

Analisando as curvas de resistência à flexão em prismas e flexão em painéis, denota-se que para ambos os testes, foi possível identificar contribuições positivas nos valores de carga e de tenacidade dos concretos C1,0%H e C1,5%H, ocasionadas pela presença do reforço híbrido.

As grandes áreas de fratura formadas nos painéis de concreto submetidos à flexão propiciaram uma visualização mais clara destes fenômenos nas curvas de carga *versus* deslocamento. Nos ensaios com prismas, contudo, os ganhos de resistência mecânica e de tenacidade ocorridos em virtude da utilização de reforço fibroso híbrido, só puderam ser analisados através da ampliação do trecho inicial das curvas.

- **Tenacidade**

A Figura 5.41 apresenta os valores acumulados de energia absorvida ($T_{2,5mm}$, T_{5mm} , $T_{7,5mm}$, e T_{10mm}) correspondentes aos primeiros 10 mm de deslocamento dos painéis produzidos com as misturas C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5%. É importante ressaltar que os valores de tenacidade apresentados neste item não foram calculados segundo as especificações da ASTM C1550.

Os dados de energia obtidos dos concretos contendo $v_f=1,0\%$ estão ilustrados na Figura 5.39 - a. Na Figura 5.40 - b estão ilustrados os valores de energia dos concretos contendo $v_f=1,5\%$.

Observa-se que para pequenos níveis de deslocamento, a inclusão do reforço híbrido propiciou maior capacidade de absorção de energia para as duas frações volumétricas de fibras utilizadas (1,0% e 1,5%). Este comportamento também pode ser verificado na ampliação das curvas de carga *versus* deslocamento apresentada anteriormente na Figura 5.37 - b. Para pequenos deslocamentos, o comprimento de embebimento das fibras SF1 ainda apresenta-se efetivo e, portanto, é responsável pela eficácia da hibridização no aumento da resistência à flexão e da energia absorvida durante o processo de arrancamento “*pull out*” das fibras.

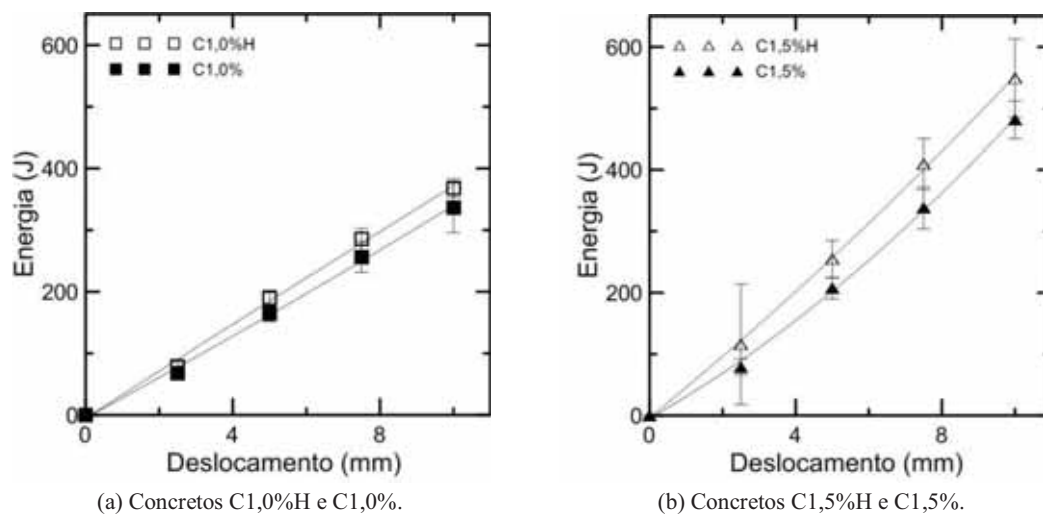
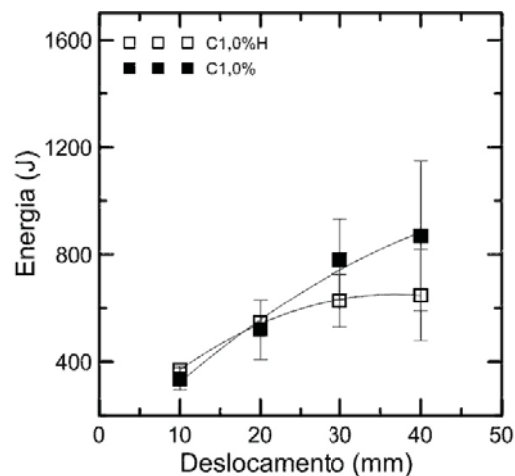


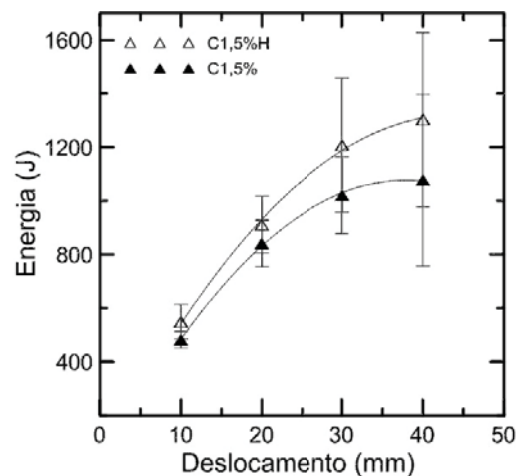
Figura 5.39 – Curvas de energia absorvida *versus* deslocamento para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5% e C1,5%H .

Na Figura 5.40 são apresentados os valores de energia T_{10mm} , T_{20mm} , T_{30mm} e T_{40mm} obtidos dos ensaios de flexão em painéis para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5%H e C1,5%.

Conforme ilustrado na Figura 5.40 - a, a tenacidade acumulada do concreto híbrido C1,0%H, permaneceu superior a tenacidade do concreto não-híbrido C1,0% apenas até cerca de 18mm. Com relação aos concretos reforçados com $v_f = 1,5\%$, o contrário ocorreu. Através dos resultados ilustrados na Figura 5.40 - b, verifica-se que o concreto C1,5%H apresentou valores acumulados de energia absorvida mais expressivos ao longo de todo o deslocamento, quando comparado ao compósito não híbrido C1,5% de mesmo teor volumétrico de fibras. Tal fato ocorreu, porque para o primeiro caso, concretos com teor volumétrico de 1,0%, houve compensação do ganho de carga para pequenos deslocamentos. No entanto, para o segundo caso, concretos com teor volumétrico de 1,5%, a compensação não ocorreu.



(a) Concretos C1,0%H e C1,0%.

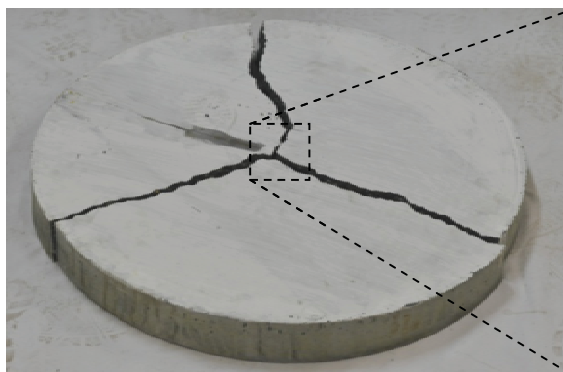


(b) Concretos C1,5%H e C1,5%.

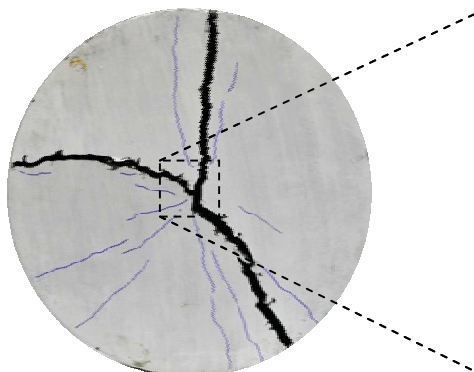
Figura 5.40 – Curvas de energia absorvida *versus* deslocamento para os concretos C1,0%H, C1,0%, C1,5% e C1,5%H .

- **Modo de ruptura das amostras**

A Figura 5.4 ilustra os modos de ruptura dos painéis (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%) submetidos à Configuração I.



(a) Concreto C0.



(b) Concreto C1,0%H.



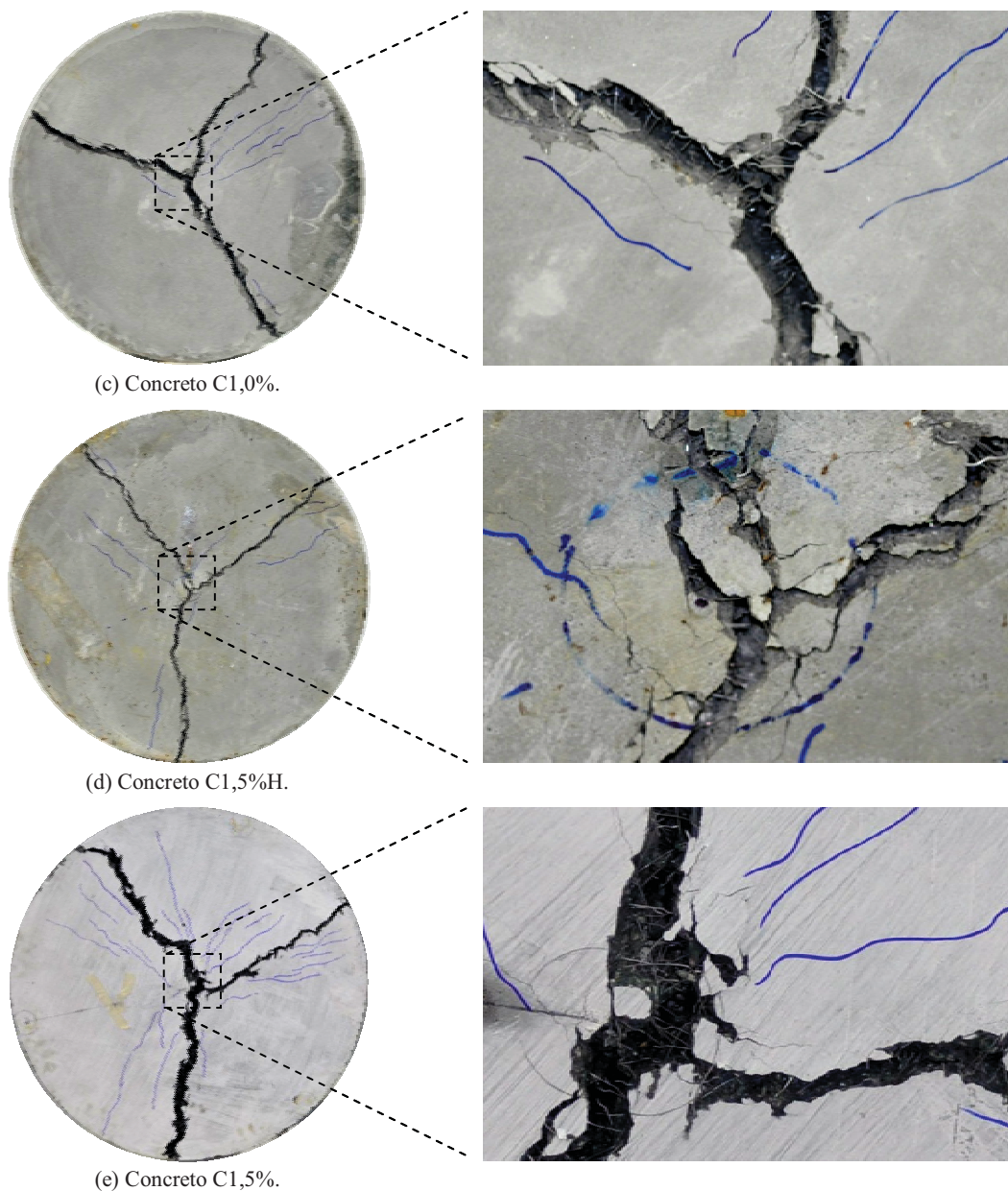


Figura 5.41 – Modos de fratura dos painéis circulares de concreto (C0; C1,0%H; C1,0%; C1,5%H; C1,5%) submetidos à Configuração I.

Conforme ilustrado na Figura 5.41, todos os corpos-de-prova, de todos os concretos produzidos, apresentaram modos de ruptura semelhantes, com três fissuras radiais principais (*Modo de ruptura “A”*). Tendo em vista a distribuição aleatória das fibras nos moldes, não foi possível identificar uma tendência com relação à quantidade e a

orientação das fissuras não-principais formadas nos painéis, as quais apresentam-se ilustradas em azul na face inferior dos painéis.

5.2.8 EFEITO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO SOLICITADOS À FLEXÃO

Este item teve como objetivo avaliar as alterações do comportamento mecânico de painéis circulares de concreto produzidos a partir da mistura C1,5%, no tocante à resistência à flexão, à formação de linhas de ruptura (Figura 2.1), modo de fratura e à absorção de energia ao longo do deslocamento. A análise foi realizada utilizando três condições de contorno distintas, as quais foram apresentadas anteriormente no item 4.2.5.1.

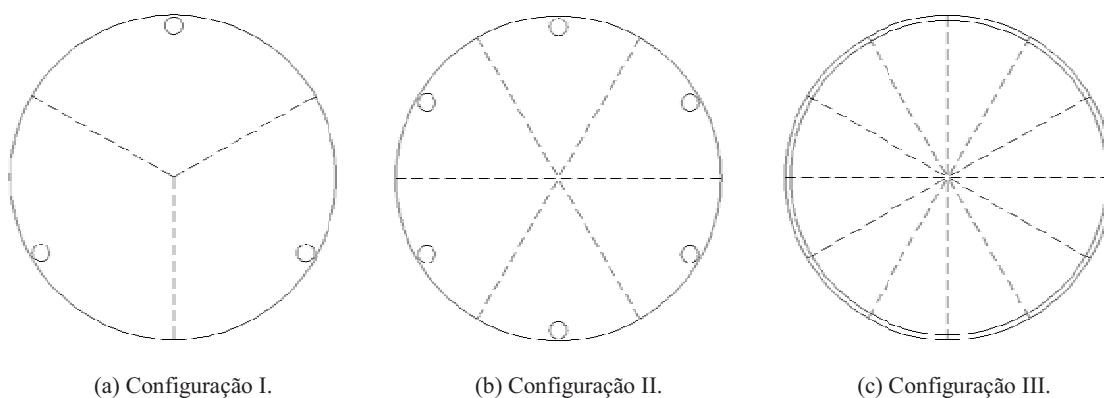


Figura 5.42 – Linhas de ruptura “yield lines”.

A título comparativo, nesta etapa do estudo foram utilizados os mesmos procedimentos de análise adotados no item 4.2.4, referente aos ensaios de flexão em prismas. Dessa forma, foram adotados para a caracterização mecânica dos painéis, curvas de carga *versus* deslocamento, energia absorvida *versus* deslocamento e abertura de fissuras *versus* deslocamento. É fundamental ressaltar que a tenacidade das amostras foi determinada através do cálculo da energia (Joules), representada pela área sob a curva de carga *versus* deslocamento.

Neste item adotar-se-á a nomenclatura *modo de ruptura “B”* para os padrões de fissuração que apresentarem múltiplas fissuras, sem a formação de fissuras radiais principais.

- **Capacidade de carga e deslocamento**

Os valores médios de carga de primeira fissura (P_{cr}) e de carga última (P_u) dos painéis submetidos às Configurações I, II e III estão apresentados na Tabela 5.10, juntamente com os valores de deslocamento referente à carga de primeira fissura (δ_{cr}) e de deslocamento referente ao limite último de carregamento (δ_u). Os valores tabelados, assim como seus respectivos desvios padrões, referem-se à média de três corpos-de-prova.

As curvas típicas de carga *versus* deslocamento (Configurações I, II e III), obtidas através dos testes com painéis aos 28 dias, estão apresentadas na Figura 5.43. Na Figura 5.43 - b, é possível visualizar uma ampliação do trecho inicial das curvas até uma deflexão máxima de 3 mm.

Tabela 5.10 – Propriedades mecânicas à flexão dos painéis submetidos às Configurações I, II e III.

Configurações de apoio	Nº de apoios	Valores de primeira fissura		Máximos valores pós-fissuração	
		P_{cr} (kN)	δ_{cr} (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
Configuração I	3	40,25 (0,58)	1,23 (0,16)	53,82 (4,76)	5,30 (0,56)
Configuração II	6	35,43 (2,68)	0,94 (0,12)	68,20 (3,35)	5,09 (0,14)
Configuração III	Apoio contínuo ao longo do perímetro	44,20 (5,65)	0,58 (0,13)	94,03 (4,43)	2,27 (0,007)

Percebeu-se que os painéis submetidos à Configuração III, ao alcançarem deslocamentos centrais de cerca de 7 mm, iniciavam um típico processo de punção, resultante da perfuração das amostras pelo maciço de aço acoplado ao atuador hidráulico. Sendo assim, optou-se por levar estes ensaios até um deslocamento máximo de 30 mm, afim de preservar o sistema de LVDT's.

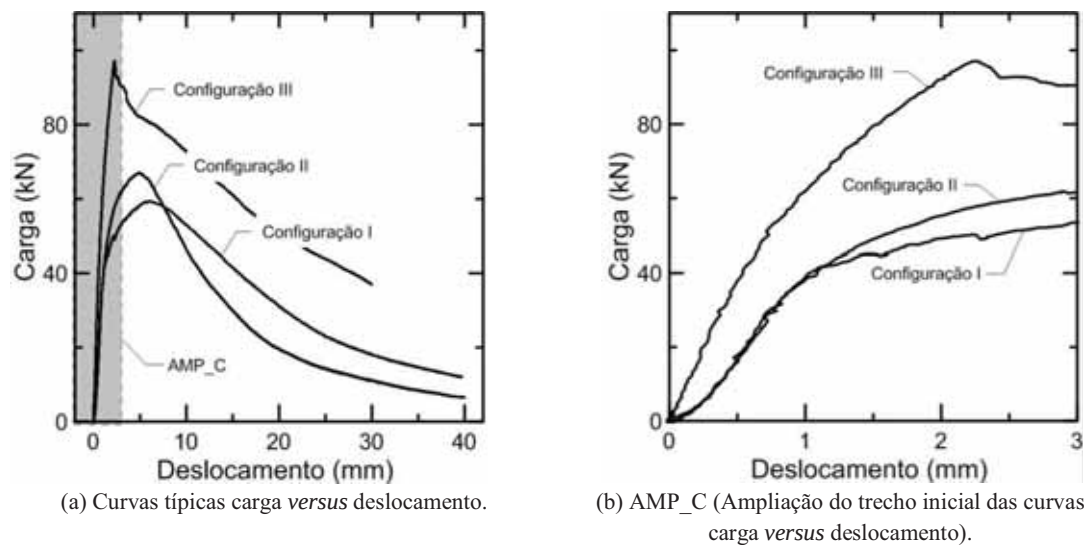


Figura 5.43 – Ensaio em painéis circulares, utilizando as Configurações I, II e III (C1,5%).

Comparando os valores de P_{cr} obtidos dos ensaios de flexão, com a utilização das três configurações de apoio anteriormente mencionadas, não é possível identificar uma tendência de comportamento, mas sim, um fenômeno de “flutuação”, com variação máxima igual a 24,8%, dos painéis submetidos à Configuração II em relação aos painéis submetidos à Configuração III (Figura 5.44 - a). Os valores apresentados na Figura 5.44 - b evidenciaram que, quanto maior o número de pontos de apoio empregados na região periférica dos painéis, mais prematuro é o surgimento das primeiras fissuras na amostra, indicando assim, o maior grau de rigidez do conjunto.

A utilização do concreto C1,5% na condição de contorno totalmente apoiada mostrou-se extremamente interessante do ponto de vista da engenharia, tendo em vista a capacidade de múltipla fissuração (Vide item: “*Abertura de fissuras*” neste capítulo) e os elevados níveis de carga suportados pelos painéis para pequenos níveis de deslocamentos.

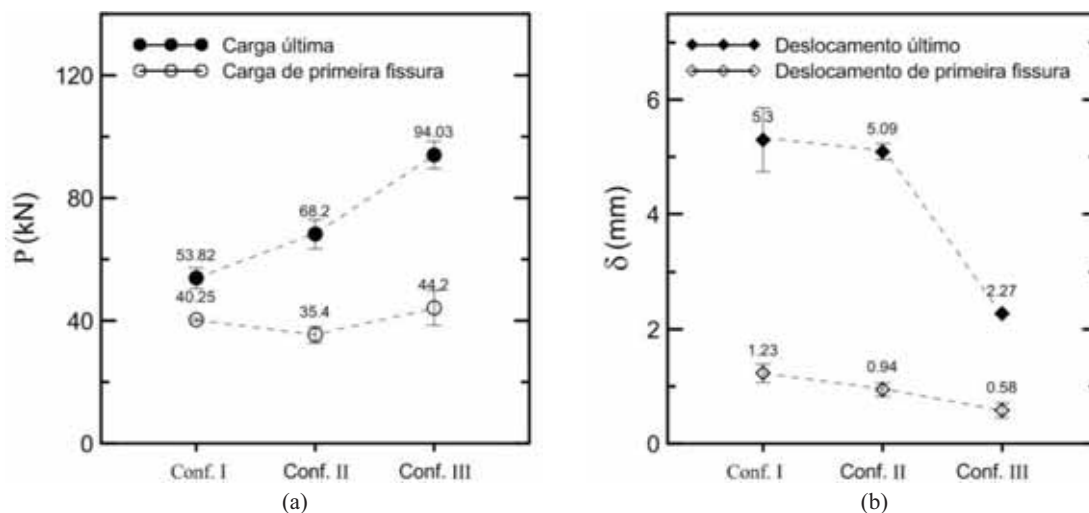


Figura 5.44 – Cargas (a) e deslocamentos de primeira fissura (b) referentes aos ensaios de flexão em painéis (Configurações I, II e III).

Os valores máximos de carga suportados pelos painéis (P_u) demonstraram acréscimos muito significativos em consequência da presença de um maior número de pontos de apoio aplicados às amostras. Deste modo, os ensaios de flexão utilizando as Configurações de apoio II e III, apresentaram respectivamente valores 26,71% e 74,71% superiores aos valores obtidos para os ensaios com a Configuração I. Observou-se também, que o maior número de apoios propiciou uma maior relação P_u/P_{cr} .

Com relação aos valores de deslocamento referentes ao limite último de carregamento (δ_u), novamente foram observados decréscimos, à medida em que as condições de apoio empregadas se aproximavam da condição totalmente apoiada (Configuração III). Comparando mais uma vez os ensaios com a utilização das Configurações de apoio II e III, em relação aos ensaios reproduzidos a partir da Configuração I, puderam ser identificados decréscimos nos valores de δ_u de, respectivamente, 23,57% e 52,84%.

Em suma, pôde-se perceber que, quanto maior o número de pontos de apoio empregados na região periférica dos painéis, maior a quantidade de linhas de ruptura geradas ao longo das amostras. Cada linha dá origem a uma fissura, a qual ativa o mecanismo de “*ponte de tensões*” entre as fibras e a matriz cimentícia. Desta forma,

quanto maior o número de linhas de ruptura formado, maior o nível de carregamento necessário para causar a ruína da amostra após o surgimento das primeiras fissuras.

Diferentemente dos ensaios de flexão em prismas empregados neste estudo, todos os testes realizados em painéis (Configuração I, II e III), evidenciaram com clareza a capacidade do material de redistribuir tensões e de criar múltiplas fissuras ao longo da superfície das amostras.

- **Determinação do momento resistente**

- *Configuração I*

Para o cálculo do momento resistente (por unidade de medida) e do ângulo de rotação das linhas de ruptura nos painéis circulares de concreto submetidos à Configuração I, utilizaram-se formulações oriundas do princípio dos trabalhos virtuais aplicado a teoria das linhas de ruptura (JOHANSEN, 1962):

$$W_E = W_I \quad (5.7)$$

$$W_E = P\delta \quad (5.8)$$

$$W_I = R(m_1\theta_1 + m_2\theta_2 + m_3\theta_3) \quad (5.9)$$

Onde:

m_1, m_2, m_3 = Momentos resistentes por u.m. para três linhas de ruptura (N-m/m);

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$ = Ângulos de rotação para três linhas de ruptura (m/m);

R = Raio da amostra de concreto (m);

P = Carga aplicada (N);

δ = Deslocamento central (m).

Resolvendo a igualdade $W_E = W_I$, temos:

$$P = R(m_1\theta_1 + m_2\theta_2 + m_3\theta_3)/\delta \quad (5.10)$$

Conforme descrito por TRAN e BEASLEY (2001), a carga necessária para causar a primeira fissura da matriz de concreto é encontrada quando a deflexão tende a zero. Desta forma, escreve-se:

$$P_{crack} = \lim_{\delta \rightarrow 0} P \quad (5.11)$$

$$P_{crack} = R \left[m_1 \lim_{\delta \rightarrow 0} \frac{\theta_1}{\delta} + m_2 \lim_{\delta \rightarrow 0} \frac{\theta_2}{\delta} + m_3 \lim_{\delta \rightarrow 0} \frac{\theta_3}{\delta} \right] \quad (5.12)$$

Aplicando a regra de L'Hopital e levando em consideração a geometria das linhas de ruptura para um caso simétrico, obtém-se então a expressão final para o cálculo de momento resistente:

$$m = \frac{P_{crack} \cdot r}{R \cdot 3\sqrt{3}} \quad (5.13)$$

Onde:

m = Momento resistente por unidade de medida (N-m/m);

P_{crack} = Carga de ruptura da matriz (N);

r = Distância entre o centro do apoio e o centro do painel (m);

R = Raio da amostra de concreto (m).

Para o cálculo da curvatura, a seguinte expressão foi utilizada:

$$\theta = \sqrt{3} \frac{\delta}{r} \quad (5.14)$$

Onde:

θ = Ângulo de rotação da linha de ruptura – *Crack rotation angle* (m/m);

δ = Deslocamento central (m);

r = Distância entre o centro do apoio e o centro do painel (m).

A formulação de momento, apesar de utilizar como parâmetro a carga de ruptura da matriz (P_{crack}), pode ser empregada para determinar o equilíbrio de esforços para outros valores de carga quaisquer (TRAN e BEASLEY, 2001).

Utilizando $P/3$ na expressão final de momento, foi possível a obtenção de um valor de momento resistente aproximado para cada uma das três linhas de ruptura formadas no painel, o qual foi multiplicado pela dimensão radial da linha ($R:0,375m$) afim de se obter valores em N.m.

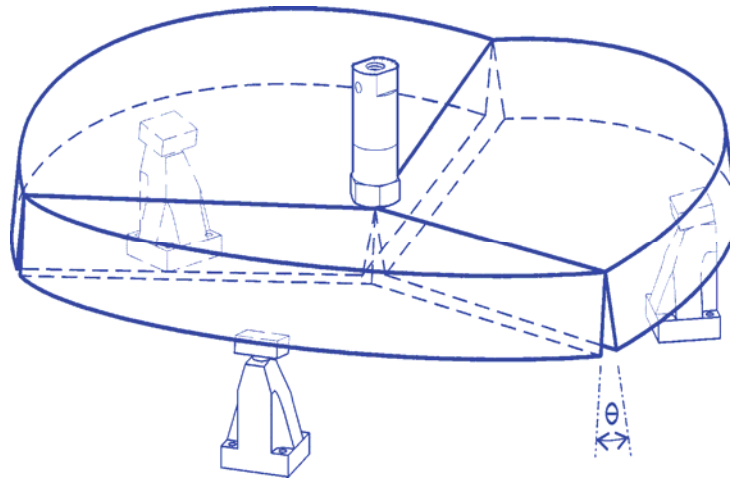


Figura 5.45 – Modelo esquemático do modo de falha normal em um ensaio ASTM C-1550.

(Fonte: ASCHE e BERNARD, 2004).

A partir dos resultados típicos de carga *versus* deslocamento dos painéis quando submetidos à Configuração I, pôde ser gerada uma curva típica de momento *versus* ângulo de rotação para uma linha de ruptura (Figura 5.46).

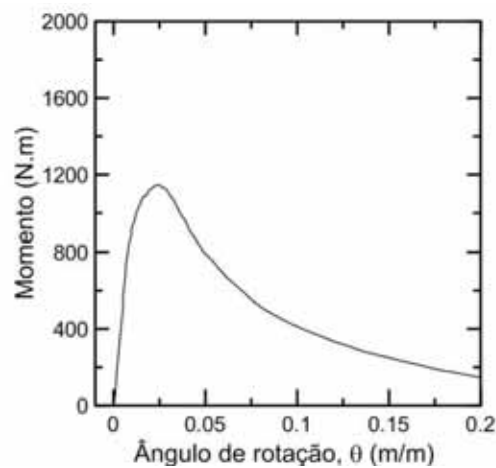


Figura 5.46 – Curva de momento *versus* ângulo de rotação para uma linha de ruptura (Configuração I).

- Configuração II

Seguindo o critério das linhas de ruptura “*Yield Line Theory*” criado por JOHANSEN (1962), o cálculo do momento resistente e do ângulo de rotação gerado pelos painéis circulares de concreto submetidos à Configuração II, foi também realizado de acordo com as expressões empregadas na Configuração I. Isto, devido aos modos de ruptura das amostras apoiadas sobre seis pontos, os quais, apresentaram três fissuras radiais principais, assim como os painéis advindos dos testes com a Configuração I (Vide item: “*Modo de ruptura das amostras*”, neste capítulo).

Uma curva típica de momento *versus* ângulo de rotação para uma linha de ruptura, referente à Configuração II, está ilustrada na Figura 5.47.

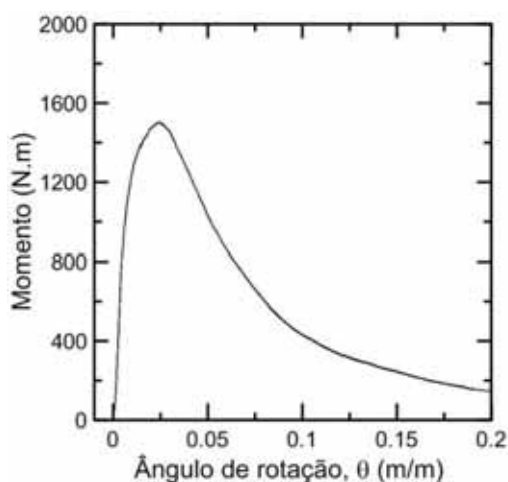


Figura 5.47 – Curva de momento *versus* ângulo de rotação para uma linha de ruptura (Configuração II).

- Configuração III

De acordo com JOHANSEN (1962), para a condição totalmente apoiada, o momento fletor (por unidade de medida) resultante dos ensaios de flexão em painéis circulares é determinado através do princípio dos trabalhos virtuais, aplicado a teoria de linhas de ruptura, onde:

$$W_E = W_I \quad (5.15)$$

$$W_E = P \delta \quad (5.16)$$

$$W_I = m R \theta \quad (5.17)$$

Derivando W_I temos:

$$dW_I = m R \theta d\alpha \rightarrow$$

Substituindo $\theta = \frac{\delta}{R}$ na derivação temos:

$$dW_I = m \delta d\alpha \rightarrow$$

Integrando:

$$W_I = \int_0^{2\pi} m \delta d\alpha = 2\pi \delta m \rightarrow$$

Resolvendo $W_E = W_I$ temos:

$$P \delta = 2\pi \delta m \quad (5.18)$$

$$m = \frac{P}{2\pi} \quad (5.19)$$

Levando em consideração a geometria da seção responsável pela aplicação da carga, pode-se escrever então:

$$m = \frac{P \left(1 - \frac{2a}{3R}\right)}{2\pi} \quad (5.20)$$

Onde:

m = Momento por unidade de medida (N-m/m);

P = Carga aplicada (N);

a = Raio do atuador hidráulico em contato com a amostra (m);

R = Raio da amostra de concreto (m).

Tendo em vista que os painéis submetidos à Configuração III apresentaram múltipla fissuração (Vide item: “*Modo de ruptura das amostras*”, neste capítulo), optou-se, para o cálculo do momento resistente, utilizar o valor total de P multiplicado pela dimensão radial das linhas de ruptura ($R:0,375\text{m}$) afim de se obter valores em N.m.

Os valores de curvatura (Figura 5.48), para esta configuração, foram calculados através da expressão:

$$\varphi = \frac{\delta}{r} \quad (5.21)$$

Onde:

φ = Curvatura (m/m);

δ = Deslocamento central (m);

r = Distância entre o centro do apoio e o centro do painel (m).

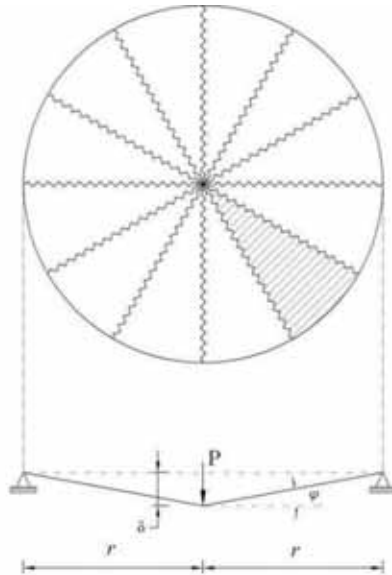


Figura 5.48 – Determinação da curvatura para painéis totalmente apoiados.

(Fonte: Adaptado de MOBASHER *et al.*, 2011).

De posse dos resultados típicos de carga *versus* deslocamento dos painéis submetidos à Configuração III, pôde ser obtida a curva de momento *versus* curvatura (Figura 5.49).

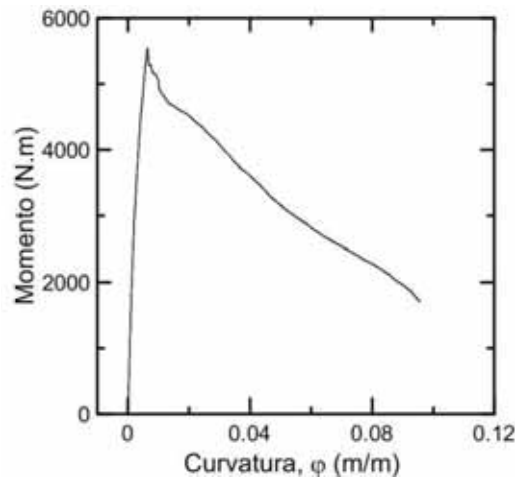


Figura 5.49 – Curva de momento *versus* curvatura (Configuração III).

Na Figura 5.51 é possível confrontar os valores de momento resistente, gerados a partir dos resultados médios de carga última (P_u) suportada pelos painéis submetidos às três configurações de apoio estudadas.

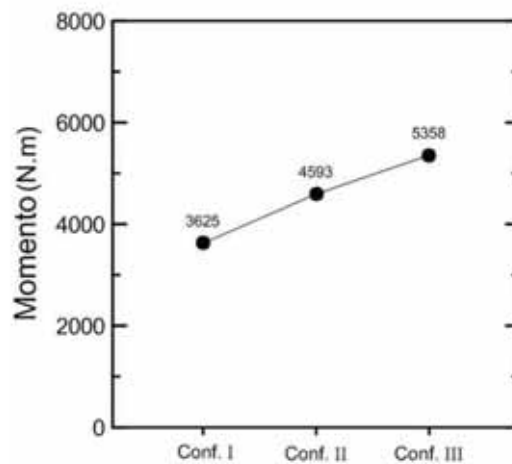


Figura 5.50 – Momentos fletores referentes às cargas últimas médias suportadas pelos painéis submetidos à flexão (Configurações I, II e III).

Tendo em vista que o número de apoios influencia diretamente na quantidade de linhas de ruptura formadas nos painéis (Vide item: “*Modo de ruptura das amostras*” neste capítulo), e que cada linha de ruptura contribui para o acréscimo do valor de momento resistente da amostra, fica clara a tendência ascendente dos valores de momento correspondentes ao pico de carregamento dos painéis submetidos às Configurações I, II e III, respectivamente.

- **Tenacidade**

A Figura 5.51 - a apresenta os valores de energia absorvida ($T_{2,5\text{mm}}$, $T_{5\text{mm}}$, $T_{7,5\text{mm}}$, e $T_{10\text{mm}}$) correspondentes aos primeiros 10 mm de deslocamento central dos painéis produzidos com a mistura C1,5%, submetidos às Configurações I, II e III. Do mesmo modo, na Figura 5.51 - b, são apresentados os valores de energia $T_{10\text{mm}}$, $T_{20\text{mm}}$, $T_{30\text{mm}}$ e $T_{40\text{mm}}$ correspondentes aos 30 últimos milímetros de deslocamento central dos painéis.

Quando da ocorrência de *modo de ruptura “B”*, os painéis foram submetidos a deslocamentos centrais de 30 mm e, portanto, os valores de $T_{40\text{mm}}$ não foram determinados (Figura 5.51).

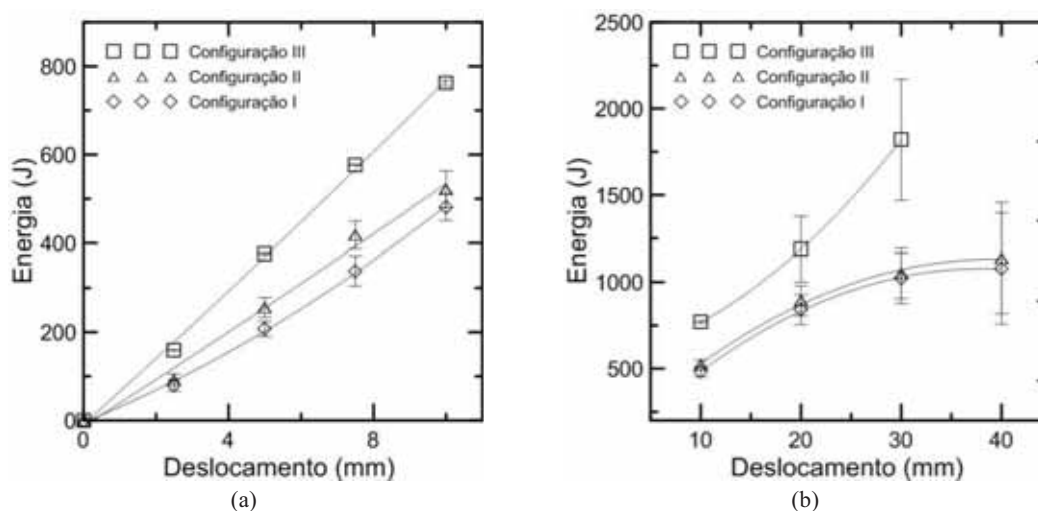


Figura 5.51 – Curvas de energia absorvida *versus* deslocamento para os painéis de concreto C1,5% (Configurações I, II e III).

Embora as Configurações I e II tenham apresentado valores acumulados de energia bastante semelhantes ao longo do deslocamento, para pequenos níveis de deslocamento (próximos ao de primeira fissura), a absorção de energia apresenta-se mais expressiva para a Configuração II (seis apoios), em comparação à Configuração I (três apoios). Em se tratando da comparação entre a Configuração III (apoio contínuo) e as demais configurações (II e I), o mesmo comportamento pode ser observado.

- **Modo de ruptura das amostras**

A influência das condições de contorno, no modo de ruptura dos painéis circulares de concreto (C1,5%) ensaiados à flexão pode ser verificada através da Figura 5.52.

Em ambas as Configurações I e II, puderam ser observados *modos de ruptura* “A”. No entanto, em se tratando da Configuração II, a quantidade de fissuras formadas nas amostras se mostrou visivelmente superior àquela obtida na configuração com menor número de apoios.

Como pode ser verificado na Figura 5.52, nos painéis submetidos à Configuração II, além das três fissuras radiais principais localizadas, é possível identificar um grande número de pequenas fissuras formadas com direção radial entre os apoios onde nenhuma fissura radial principal foi formada. Estas fissuras, não contribuíram de forma efetiva para o colapso das amostras, porém, foram responsáveis pelos elevados níveis de carga necessários para ocasionar a ruína das amostras, em comparação aos ensaios realizados com a Configuração I.

Nos painéis submetidos à Configuração III, não houve a formação de fissuras radiais principais, mas sim, de um mapa de múltiplas fissuras com direção radial, também conhecido como “padrão ventilador”. Uma análise cuidadosa da Figura 5.52 - c, revela também um padrão circular de fissuras ao centro do painel, indicando a ocorrência do fenômeno da punção. Estes tipos de fissuras ocorrem devido aos momentos radiais e circunferenciais ocorridos no concreto, os quais, possuem grande semelhança com os momentos gerados em lajes apoiadas sobre pilares isolados.

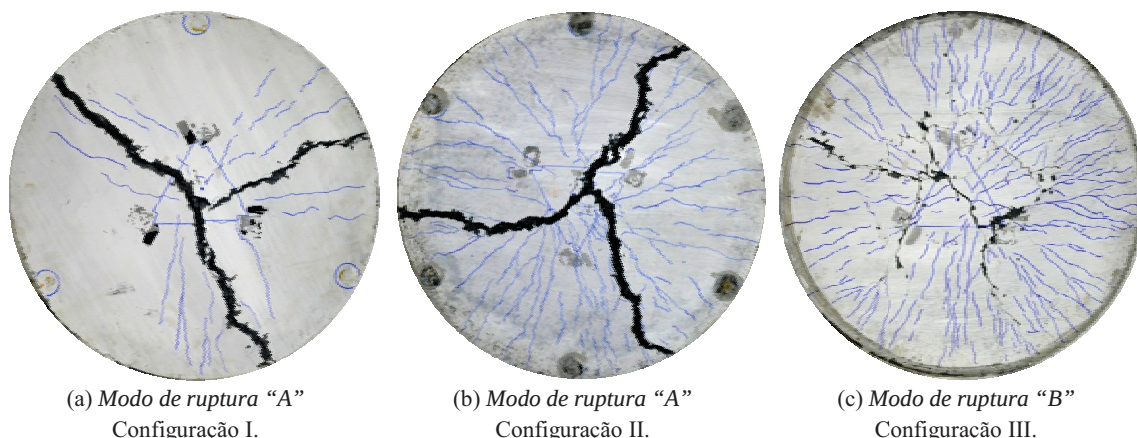


Figura 5.52 – Modos de ruptura típicos dos painéis circulares (C1,5%) ensaiados segundo as Configurações I, II e III.

Segundo BERNARD (1999), a maior variação nos padrões de fissuração dos painéis submetidos à Configuração III, reflete as diferenças no número de apoios que efetivamente sustentam as amostras. Através do mecanismo de ponte criado entre as fibras e a matriz cimentícia, os painéis (C1,5%) submetidos as três configurações de apoios demonstraram ser capazes de formar um elevado número de linhas de ruptura ao longo das amostras, dependendo da solicitação estrutural a qual o elemento de concreto estiver vinculado.

- **Abertura de fissuras**

- **Configuração I**

Através da análise das curvas de abertura de fissuras *versus* deslocamento e da captura de imagens referentes aos ensaios de flexão em painéis apoiados sobre três pontos (Configuração I), verificou-se que este tipo de teste induz a amostra, em um primeiro momento, a um processo de múltipla fissuração. Em um segundo momento, três das fissuras radiais formadas inicialmente, localizam-se e seguem em um processo constante governado pela decoesão e pelo arrancamento de fibras.

A partir dos resultados obtidos com a Configuração I (Figura 5.53 - a e Figura 5.53 - b), observa-se que a formação da “fissura predominante” se dá para deslocamentos centrais de cerca de 2 mm, a qual é representada na ilustração pelas leituras dos LVDT's 2

e 3. Até este ponto, a abertura das fissuras formadas nas regiões de leitura dos três LVDT's se deu de forma uniforme, com valores praticamente idênticos. Vale ressaltar, que este patamar de deslocamento corresponde a cerca de 89% da carga última (P_u) suportada pelos painéis.

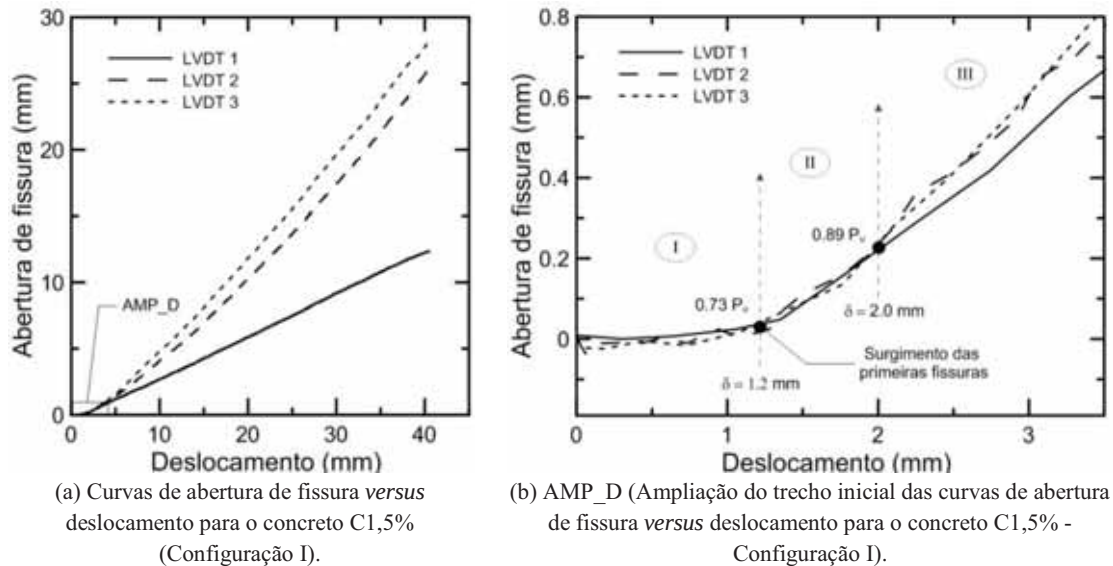


Figura 5.53 – Curvas de abertura de fissura versus deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração I).

– Configuração II

Nos painéis circulares (C1,5%) ensaiados segundo à Configuração II, puderam ser identificados os *modos de ruptura* “A”, assim como o ocorrido nos painéis submetidos à Configuração I. No entanto, a quantidade de fissuras formadas nas amostras mostrou-se visivelmente superior àquela obtida na configuração com menor número de apoios (Configuração I).

Diferentemente dos resultados obtidos para a Configuração I, as curvas de deslocamento versus abertura de fissura obtidas a partir da Configuração II, apresentaram um comportamento curvilíneo ascendente, mesmo antes de alcançarem a carga de primeira fissura (Figura 5.54). Isto se dá, devido à formação de microfissuras invisíveis a olho nu, sob as regiões de leitura do sistema de LVDT's.

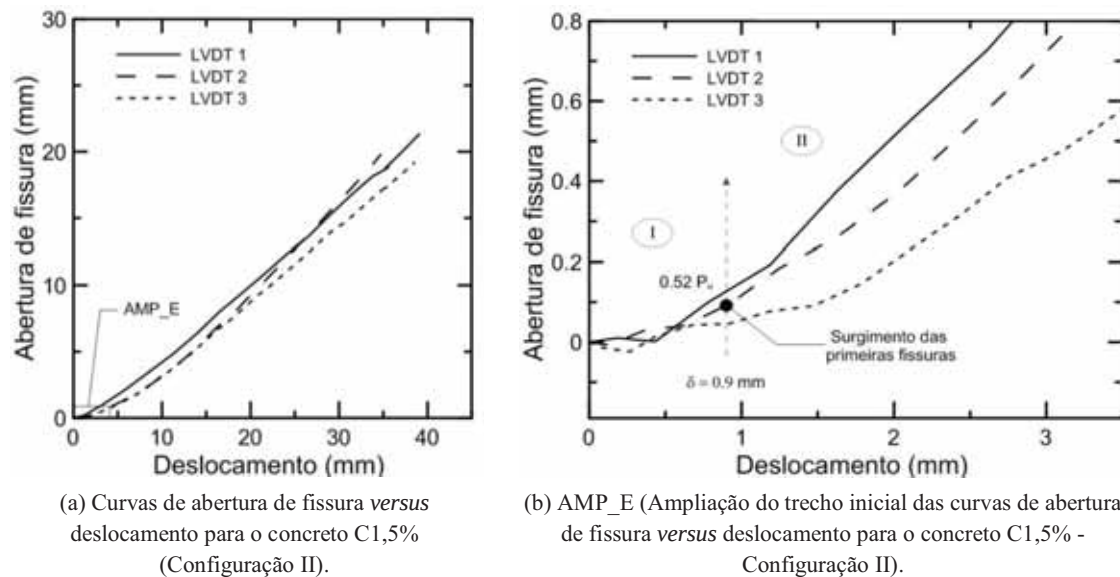


Figura 5.54 – Curvas de abertura de fissura *versus* deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração II).

– Configuração III

O processo de fissuração das amostras totalmente apoiadas (Configuração III) se deu inicialmente através do surgimento de múltiplas fissuras com direção radial na superfície inferior dos corpos-de-prova. Após este patamar, para um estágio mais elevado de deflexão (cerca de 7 mm), os painéis entraram em um processo de ruptura por punção “*punching failure*”, o qual foi identificado pelo surgimento de fissuras circulares na região tracionada das amostras. Também nesta etapa, foi possível verificar o início da perfuração das amostras pelo cilindro de aço acoplado ao atuador hidráulico (Figura 5.55 - b). Decorrente deste processo, um desvio de linearidade no ramo pós-fissuração das curvas de carga *versus* deslocamento foi detectado (Figura 5.55 - a). Como consequência, observa-se uma queda na capacidade de carga das amostras.

Sabe-se que a ruptura do concreto por punção, se dá devido as elevadas tensões originadas por esforços de flexão e de cisalhamento, as quais estão associadas à formação de um tronco de cone que tende a se desprender da amostra (2006, LEONHARDT E MÖNNIG, 1978). Assim, conforme descrito por BERNARD (1999), este tipo de teste, o qual induz as amostras a altas tensões de cisalhamento, pode muitas vezes se tornar indesejável, visto que as falhas por punção acarretam grande variabilidade no desempenho dos materiais.

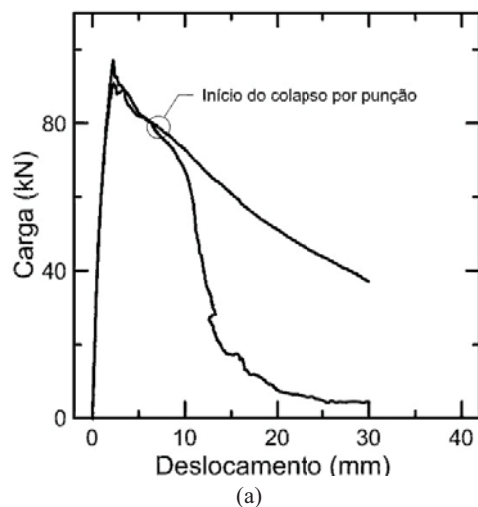


Figura 5.55 – Curvas típicas de carga versus deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração III).

A estrutura completa e a ampliação das curvas de abertura de fissura *versus* deslocamento dos painéis submetidos à Configuração III estão apresentadas na Figura 5.57. Quando da ocorrência de *modo de ruptura* “B”, o sistema de LVDT’s destinado à medição da abertura de fissuras (0), foi mantido fixo às amostras até 20mm de deflexão apenas. A partir deste ponto, todo o sistema foi retirado das amostras, a fim de evitar que a múltipla fissuração da superfície inferior ocasionasse seu desprendimento e uma consequente queda.

A partir dos resultados obtidos com a Configuração III, percebe-se que para esta condição de apoio não existe a formação de uma “fissura predominante” nos painéis, mas sim, de múltiplas fissuras radiais oriundas de esforços tangenciais. Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1978), o processo de fissuração descrito é bastante comum em casos de punção em lajes. De acordo com o autor, inicialmente as deformações tangenciais ocorridas no elemento são maiores que as deformações radiais (independente do tipo de armadura utilizada). Sendo assim, em primeiro lugar surgem as fissuras radiais e, apenas para elevados níveis de carga, algumas poucas fissuras circulares.

Assim como nos resultados obtidos para a Configuração II, as curvas de deslocamento *versus* abertura de fissura referentes aos painéis submetidos à Configuração III, revelam um padrão ascendente, quase linear, governado inicialmente pela formação de microfissuras invisíveis a olho nu e posteriormente pela abertura de múltiplas fissuras

radiais visíveis na superfície inferior das amostras (Figura 5.56). O mesmo padrão de comportamento pode ser verificado nos resultados obtidos por ESPION (2006), utilizando *strain gages* colados à face inferior de painéis circulares de concreto fibroso submetidos a carregamentos centrais e apoiados ao longo de todo o perímetro.

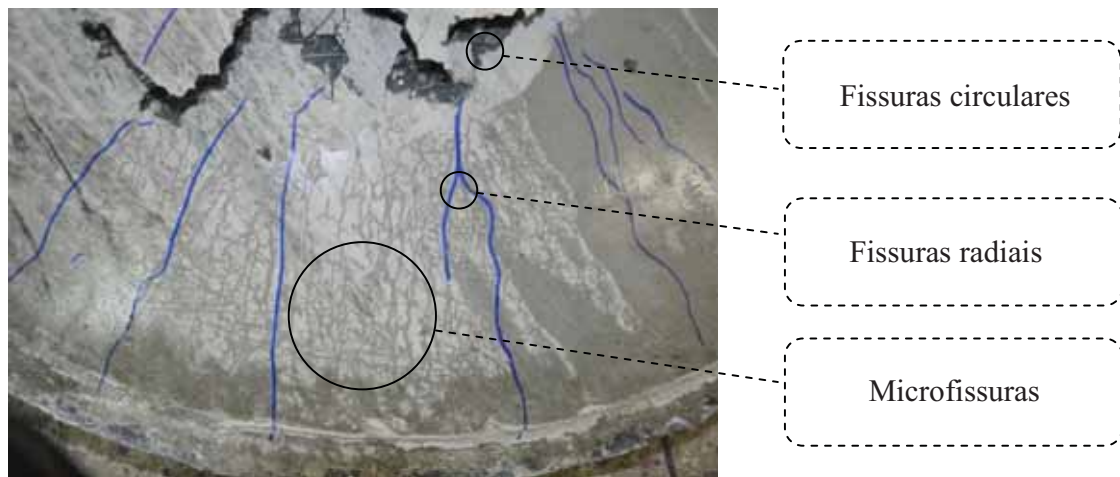
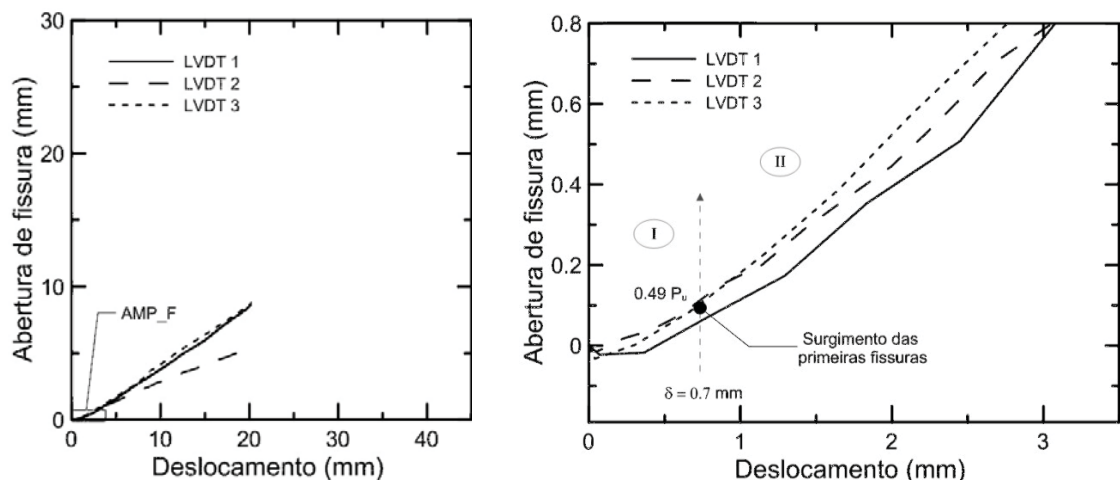


Figura 5.56 – Padrão de fissuração típico para painéis de concreto (C1,5%) submetidos à Configuração III.

Conforme apresentado na Figura 5.57, o surgimento das primeiras fissuras se deu para níveis de carga correspondentes a cerca de 49% da carga última (P_u) suportada pelos painéis.



(a) Curvas de abertura de fissura *versus* deslocamento para o concreto C1,5% (Configuração III).

(b) AMP_F (Ampliação do trecho inicial das curvas de abertura de fissura *versus* deslocamento para o concreto C1,5% - Configuração III).

Figura 5.57 – Curvas de abertura de fissura *versus* deslocamento para o concreto C1,5% (Configurações I, II e III).

Mesmo quando da ocorrência de punção, os painéis de concreto autoadensável (C1,5%), não apresentaram ruptura abrupta e frágil. Todavia, demonstraram um colapso com característica dúctil. A superfície de ruptura por cisalhamento do cone de punção extraído de um dos painéis avaliados nesta etapa, manteve inclinação de cerca de 20° (Figura 5.58).



Figura 5.58 – Cone de punção extraído de um painel circular de concreto (C1,5%) submetido à Configuração III.

Através da Figura 5.59 é possível verificar que o mecanismo de fratura das amostras submetidas à Configuração III combinam cisalhamento e flexão.

Na região superior do cone, local de atuação da carga, é possível perceber a formação de uma casca cônica, a qual é descrita por LEONHARDT e MÖNNIG (1979) como uma região comprimida na flexão solicitada radialmente, tangencialmente e verticalmente.



Figura 5.59 – Seção transversal do cone de punção.

5.2.9 SIMULAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS - RESISTÊNCIA À FLEXÃO EM PAINÉIS CIRCULARES DE CONCRETO (CONFIGURAÇÃO I)

- **Modelo**

Nesta etapa do estudo, um modelo em elementos finitos foi criado, visando simular computacionalmente o ensaio experimental de flexão em painéis circulares de concreto. O modelo utilizado para simular este ensaio, produzido no *software* ABAQUS, seguiu à risca a geometria do ensaio experimental (Configuração I), adaptado da norma ASTM 1550, apresentado anteriormente no item 4.2.5.1. Cabe salientar que, devido à simplicidade do modelo, tanto a carga, quanto os apoios, foram incluídos em nós da malha, e não em áreas do elemento, como em um ensaio real. O critério utilizado para ajustar o modelo computacional, visando simular de forma realística o ensaio experimental, foi a curva de carga *versus* deslocamento na flexão.

O painel de concreto foi estruturado como um elemento de casca plano e homogêneo (*shell planar*), o qual, é normalmente empregado em estruturas cuja dimensão da espessura é de cerca de 1/10 da dimensão global. Este tipo de elemento, assim como os elementos de viga e de membrana (no *software* ABAQUS), tem a característica de rotacionar, de acordo com o movimento da estrutura global em análises geometricamente não-lineares. A malha atribuída ao modelo foi composta por 10404 elementos quadriláterais tipo S4R.

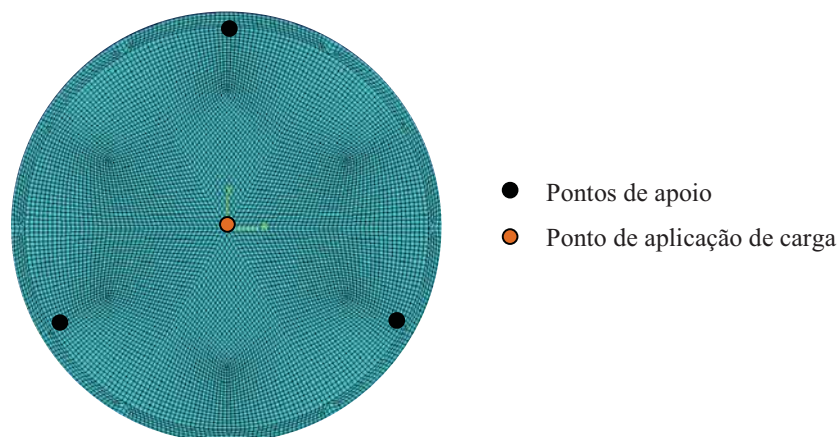


Figura 5.60 – Aspectos gerais da malha e das condições de contorno aplicadas ao elemento de casca.

Foram empregados 3 pontos de integração Gaussiana no cálculo da rigidez da espessura da casca para uma distribuição não linear de tensões e deformações. As condições de apoio, distantes 120 graus radialmente, foram impostas de modo a permitir a rotação em todas as direções e impedir a movimentação dos nós na direção vertical (U3). Do mesmo modo, um deslocamento central ortogonal a face do elemento de casca, foi introduzido no modelo a fim de representar o carregamento imposto pelo atuador hidráulico nas amostras de concreto. Cabe salientar que, de acordo com o *software*, a espessura da malha é projetada com direção positiva em relação ao eixo cartesiano ortogonal a face do elemento global. Desta forma, o deslocamento imposto, foi aplicado com direção negativa, oposta à direção de projeção da espessura da malha.

No modelo utilizado, o equilíbrio estático é dado pelo equilíbrio das forças internas e externas exercidas sobre os nós (resultantes das tensões no elemento). O tempo de carregamento foi empregado de forma a representar fielmente o ensaio estático de flexão realizado em laboratório a uma velocidade de 0,5mm/min. A força de reação, obtida do nó central do elemento de casca, para cada incremento de deslocamento, representará posteriormente o carregamento imposto ao painel pelo atuador hidráulico.

A análise não linear implícita realizada pelo *software* ABAQUS, utiliza uma técnica de solução incremental-iterativa baseada no método de Newton-Raphson, na qual, cada incremento necessita de várias iterações para atingir a convergência.

- **Parâmetros de entrada**

Dois modelos de comportamento foram utilizados em conjunto para representar o elemento de concreto no *software*: um modelo elástico (*Elastic*) e um modelo de plasticidade (*Concrete damaged plasticity*).

É interessante ressaltar que o modelo de dano empregado, *Concrete damaged plasticity*, tem como base o modelo de fissuração distribuída “*Smeared crack*”. Este modelo trata o concreto como um material heterogêneo e que, na presença de reforço, tem a capacidade de formar múltiplas pequenas fissuras, as quais, para estágios elevados de

carga, se unirão e formarão uma ou mais fissuras dominantes (BORST *et al.*, 2004). A diferença entre este modelo e o modelo de fissuração discreto, também utilizado em alguns tipos de modelagens (Figura 5.61), está no fato de que no modelo discreto, os nós são separados e tornam-se, portanto, independentes durante o processo de fratura. Desta forma, tal modelo pode tornar-se mais adequado para modelagens onde a malha é perfurada.

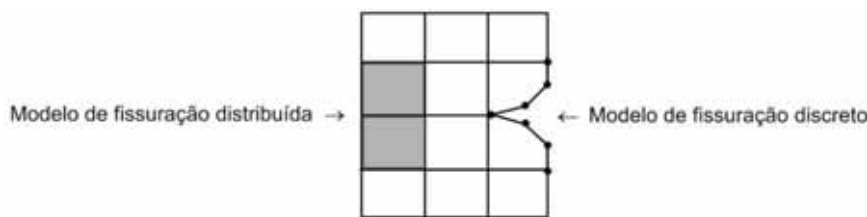


Figura 5.61 – Modelos de fissuração da malha.

A seguir, estão listados os dados de entrada do programa e os respectivos modelos de comportamento nos quais foram empregados. Os valores de cada parâmetro encontram-se na Tabela 5.11.

ELASTIC

- E (Módulo de elasticidade);
- ν (Coeficiente de *poisson*).

PLASTICITY > CONCRETE DAMAGED PLASTICITY

- ψ (Ângulo de dilatação);
- ϵ (Excentricidade potencial de fluxo);
- σ_{b0}/σ_{c0} (Razão entre tensão biaxial de compressão e tensão de compressão);
- K_c (Parâmetro referente à superfície de ruptura do material);
- μ (Parâmetro de viscosidade);
- Comportamento à compressão;
- Comportamento à tração.

O parâmetro K_c determina a forma tridimensional do cone formado pela superfície de ruptura do material, podendo variar entre $0,5 < K_c < 1,0$. Quando $K_c = 1,0$, admite-se uma superfície de ruptura com formato de cone perfeito no espaço tridimensional, assim como ilustrado na Figura 5.62.

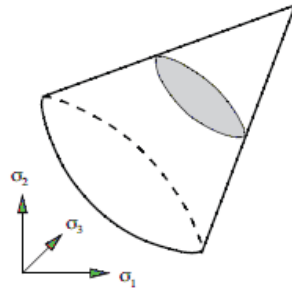


Figura 5.62 – Superfície de ruptura em três dimensões para $K_c = 1,0$.
(Fonte: CARSTENSEN, 2011).

O ângulo de dilatação ψ , oriundo da função hiperbólica de potencial plástico de Drucker-Prager (Figura 5.64), usada no modelo material *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY* do *software* ABAQUS, controla a quantidade de deformação volumétrica plástica desenvolvida durante o cisalhamento plástico e pode ser admitido constante durante a ruptura plástica (CARSTENSEN, 2011).

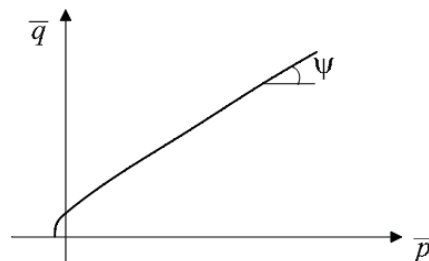


Figura 5.63 – Função hiperbólica de potencial plástico de Drucker-Prager.

Onde:

$\bar{p}$ = Tensão de pressão hidrostática;

$\bar{q}$ = Tensão efetiva equivalente (critério de Von Mises);

ψ = Ângulo de dilatação medido sob altas pressões de confinamento.

O parâmetro σ_{b0}/σ_{c0} , trata da razão entre a tensão biaxial de compressão e a tensão de compressão. Segundo LUBLINER (1989) valores típicos experimentais para este parâmetro em concreto estão entre 1,10 e 1,16.

O parâmetro μ é utilizado de modo a levar em conta efeitos viscoplásticos nas equações constitutivas do concreto.

O parâmetro ϵ , define a taxa em que a função de Drucker-Prager se aproxima da assíntota, tendo seu valor, normalmente, tendendo a zero.

Tabela 5.11 – Simulação em elementos finitos: Parâmetros de entrada do modelo.

ELASTIC		PLASTICITY > CONCRETE DAMAGED PLASTICITY				
E (GPa)	ν	ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c	μ
32,07	0,2	41°	0,1	1,16	1	0

Os modelos mecânicos de resistência à tração (Figura 5.64 - a) e resistência à compressão (Figura 5.64 - b), utilizados como dados de entrada do modelo em elementos finitos, tiveram sua origem em ajustes simples baseados nas regiões pós-fissuração das curvas experimentais de resistência à tração e compressão do concreto C1,5%. Analogamente, o valor de módulo de elasticidade (Tabela 5.11) teve como fonte o valor médio obtido para a resistência à tração do concreto C1,5%. Todos os demais parâmetros, tiveram base nos dados literários provenientes das referências bibliográficas listadas neste estudo.

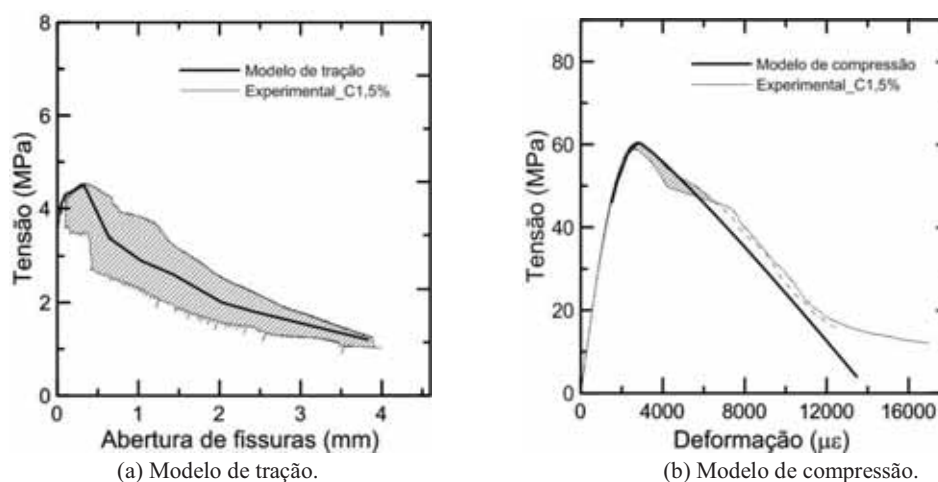


Figura 5.64 – Modelos de resistência à tração e compressão: parâmetros de entrada no modelo em elementos finitos.

- **Capacidade de carga e deslocamento**

Conforme descrito anteriormente, o modelo em elementos finitos criado no *software* ABAQUS, foi elaborado com as características materiais do concreto C1,5% e, portanto, só a ele representará. Para comparar a resposta da simulação computacional com o resultado experimental de flexão, foram utilizadas as curvas de carga *versus* deslocamento de ambos os testes.

Na Figura 5.65, é possível verificar os campos de tensões e o campo de deslocamentos para dois níveis predeterminados de deslocamento central (0,1mm e 0,41mm respectivamente). Tais valores foram obtidos a partir da análise de um único nó, localizado na região central do painel.

Através da Figura 5.65 - a e da Figura 5.65 - c, é possível verificar com facilidade as direções radiais das zonas de tensão se propagando no elemento, as quais, em um ensaio experimental, darão origem às linhas de ruptura “*yield lines*”. O mesmo pode ser verificado analisando a energia dissipada por deformações plásticas para diferentes estágios de deslocamento central (Figura 5.66).

Assim como esperado, verificou-se que a energia dissipada em virtude das deformações plásticas, teve seu início marcado pelo instante em que as tensões geradas no elemento se aproximaram da tensão de tração crítica (tensão de primeira fissura) embutida no modelo de tração utilizado (Figura 5.66 - a).

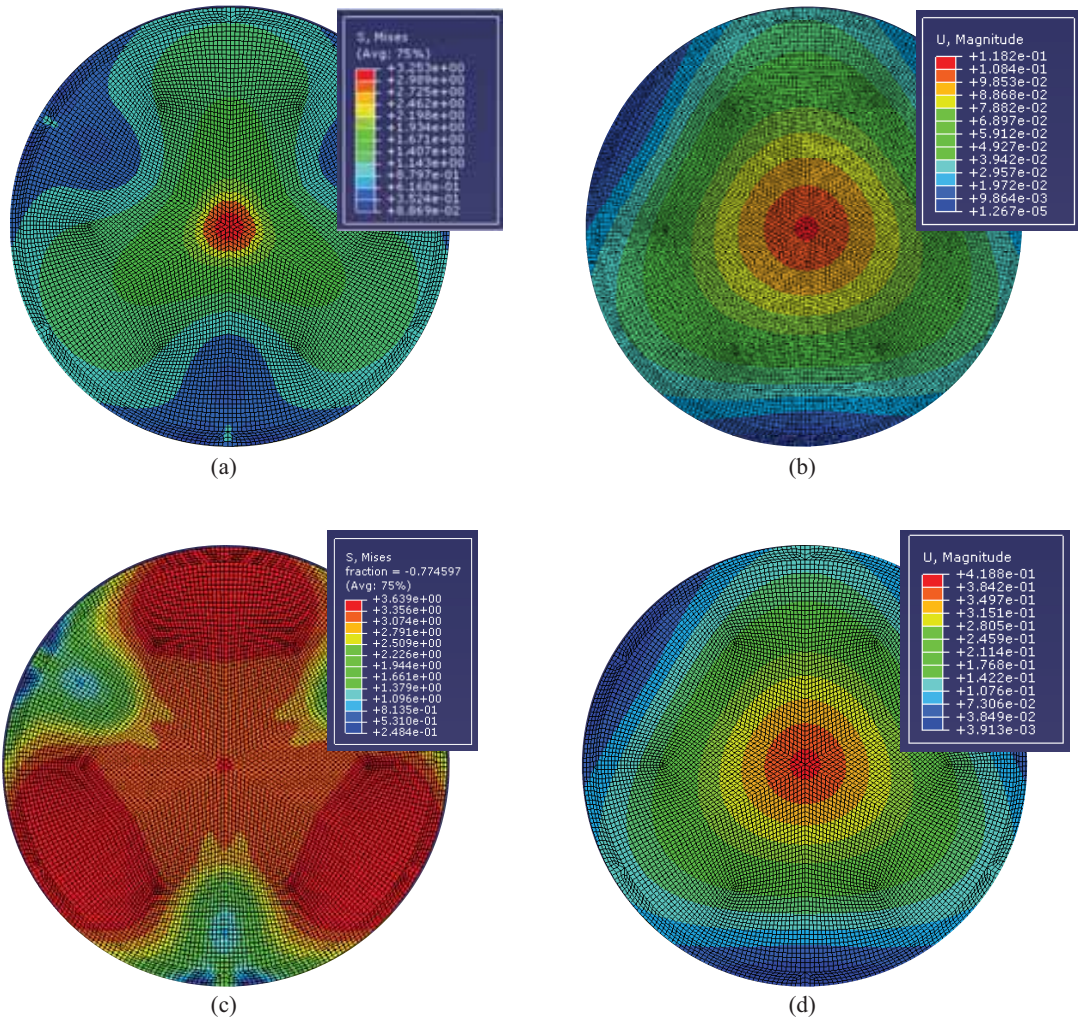


Figura 5.65 – Simulação em elementos finitos para 0,11mm e 0,41mm de deslocamento central: (a-c) campo de tensões (MPa) e (b-d) campo de deslocamentos (mm).

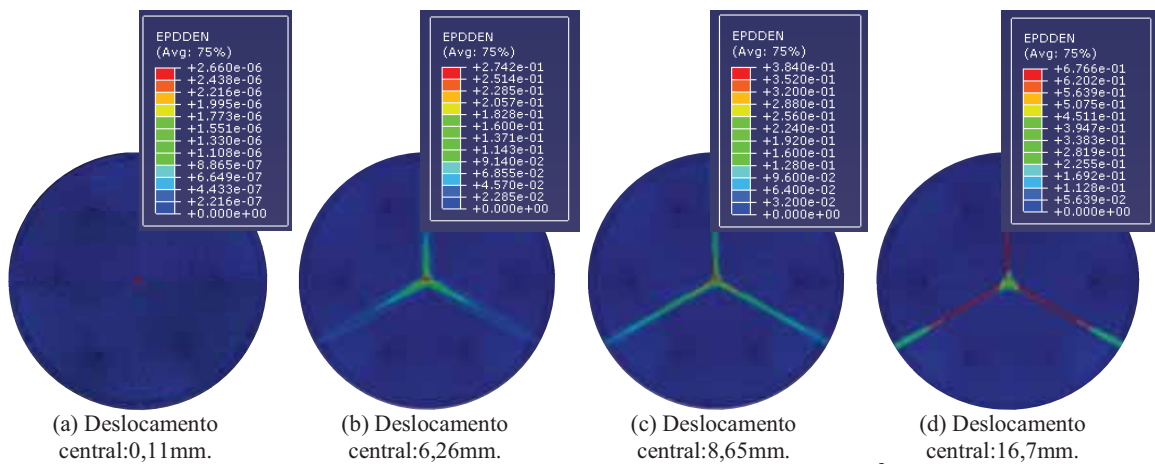


Figura 5.66 – Energia dissipada por deformações plásticas (10^{-3} J).

Curvas típicas de carga *versus* deslocamento (Configuração I) obtidas através dos testes experimentais com painéis (C1,5%) aos 28 dias de idade estão apresentadas na Figura 5.67, juntamente com a simulação gerada pelo modelo implementado no *software* ABAQUS. Nesta ilustração também estão presentes os diferentes níveis de deslocamentos, os quais deram origem aos itens (a), (b), (c) e (d) da Figura 5.66.

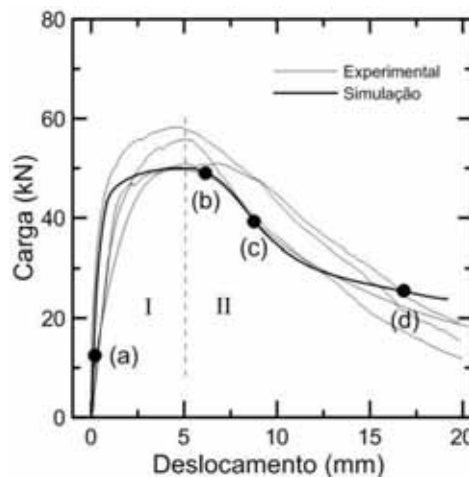


Figura 5.67 – Resistência à flexão em painéis circulares de concreto: Simulação em elementos finitos e curvas experimentais.

Conforme ilustrado na Figura 5.67, a carga de pico obtida pela simulação se mostrou cerca de 8,45% inferior à média dos valores obtidos das curvas experimentais (Configuração I). Os valores de carga de pico obtidos para as curvas experimentais e para a simulação foram de, respectivamente, 53,82 kN (valor médio, item 5.2.5) e 49,27 kN.

Na Figura 5.68, é possível confrontar a formação de fissuras nas amostras, com o campo de tensões gerado nos painéis segundo a modelagem em elementos finitos proposta neste estudo. O nível de tensão apresentado nesta ilustração, pode ser verificado na Figura 5.65 - c. De posse da sobreposição de imagens, pôde-se verificar que a formação das fissuras é perfeitamente compatível com o campo de tensões gerado pela simulação em elementos finitos, quando da ocorrência de tensões próximas à tensão de tração crítica do material.

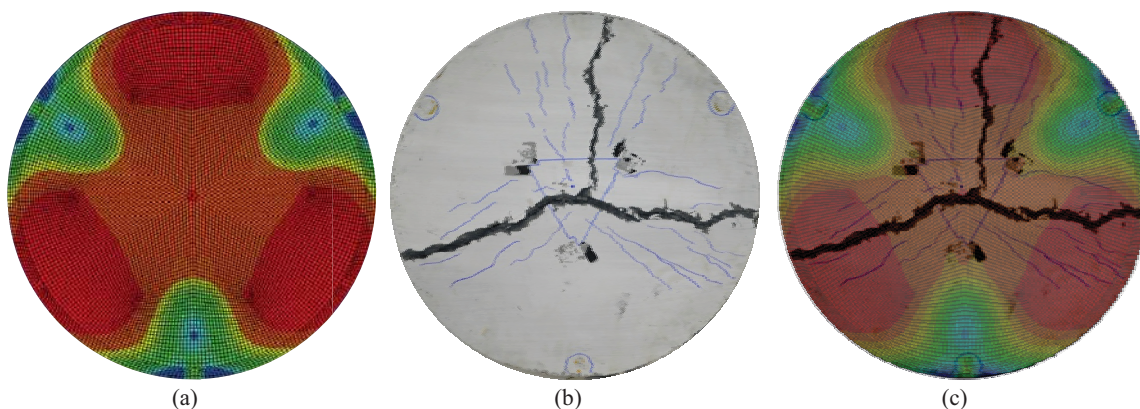


Figura 5.68 – Sobreposição de imagens: campo de tensões e abertura de fissuras.

A malha empregada no modelo em estudo, foi refinada ao ponto de não causar alterações no resultado final da simulação. A curva carga *versus* deslocamento gerada pelo modelo, como esperado para um ensaio de flexão, se mostrou extremamente dependente do modelo de tração utilizado.

Cabe evidenciar que, conforme descrito anteriormente, o modelo criado em elementos finitos representa de forma bastante simplificada o ensaio experimental realizado. Desta forma, especula-se que a não conformidade entre as curvas experimentais e a simulação, tenha sua principal origem nas incompatibilidades/deficiências do modelo computacional com relação às configurações de apoios e ao método de aplicação de carga empregados no ensaio experimental.

6 CONCLUSÕES

6.1 CONCLUSÕES

Os materiais empregados neste estudo possibilitaram a produção de concretos com boa fluidez, mesmo após a incorporação de 1,0% (78kg/m³) e 1,5% (117kg/m³) de fibras de aço em teor volumétrico. Em geral, os resultados dos ensaios experimentais, evidenciaram melhores desempenhos reológicos para as misturas com reforço não-híbrido (C1,0% e C1,5%) em comparação às misturas com reforço híbrido (C1,0%H e C1,5%H) e a mistura de referência (C0), demonstrando um efeito nocivo das fibras curtas (SF1) com relação à trabalhabilidade das misturas. Apesar deste fenômeno, todas as misturas produzidas apresentaram desempenho e capacidade de adensamento satisfatória.

De um modo geral, a incorporação do reforço fibroso, acarretou acréscimos nos valores de resistência à compressão e de deformação axial dos concretos produzidos (com exceção apenas do concreto C1,5%), sendo este acréscimo mais pronunciado nos concretos contendo reforço fibroso híbrido.

Quanto à resistência à tração direta dos concretos produzidos, foi possível verificar que a utilização do reforço fibroso nas frações volumétricas de 1,0% e 1,5%, acarretou acréscimos tanto nos valores de tensão de primeira fissura, quanto nos valores de tensão última e módulo de elasticidade de todos os compósitos, quando comparados aos valores

obtidos para o concreto de referência. Não foi possível identificar uma contribuição significativa da hibridização do reforço fibroso nos valores de resistência e tenacidade do compósito C1,0%H em relação ao compósito não-híbrido C1,0%. No entanto, o concreto C1,5%H, demonstrou incrementos com relação à capacidade de deformação e a manutenção da carga, em comparação ao compósito C1,5% de mesmo teor volumétrico.

A grande dificuldade que envolve a produção das amostras e a execução dos ensaios de resistência à tração direta, foi refletida nos valores de desvio padrão obtidos na maioria dos resultados apresentados. Deste modo, torna-se complexa a análise da influência do teor volumétrico de fibras e principalmente da influência da hibridização do reforço fibroso nas propriedades mecânicas à tração dos compósitos.

Quanto aos ensaios de resistência à tração direta variando a taxa de deformação ($1,6 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ a $1,6 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$), pôde-se perceber que a elevação da velocidade de carregamento e consequentemente da taxa de deformação, acarretou acréscimos na capacidade de absorção de energia e no desempenho mecânico do concreto C1,5%, tanto na fase de ruptura, quanto no limite último de resistência pós-fissuração. Desta forma, o emprego deste tipo de material em elementos estruturais expostos a carregamentos de velocidade variável (pontes, viadutos, estruturas sujeitas a explosões e sismos, pistas de pouso de aeronaves), torna-se conveniente, visto que possibilita a combinação de características reológicas favoráveis e elevado desempenho mecânico.

Com relação ao comportamento à flexão em prismas (nível material) dos concretos produzidos, observou-se que a incorporação de fibras acarretou significativos acréscimos nos valores de tensão de primeira fissura e de tensão última dos compósitos, sendo estes mais pronunciados nos compósitos contendo o maior teor volumétrico de fibras estudado (1,5%). A hibridização dos concretos C1,0%H e C1,5%H, colaborou para o aumento da capacidade de manutenção da carga e para a elevação da tenacidade destes compósitos em relação aos concretos não-híbridos (C1,0% e C1,5%) para níveis de deslocamento próximos ao deslocamento de primeira fissura.

Observou-se que o método utilizado para a determinação da resistência à tração via retroanálise das curvas experimentais de resistência à flexão e compressão,

superestimou os valores de tensão de tração tanto na fase elástica, quanto na fase pós-fissuração das curvas analíticas dos concretos em estudo. Sendo assim, o método deverá ser utilizado com cautela, ou aprimorado através de métodos de ajuste baseados na eficiência do reforço fibroso.

Com relação aos ensaios de resistência à flexão em painéis (nível estrutural), verificou-se que, em geral, tanto a carga de primeira fissura, quanto a carga última suportada pelos painéis, aumentaram para todos os concretos em consequência da incorporação de fibras, sendo este aumento mais pronunciado nos concretos com reforço híbrido (C1,0%H e C1,5%H). Observou-se que, assim como nos ensaios de flexão utilizando prismas, para níveis de deslocamento próximos ao deslocamento de primeira fissura, a inclusão do reforço fibroso híbrido propiciou maior capacidade de absorção de energia aos painéis para as duas frações volumétricas de fibras estudadas (1,0% e 1,5%).

O ensaio de flexão em painéis circulares (Configuração I) demonstrou ser capaz de ativar o processo de múltipla fissuração dos concretos estudados. As grandes áreas de fratura formadas nos painéis de concreto colaboraram para uma visualização mais clara dos fenômenos ocorridos em consequência da utilização de reforço híbrido nos concretos C1,0%H e C1,5%H.

A análise das diferentes condições de contorno aplicadas aos ensaios de flexão em painéis, revelou que o concreto C1,5%, através do mecanismo de ponte criado entre as fibras e a matriz cimentícia, é capaz de formar um elevado número de linhas de ruptura ao longo das amostras, dependendo da solicitação estrutural a qual o elemento de concreto estiver vinculado. Os ensaios também demonstraram que mesmo quando da ocorrência de ruptura por punção, o concreto C1,5% apresentou colapso com característica dúctil.

A calibração do modelo em elementos finitos, levando em consideração o modelo elástico e o modelo plástico listados anteriormente, demonstrou ser capaz de assegurar uma boa aproximação entre as curvas resultantes da simulação e da resposta experimental de flexão do concreto C1,5%. Contudo, torna-se necessária a utilização de novos modelos e parâmetros, para que a simulação possa representar com maior fidelidade o ensaio real. Embora não substitua o ensaio experimental, a simulação em elementos finitos poderá

auxiliar na previsão do desempenho de outros concretos quando submetidos a este tipo de ensaio.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho várias propriedades e características do CARFA foram investigadas, tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido. Contudo, seria relevante a realização de outros estudos para melhor compreender o comportamento deste tipo de material. Dentre os possíveis itens a serem pesquisados, podem ser citados:

- Analisar o desempenho mecânico do CARFA através de ensaios cíclicos de flexão em painéis circulares de concreto utilizando diferentes condições de contorno.

- Estudar a interface fibra-matriz para os dois diferentes tipos de fibras de aço empregados neste trabalho.

- Modelar através do método dos elementos finitos ensaios estruturais de flexão em lajes tomando como base o ensaio de flexão em painéis circulares de concreto elaborado neste estudo.

- Modelar através do método dos elementos finitos os ensaios estruturais com painéis circulares referentes às Configurações II e III deste estudo.

- Realizar ensaios de flexão em amostras prismáticas, painéis circulares e lajes de dimensões correntes em obras de engenharia civil, buscando correlacionar resultados e definir parâmetros de cálculo para utilização no dimensionamento de estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P. C., 2000, “*Concreto de alto desempenho*”, In: PINI, São Paulo, 1ª ed, 667 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2005, “*Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (using centrally loaded round panel)*”, ASTM C1550, Philadelphia.

ASCHE, H. R.; BERNARD, E.S., 2004, “*Shotcrete design and specification for the Cross City Tunnel, Sydney*”. Shotcrete: More Engineering Developments. In: Proceedings of the second international conference on engineering development in shotcrete, Cairns, Queensland, Australia. Edited by: E. S. Bernard. Taylor & Francis, 304 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991, “*Concreto – Determinação da Resistência à Tração na Flexão em Corpos de Prova Prismáticos*” NBR 12142, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, “*Cimento Portland e Outros Materiais em Pó - Determinação de Massa Específica*”, NBR NM 23, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, “*Agregados – Determinação da composição granulométrica*”, NBR NM 248, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, “*Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação*”, NBR 8522, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, “*Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação*”, NBR 8522, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, “*Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*”, NBR 5739, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009, “*Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água*”, NBR NM 53, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009, “*Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente*”, NBR NM 52, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, “*“Concreto Autoadensável”, Parte 4 – Determinação da Habilidade Passante - Método da Caixa L*”, NBR 15823-4, Rio de Janeiro.

BALAGURU. P. N., SHAH, S. P., 1992, “*Fiber Reinforced Cement Composites*”, McGraw Hill Book Co., New York.

BANFILL, P.F.G., 2003, “*The rheology of fresh cement and concrete – A review*”, In: Proc 11th International Cement Chemistry Congress, Durban, (May), 13 p.

BANTHIA, N., BINDIGANAVILE, V., MINDESS, S., 2004, “*Impact and blast protection with fiber reinforced concrete*”, 6th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes, pp. 31-44.

BARROS, A. R., 2009, "*Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço*", Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, UFAL, Maceió, 155 p.

BARSBY, C., 2011, "*Toughness based analysis and design of fiber reinforced concrete using flexural test data*", Master dissertation, Arizona State University, 249 p.

BENTUR, A., MINDESS, S., 2007, "*Fibre reinforced cementitious composites*", 2nd ed, Modern Concrete Technology Series.

BERNARD, E. S., 1999, "*Behaviour of round steel fibre reinforced concrete panels under point loads*", Materials and Structures, vol. 33, n. 3 (August), pp. 181-188.

BERNARD, E. S., 2004, "*Shotcrete: More Engineering Developments*", In: Proceedings of the second international conference on engineering development in shotcrete, Cairns, Queensland, Australia. Taylor & Francis, 304 p.

BORST *et al.*, 2004, "*Discrete vs smeared crack models for concrete fracture: bridging the gap*", international journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 28, pp. 583-607.

BOSILJKOV, V. B., 2003, "*SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler*", Cement and Concrete Research, vol. 33, n. 9 (September), pp. 1279-1286.

BOULAY, P., ROSSI, P., TAILHAN J.-L., 2004, "*Uniaxial Tensile Test On A New Cement Composite Having A Hardening Behaviour*", In: 6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC), Italy, pp. 61-68.

BOUZOUBAÂ, N.; LACHEMI, M., 2001, "*Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash Preliminary results*", Cement and Concrete Research, vol. 31, n. 3 (March), pp. 413-420.

BUI, V. K.; AKKAYA, Y.; SHAH, S., 2002, “*Rheological model for self consolidating concrete*”, ACI Materials Journal, vol. 99, n. 6, (November-December), pp. 549-559.

BURCU, A. e MEHMET, A. T., 2011, “*Mechanical behaviour and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete*”, Construction and Building Materials, vol. 28, n. 1 (March), pp. 287-293.

CARNIO, M.A., 2009, “*Propagação de trinca por fadiga do concreto reforçado com baixos teores de fibra*”. Tese de doutorado – Comissão de pós-graduação em Engenharia Mecânica, Departamento de engenharia de materiais, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, 145p.

CARSTENSEN, J. V., 2011, “*Material modelling of reinforced concrete at elevated temperatures*”, Master thesis, Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, 124p.

CORDEIRO, G. C., 2006, “*Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto*”, Tese de doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 445 p.

CORINALDESI, V.; MORICONI, G., 2004, “*Durable fiber reinforced self-compacting concrete*”, Cement and Concrete Research, vol. 34, n. 2 (February), pp. 249-254.

CRAEYE, B.; DE SCHUTTER, G.; DESMET, B.; VANTOMME, J.; HEIRMAN, G.; VANDEWALLE, L.; CIZER, Ö.; AGGOUN, S.; KADRI, E.H., 2010, “*Effect of mineral filler type on autogenous shrinkage of self-compacting concrete. Cement and Concrete Research*”, vol. 40 (January) n. 6, pp. 908-913.

CUNHA, V. M. C. F., BARROS, J. A. O., CRUZ, J. S., 2008, “*Modelling the influence of age of steel fibre reinforced self-compacting concrete on its compressive behavior*”, Materials and Structures, vol. 41, n. 3, pp. 465-478.

DE LA FUENTE, A. *et al.*, 2012, “A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes”, *Construction and Building Materials*, vol. 30, (May), pp. 547-555.

DE LARRARD, F., 1999, “Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach, *Modern Concrete Technology Series*”, In: E&FN SPON, London, vol. 9, 421p.

DE LARRARD, F., HU, C., SEDRAN, T., SZITKAR, J. C., JOLY, M., CLAUX, F., DERKX, F., 1997, “New rheometer for soft-to-fluid fresh concrete”, *ACI Materials Journal*, v. 94, n. 3, pp. 234-243.

DE LARRARD, F.; FERRARIS, C. F.; SEDRAN, T., 1998, “Fresh Concrete: A Herschel-Bulkley Material”, *Materials and Structures*, vol. 31, pp. 494-498.

DESTRÉE, X., MANDL, J., 2008, “Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: Case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents”, *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds)*, Taylor & Francis Group, London, pp. 437-443.

DI PRISCO, M.; DOZIO, D.; COLOMBO, M., 2011, “On the bearing capacity of FRC structures: is the material characteristic value the right choice?”, *Proceedings of the 2th International RILEM Conference on Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC2-Rio)*, pp. 279-287.

DIAMANTONIS, N., MARINOSB, I., KATSIOTISA, M.S., SAKELLARIOUC, A., PAPATHANASIOUC, A., KALOUIDASD, V., KATSIOTIA, M., 2010, “Investigations about the influence of fine additives on the viscosity of cement paste for self-compacting concrete”. *Construction and Building Materials*, vol. 24, n. 8 (August), pp. 1518-1522.

DOMONE, P. L., 2007, “A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. *Cement & Concrete Composites*”, pp. 1-12.

DOZIO, D., 2008, “*SFRC structures: Identification of the uniaxial tension characteristic constitutive law*”, PHD Thesis, Politecnico di Milano - Doctoral School in Structural, Earthquake and Geotechnical Engineering, 204 p.

EFNARC, 2002, *Specification and guidelines for self-compacting concrete*, In: EFNARC. (Fev). pp. 1-32.

EPG., 2005, “*The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use*”. In: European Project Group, 63 p.

ESPION, B., “*Test report n°33410*”, 2006, Faculte des sciences appliquees, Universite Libre de Bruxelles, Brussels, (August), 29 p.

FELEKOĞLU, B.; TOSUN, K.; BARADAN, B.; ALTUN, A.; UYULGAN, B., 2006, “*The effect of fly ash and limestone fillers on the viscosity and compressive strength of self-compacting repair mortars*”. Cement and Concrete Research, vol. 36, n. 9 (September), pp. 1719-1726.

FERRARA, L., PARK, Y. D., SHAH, S. P., 2007, “*A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete*”, Cement and Concrete Research, vol. 37, n. 6 (June), pp. 957-971.

FERRARIS, C. F., 1999, “*Measurement of the Rheological Properties of High Performance Concrete: State of the art Report*”, Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology, vol. 104, n. 5 (September–October), pp. 461-478.

FEYS, D.; VERHOEVEN, R.; SCHUTTER, G., 2008, “*Fresh self compacting concrete, a shear thickening material*”, Cement and Concrete Research, vol. 38, n. 7 (July), pp. 920-929.

GETTU, R., BARRAGÁN, B. E., 2003, “*Direct tension test and interpretation*”. In: International RILEM Workshop on Test and Design Methods for Steel fibre Reinforced Concrete, pp. 15-30.

GROTH, P.; NEMEGEER, D., 1999, "*The use of steel fibres in self-compacting concrete*", Proceedings of the first international RILEM symposium on self-compacting concrete. Stockholm, pp. 497-507.

GRÜNEWALD, S. e WALRAVEN, J. C., 2003, "*Rheological Measurements on Self - Compacting Fibre Reinforced Concrete*", In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: (August). Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. pp. 49-58.

GRÜNEWALD, S. e WALRAVEN, J. C., 2001, "*Parameter-Study on the Influence of Steel Fibers and Coarse Aggregate Content on the Fresh Properties of Self-Compacting Concrete*", Cement and Concrete Research, vol. 31, n. 12 (December), pp. 1793-1798.

HABEL, K. e GAUVREAU, P., 2008, "*Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading*", Cement & Concrete Composites, vol. 30, n. 10 (september), pp. 938-946.

HWANG, S. D.; KHAYAT, K. H.; BONNEAU, O., 2006, "*Performance-Based Specifications of Self-Consolidating Concrete Used in Structural Applications*". ACI Materials Journal, (March-April), pp. 121-129.

JOHANSEN, K. W., 1962, "*Yield line theory*", Cement and Concrete Association, London.

KAWAMATA, A., MIHASHI, H., FUKUYAMA, H., 2003, "*Properties of hybrid fiber reinforced cement-based composites*", Journal of Advanced Concrete Technology, vol. 1, n. 3 (July), pp. 283-290.

KHAYAT, K. H., 2000, "Optimization and Performance of air-entrained, self-consolidating", *ACI Materials Journal*, v. 97, n. 5 (September-October), pp. 596-605.

KHAYAT, K. H., GUIZANI, Z., 1997, "*Use of viscosity-modifying admixture to enhance stability of fluid concrete*", *ACI Materials Journal*, vol, 94, n. 4, pp. 332-340.

KHAYAT, K. H., ROUSSEL, Y., 2000, “*Testing and performance of fiber reinforced, self-consolidating concrete*”, Materials and Structures, vol. 33, n. 6, pp. 391-397.

KIM, D. J., NAAMAN, A. E., TAWIL, S. E., 2008, “*Comparative flexural behavior of four fiber reinforced cementitious composites*”, Cement and Concrete Composites, vol 30, n. 10 (November), pp. 917-928.

KIM, D. J.; EL-TAWIL, S.; NAAMAN, A. E., 2008, “*Rate-dependent tensile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composites*”, Materials and Structures, vol. 42, n. 3 (May), pp. 399-414.

KLUG, Y.; HOLSCHEMACHER, K., 2003, “*Comparison of the hardened properties of self compacting and normal vibrated concrete*”, In: 3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, pp. 596-605.

KOU, S. C.; POON, C. S., 2009, “*Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates*”, Cement & Concrete Composites, vol. 31, n. 9 (October), pp. 622-627.

KUDER, K. G. *et al.*, 2007, “*Rheology of fiber-reinforced cementitious materials*”, Cement & Concrete Research, vol. 37, n. 2 (February), pp. 191-199.

LEE, M. K.; BARR, B. I. G., 2004, “*An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete*”. Cement and Concrete Composites, v. 26, n. 4 (May), pp. 299-305.

LEONARDT, F. e MÖNNIG, E., 1978, “*Construções de concreto – Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado*”, Editora Interciência, vol. 2, 161 p.

LIMA, P. R. L., 2004, “*Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras de sisal*”. Tese de Doutorado COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 263 p.

LUBLINER, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Oñate, E., 1989, “*A Plastic-Damage Model for Concrete*”, International Journal of Solids and Structures, vol. 25, n. 3, pp. 229-326.

MAALEJ, M., QUEK, S. T., ZHANG, J., 2005, “*Behavior of Hybrid-Fiber Engineered Cementitious Composites Subjected to Dynamic Tensile Loading and Projectile Impact*”, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 17, n. 2 (April), pp. 143-152.

MARANGON, E., 2006, “*Desenvolvimento e caracterização de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço*”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 142 p.

MECHTCHERINE, V.; SILVA, F. A.; BUTLER, M.; ZHU, D.; MOBASHER, B.; GAO, S.; MÄDER, E., 2011, “*Behaviour of strain-hardening cement-based composites under high strain rates*”, Journal of Advanced Concrete Technology, vol. 9, n. 1 (February), pp. 51-62.

MEDA, A. PLIZZARI, G.A. RIVA, P ., 2004, “*Fracture behavior of SFRC slabs on grade. Materials and Structures*”, vol. 37, n. 6 (July), pp. 405-411.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M., 1994, “*Concreto: estrutura, propriedades e materiais*”, 1ª Edição, São Paulo, Editora PINI, 616 p.

MELO, K. A., 2005, “*Contribuição à Dosagem de Concreto Auto-Adensável com Adição de Fíler Calcário*”, Dissertação de Mestrado, PPGEC/Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, SC.

MENEGHETTI, L.C., 2007, “*Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida*”, Tese de doutorado – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 275 p.

MOBASHER, B.; DESTRÉE, X.; BARROS, J.; NAAMAN, A., 2011, “*A report on the design and construction of steel fiber reinforced concrete elevated slabs*”, American Concrete Institute, pp. 1-67.

NAAMAN, A. E., 2002, “*Toughness, ductility surface energy and deflection-hardening FRC composites*”. In: Proceedings of JCI workshop on ductile fiber reinforced cementitious composites (DFRCC) – application and evaluation, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, (October), pp. 33–57

NAAMAN, A. E., HAMMOUD, H., 1998, “*Fatigue Characteristics of High Performance Fiber-reinforced Concrete*”, Cement and Concrete Composites, vol. 20, n. 5 (October), pp. 353-363.

NEHDI, M.; LADANCHUK, J. D., 2004, “*Fiber synergy un Fiber-Reinforced Self- Consolidating*”. ACI – Materials Journal, pp. 508-517.

NEVILLE, A. M., 1997, “*Propriedades do Concreto*”, In: PINI, São Paulo, 2^a ed, 828 p.

NOUR, A.; MASSICOTTE, B.; MONTAIGNAC, R.; CHARRON, J., 2011, “*Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using a stochastic model: Application for predicting the flexural behaviour of round panels using stress crack opening diagrams*”. Cement and Concrete Research, vol. 41, n. 9 (May), pp. 964-974.

ORANGE, G., ACKER, P., VERNET, C., 1999, “*A New Generation of Ultra-High Performance Concrete: Ductal Damage Resistance and Micromechanical Analysis*”. RILEM - Third International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, Mainz, Germany, pp. 101-111.

ORANGE, G., DUGAT, J. AND ACKER, P., 2000, “*Ductal: New Ultra High Performance Concretes. Damage Resistance and Micromechanical Analysis*”. In: Proceedings of Fifth RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC), BEFIB,

Lyon, France, 12–15 (September), Edited by: P. Rossi and G. Chanvillard. RILEM Publications, Bagneaux, France, pp. 781-790.

OZAWA, K.; MAEKAWA, K.; KUNISHIMA, M.; OKAMURA, H., 1989, “*Performance of concrete based on the durability design of concrete structures*”, In: Proc. of the Second East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. vol. 1, pp. 445–456.

PARANT, E. ROSSI, P. BOULAY, C., 2006, “*Fatigue behavior of a multi-scale cement composite*”, Cement and Concrete Research, vol. 37, n. 2 (February), pp. 264-269.

PARANT, E., 2003, “*Mecanismos D’Endommo Gement et Comportements Mecaniques D’un Composite Cimentaire Fibre Multi Echelles Sous Sollicitations Severes: Fatigue, Choc, Corrosion*”, Tese de Doutorado, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussees, Paris, França.

PEREIRA, E. N. B., BARROS, J. A. O., CAMÕES, A., 2008, “*Steel Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete: Experimental Research and Numerical Simulation*”, Journal of Structural Engineering, vol. 134, n. 8 (August), pp. 1310-1321.

PILAKOUTAS, K., NGUYEN, V. H., 2008, “*Testing of SFRC Circular Slabs*”, Power point presentaion, The University of Sheffield, (September), 12 p.

PILEGGI R. G.; PANDOLFELLI, V. C., 2002, “*Rheology and particle size distribution of pumpable refractory castables*”, Cerâmica, ABC - S. Paulo, v. 48, n. 305, p. 11-16.

PONS, G., MOURET, M., ALCANTARA, M., GRANJU, J. L., 2007, “*Mechanical behaviour of self-compacting concrete with hybrid fibre reinforcement*”, Materials and Structures, vol. 40, n. 2, pp. 201-210.

RAMBO, D. A. S. ; SILVA, F. A.; TOLEDO FILHO, R. D., 2011, “*Concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço híbridas: uma comparação entre ensaios*

em painéis circulares e flexão em vigas prismáticas". In: 53 Ibracon - Congresso brasileiro do concreto, Florianópolis, Anais do 53CBC2011, pp. 300-300.

ROSA. J. I., 2005, "*Modelagem numérica-experimental de prismas, placas e cascas de compósitos fibrosos de altíssima resistência*", Dissertação de mestrado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ROSSI, P. PARANT, E. "*Damage mechanisms analysis of a multi-scale fibre reinforced cement-based composite subjected to impact and fatigue loading conditions*", Cement and Concrete Research, vol. 38, n. 3 (March), pp. 413-421.

ROSSI, P., ACKER, P., MALIER, Y., 1987, "*Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure*". Materials and Structures, vol. 20, n. 6, pp. 436-439.

SAAK, A. W.; JENNINGS, H. M.; SHAH, S., 2001, "*New methodology for designing self-compacting concrete*", ACI Materials Journal, vol. 98, n. 6, (November-December), pp. 429- 439.

SAHMARAN, M., YURTSEVEN, A., YAMAN, I. O., 2005, "*Workability of hybrid fiber reinforced self-compacting concrete*", Building and Environment, vol. 40, n. 12 (December), pp. 1672-1677.

SEDRAN, T.; DE LARRARD, F., 2000, "*BétonlabPro2*", Logiciel de formulation des béton, version 2.0 exécutable sous Windows, logiciel et notice, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

SENGUL, C., AKKAYA, Y., TASDEMIR, M. A., 2006, "*Fracture behavior of high performance fiber reinforced self compacting concrete*", Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties Istanbul Technical University, Civil Engineering Faculty 34469, Maslak, Istanbul, Turkey, pp. 171-177.

SIDDIQUE, R., 2010, "*Properties of Self-Compacting Concrete Containing Class F Fly Ash*". Materials and Design. (Aug), pp. 1-27.

SORANAKOM, C.; MOBASHER, B., 2008, “*Correlation of tensile and flexural responses of strain softening and strain hardening cement composites*”, *Cement & Concrete Composites*, vol. 30, n. 6 (July), pp. 465-477.

SORANAKOM, C.; MOBASHER, B.; e DESTREE, X., 2007, “*Numerical Simulation of FRC Round Panel Tests and Full-Scale Elevated Slabs*”, *Deflection and Stiffness Issues in FRC and Thin Structural Elements*, SP- 248, P.H. Bishoff and F. Malhas, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, pp. 31-40.

TANNER, R. I., 2002, “*Engineering rheology*”, 2^a ed. rev., New York: Oxford University Press, 451 p.

TATTERSALL, G. H.; BANFILL, P. F.G., 1983, “*The rheology of fresh concrete*”, In: Pitman Books Limited, London, 347 p.

TOLEDO FILHO, R. D., 1997, “*Argamassas Reforçadas com Fibras Naturais: Caracterização Experimental*”, Tese de Doutorado em Engenharia – DEC-PUCRio/ DECImperial College, Rio de Janeiro.

TOLEDO FILHO, R. D., ENGLAND, G. L., GHAVAMI, K., 1997, “Comportamento em compressão de argamassas reforçadas com fibras naturais – I. Relação tensão-deformação experimental e processo de fratura”, *R. Brás. Eng. Agric. Ambiental*, v.1, pp. 79-88.

TORRIJOS, M. C., BARRAGÁN, B. E., ZERBINO, R. L., 2008, “*Physico-mechanical properties, and mesostructure of plain and fibre reinforced self-compacting concrete*”, *Construction and Building Materials*, vol. 22, n. 8 (August), pp. 1780-1788.

TRÄGARDH, J., 1999, “*Microstructural features and related properties of self-compacting concrete*”, In: *Proceedings of first international RILEM symposium on self-compacting concrete*, Stockholm, 1999, pp. 175-186.

TRAN, V. N. G.; BEASLEY, A. J., 2001, “*Application of yield line theory to round determinate panels*”, *Shotcrete: Engineering Developments*. In: *Proceedings of the*

international conference on engineering development in shotcrete, Hobart, Tasmania, Australia. Edited by: E. S. Bernard, 255 p.

TURK, K.; KARATAS, M.; ULUCAN, Z. C., 2010, “*Effect of the use of different types and dosages of mineral additions on the bond strength of lap-spliced bars in self-compacting concrete*”, Materials and Structures, vol. 43, n. 4 (May), pp. 557–570.

VALCUENDE, M.; PARRA, C., 2009, “*Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes*”, Construction and Building Materials, vol. 23, n. 1(January), pp. 162-170.

VELASCO R. V., 2002, “*Concreto de alto desempenho reforçado com fibras de polipropileno e sisal submetido a altas temperaturas*”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, pp. 132.

VELASCO, R. V., 2008, “*Concretos auto-adensáveis reforçados com elevadas frações volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, físicas, mecânicas e térmicas*”, Tese de doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 349 p.

XIAO, S.; LI, H.; LIN, G., 2008, “*Dynamic behaviour and constitutive model of concrete at different strain rates*”. Dalian University of Technology, Magazine of Concrete Research, vol. 60, n. 4 (May), pp. 271-278.

YOU, Z., DING, Y., NIEDEREGGER, C., 2010, “*Replacing Stirrups of Self-Compacting Concrete Beams with Steel Fibers*”, Transactions of Tianjin University, vol. 16, n. 6, pp. 411-416.